

DISERTASI

**POTENSI LIKUEFAKSI MENGGUNAKAN PENDEKATAN
STATE PARAMETER BERDASARKAN PERCEPATAN MAKSIMUM
PERMUKAAN TANAH AKIBAT GEMPA HASIL *CODES*,
DETERMINISTIC AND PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS
(Studi kasus: Gempa Palu, Sulawesi Tengah, M 7.4, 28 September 2018)**

***LIQUEFACTION POTENTIAL USING A STATE PARAMETER APPROACH
BASED ON EARTHQUAKE PEAK GROUND ACCELERATION
GENERATED FROM CODES, DETERMINISTIC AND PROBABILISTIC
SEISMIC HAZARD ANALYSIS***

(Case Study: Palu Earthquake, Center of Sulawesi, M 7.4, September, 28th, 2018)

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi Persyaratan
Memperoleh Doktor Teknik Sipil**



**Hanindya Kusuma Artati
17934003**

**PROGRAM DOKTOR TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2023**

DISERTASI

POTENSI LIKUEFAKSI MENGGUNAKAN PENDEKATAN
STATE PARAMETER BERDASARKAN PERCEPATAN MAKSIMUM
PERMUKAAN TANAH AKIBAT GEMPA HASIL CODES,
DETERMINISTIC AND PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS
(Studi kasus: Gempa Palu, Sulawesi Tengah, M 7.4, 28 September 2018)

LIQUEFACTION POTENTIAL USING A STATE PARAMETER APPROACH
BASED ON EARTHQUAKE PEAK GROUND ACCELERATION
GENERATED FROM CODES, DETERMINISTIC AND PROBABILISTIC
SEISMIC HAZARD ANALYSIS
(Case Study: Palu Earthquake, Center of Sulawesi, M 7.4, September, 28th, 2018)

Disusun oleh

Hanindya Kusuma Artati

17934003

Telah diterima sebagai salah satu persyaratan untuk
memperoleh derajat Doktor Teknik Sipil

Diujiikan pada tanggal 16 November 2023

Oleh:

Promotor

Prof Widodo., MSCE., Ph. D
NIK: 785110201

Co-Promotor

Prof. Ir. Paulus P Rahardjo., MSCE., Ph. D
NIK: 1980039

Co-Promotor

DR. Ir. Lalu Makrup., MT
NIK: 885110106

Mengesahkan,

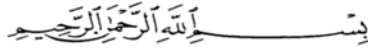
Ketua Program Doktor Teknik Sipil



Setya Winarno., Ph.D

NIK: 945110101

KATA PENGANTAR



Assalamu 'alaikum Wr. Wb

Alhamdulillah rabbil'alamiin, puji syukur kehadiran Allah SWT yang telah melimpahkan rahmat, taufik serta hidayah-Nya, sehingga Proposal Disertasi dapat diselesaikan dengan sebaik-baiknya. Shalawat serta salam selalu terlimpah curahkan kepada junjungan Rasulullah Muhammad SAW, keluarga, sahabat serta pengikut beliau hingga *yaumul akhir*.

Dalam penyusunan Proposal Disertasi masih terdapat banyak kekurangan untuk itu peneliti memohon saran, kritik, dan saran untuk dapat melengkapi penelitian Disertasi nantinya.

Berkaitan dengan ini, penulis ingin mengucapkan terima kasih kepada :

1. Prof. Ir. Widodo., MSCE., Ph. D selaku Promotor, dari Program Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
2. Prof. Ir. Paulus Rahardjo., MSCE., Ph. D., Selaku Co-Promotor, dari Program Teknik Sipil Fakultas Teknik, Universitas Katolik Parahyangan, Bandung.
3. DR. Ir. Lalu Makrup., M.T., Selaku Co-Promotor, dari Program Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
4. Prof. DR. Ramli Nazir., Selaku Penguji 1, dari Universitas Teknologi Malaysia, Malaysia.
5. Prof. Ir. T. Faisal Fathani., ST., MT., Ph.D., dari Universitas Gajah Mada, Yogyakarta.
6. Yunalia Muntafi., ST., MT., Ph.D, dari Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
7. Miftahul Fauziah., ST., MT., Ph.D., selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
8. Setya Winarno., ST., MT., Ph.D., selaku Ketua Program Doktor Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
9. Serta semua pihak terkait yang tidak dapat peneliti sebutkan satu persatu.

Semoga Laporan Proposal Disertasi ini dapat disetujui untuk dapat dilanjutkan ke penelitian selanjutnya dan nantinya dapat memberikan inovasi baru serta manfaat bagi kemaslahatan di bidang Teknik Sipil pada khususnya.

Wassalamu'alaikum Wr.Wb

Yogyakarta, 2023

Hanindya Kusuma Artati

17934003



Direktorat Perpustakaan Universitas Islam Indonesia
Gedung Moh. Hatta
Jl. Kaliurang Km 14,5 Yogyakarta 55584
T. (0274) 898444 ext.2301
F. (0274) 898444 psw.2091
E. perpustakaan@uii.ac.id
W. library.uui.ac.id

SURAT KETERANGAN HASIL CEK PLAGIASI

Nomor: 2194108068/Perpus./10/Dir.Perpus./IX/2023

Bismillaahirrahmaanirrahim

Assalamualaikum Wr. Wb.

Dengan ini, menerangkan Bahwa:

Nama : Hanindya Kusuma Artati
Nomor Mahasiswa : 17934003
Pembimbing : Prof. Ir. Widodo., MSCE., Ph. D
Fakultas / Prodi : Teknik Sipil dan Perencanaan/ DOKTOR TEKNIK SIPIL
Judul Karya Ilmiah : POTENSI LIKUIFAKSI MENGGUNAKAN PENDEKATAN
CRITICAL STATE BERDASARKAN PERCEPATAN PERMUKAAN
TANAH AKIBAT GEMPA HASIL DETERMINISTIC AND
PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS (DSHA DAN
PSHA)

Karya ilmiah yang bersangkutan di atas telah melalui proses cek plagiasi menggunakan **Turnitin** dengan hasil kemiripan (*similarity*) sebesar **9 (Sembilan) %**.

Demikian Surat Keterangan ini dibuat untuk dapat dipergunakan sebagaimana mestinya.

Wassalamualaikum Wr. Wb.

Yogyakarta, 10/13/2023

Direktur



Muhammad Jamil, SIP.

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR	iii
DAFTAR ISI	iv
DAFTAR TABEL	vi
DAFTAR GAMBAR	vi
DAFTAR LAMPIRAN	vii
BAB I PENDAHULUAN	1-1
1.1 Latar Belakang	1-1
1.2 Rumusan Masalah	1-10
1.3 Tujuan Penelitian	1-10
1.4 Manfaat Penelitian	1-11
1.4.1 Manfaat Bagi Dunia Pendidikan.	1-11
1.4.2 Manfaat Bagi Pemerintah Dan Masyarakat.	1-11
1.5 Batasan Penelitian	1-11
1.6 Struktur Pelaporan	1-12
1.7 Definisi Operasional	1-15
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	2-1
2.1 Tinjauan Umum	2-1
2.2 Penelitian Potensi Likuefaksi	2-1
2.2.1 Rahardjo (1989)	2-1
2.2.2 Irsyam (2010)	2-2
2.2.3 Herina Silvia (2013)	2-3
2.2.4 Warman & Jumas, (2013)	2-4
2.2.5 Mase Dkk., (2014)	2-5
2.2.6 Lestari, (2014).	2-6
2.3 Penelitian Tentang Seismik Hazard.	2-6
2.3.1 Makrup.L. L, (2009)	2-6
2.3.2 Pradono M.H (2012)	2-7
2.3.3 Tohari Dkk., (2013).	2-7
2.3.4 Makrup & Muntafi, (2016).	2-7
2.3.5 Makrup Dkk., (2016).	2-7
2.3.6 Widodo (2018)	2-8
2.4 Percepatan Pergerakan Gempa Menggunakan <i>Deterministic Seismik Hazard Probabilistik</i> (DSHA)	2-8
2.5 Keaslian Penelitian	2-10

BAB III LANDASAN TEORI	3-1
3.1 Gempa Bumi	3-1
3.1.1 Rekaman Gempa di Sulawesi	3-2
3.1.2 Patahan Palukoro dan Matano	3-3
3.2 Karakteristik Tanah	3-3
3.2.1 Karakteristik Tanah Statik pada Tanah Pasir dan Berpasir.	3-4
3.2.2 Karakteristik Dinamik Tanah	3-5
3.2.2.1 Modulus Geser (G)	3-5
3.2.2.2 Damping Ratio (D)	3-5
3.2.2.3 Kecepatan Gelombang Geser (Vs)	3-7
3.2.3 Analisa Distribusi Butiran	3-8
3.2.4 <i>Consolidated Undrained pada Uji Triaksial</i>	3-9
3.2.4.1 Penjenuhan dengan Tekanan Balik	3-11
3.2.4.2 Proses Konsolidasi	3-12
3.2.4.3 Pergeseran tidak terdrainase dengan cara kompresi	3-13
3.2.5 <i>Stress path</i>	3-14
3.3 <i>Steady State Line</i>	3-17
3.4 Likuefaksi	3-21
3.4.1. Faktor yang mempengaruhi likuefaksi	3-23
3.4.2. Mekanisme Likuefaksi	3-24
3.4.3. Potensi Likuefaksi Berdasarkan data <i>Standart Penetration Test</i> (SPT)	3-28
3.4.4. Potensi Likuefaksi Berdasarkan data <i>Cone Penetration Test</i> (CPT)	3-30
3.5. Analisis <i>Hazard</i> Gempa Deterministik (DSHA)	3-32
3.5.1. Prediksi Gerakan Tanah	3-33
3.5.2 Respon Spektra Target	3-40
3.5.3. <i>Spectral Matching</i>	3-42
3.5.4. Hasil <i>Matching</i>	3-44
3.5.5. Merambatkan Gelombang Gempa	3-45
3.6. Analisis <i>Hazard</i> Gempa Probabilistik (PSHA)	3-45
3.7. Distribusi Probabilitas <i>Magnitude</i>	3-51
3.7.1 Model Gutenberg – Richter	3-51
3.7.2. <i>Characteristic Recurrence Law</i>	3-57
3.7.3. Penentuan Parameter a Berdasarkan <i>Slip Rate</i>	3-58
3.7.4 <i>Magnitude Completeness</i>	3-58
3.8. Distribusi Probabilitas Jarak	3-59
3.8.1. Sumber Titik (<i>Point Sources</i>)	3-59
3.8.2. Sumber Satu Dimensi (<i>Line Sources</i>)	3-60

3.8.3.	Sumber Dua Dimensi (<i>Area Sources</i>)	3-65
3.8.4.	Sumber Tiga Dimensi (3D)	3-66
3.9.	Distribusi Probabilitas Parameter Seismik Terlampaui	3-67
3.9.1.	Distribusi Log-Normal	3-67
3.9.2.	Distribusi Normal Standar	3-68
3.9.3.	Probabilitas Parameter Seismik Terlampaui	3-69
3.10.	Gerakan Tanah Desain	3-70
3.10.1.	Menurunkan Kurva <i>Seismic Hazard</i>	3-71
3.10.2.	Aplikasi Model Poisson	3-72
3.10.3.	Percepatan Tanah Puncak	3-73
3.10.4.	Spektra Hazard Seragam (<i>Uniform Hazard Spectrum</i>)	3-74
3.11.	Persamaan Gerakan Tanah	3-76
3.11.1.	Fungsi GMPE Youngs dkk. (1997)	3-78
3.11.2.	Fungsi GMPE Atkinson dan Boore (2003)	3-79
3.11.3.	Fungsi GMPE Zhao dkk. (2006).	3-80
3.11.4.	Fungsi GMPE Chiou dan Youngs (2008)	3-80
3.11.5.	Fungsi GMPE Campbell dan Bozorgnia (2008)	3-82
3.11.6.	Fungsi GMPE Boore dan Atkinson (2008)	3-83
3.11.7.	Fungsi GMPE Atkinson dan Boore (2003) Worldwide Data	3-84
3.11.8.	Fungsi GMPE Atkinson dan Boore (2003) Cascadia	3-84
3.12.	Deagregasi Hazard Kegempaan	3-84
3.13.	Respon Spektra Target	3-88
3.14.	Respon Dinamika Tanah	3-91
3.15.	Parameter Dinamik Tanah	3-93
3.16.	Perambatan Gelombang 1 Dimensi	3-94
3.17.	Respon Spektra	3-97
3.18.	Program Deepsoil	3-98
BAB IV METODE PENELITIAN		4-1
4.1	Tinjauan Umum	4-1
4.2	Pengambilan Sampel In-Situ	4-1
4.3	Pengujian Di Lapangan	4-3
4.4	Pengujian Laboratorium	4-3
4.5	Penentuan Kuat Geser Tanah Pada Kondisi <i>Steady State</i>	4-4
4.6	Pengolahan Data Gempa	4-4
4.6.1	Konversi Skala Magnitude	4-6
4.6.2	Pemisahan Gempa <i>Dependen</i> Dan <i>Independen</i>	4-7
4.6.3	Analisis Kelengkapan Data	4-8
4.7	Pemodelan Sumber Gempa	4-9
4.8	Penentuan Persamaan GMPE Dari <i>Ground Motion Prediction</i>	

<i>Equation (GMPE)</i>	4-10
4.9 <i>Logic Tree</i>	4-10
4.10 Analisis Seismik Hazard	4-10
4.10.1 <i>Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA)</i>	4-11
4.10.2 Deagregasi	4-11
4.11 Pembuatan Ground Motion Sintetik	4-11
4.12 Analisis Respon Dinamika Tanah	4-12
4.13 Peta Spasial Percepatan Tanah Di Batuan Dasar dan Permukaan	4-12
4.14 Bagan Alir Penelitian	4-13
4.14.1 Bagan Alir Penelitian	4-13
4.14.2 Skema CRR / CSR	4-14
4.14.3 Analisis Seismik <i>Hazard</i>	4-15
4.14.4 Skema Steady State Parameter	4-17
BAB V HASIL PENGUJIAN DI LABORATORIUM DAN PEMBAHASAN	5-1
5.1 Tinjauan Umum	5-1
5.2 Hasil Uji X-Ray Mapping permukaan Contoh Tanah	5-1
5.3 Distribusi Butiran Tanah	5-4
5.4 Klasifikasi Tanah Sistem klasifikasi USCS	5-7
5.5 Pemadatan Tanah	5-9
5.6 Penyiapan Sampel Triaksial	5-14
5.7 Triaksial <i>Consolidated Undrained</i>	5-20
5.7.1 Tinjauan Umum <i>Consolidated Undrained</i>	5-20
5.7.2 Hasil Pengujian Triaxial <i>Consolidated Undrained</i>	5-22
5.7.2.1 Tanah Pasir dengan Kandungan Tanah Halus FC=2%	5-22
5.7.2.2 Tanah Pasir dengan Kandungan Tanah Halus FC=5%	5-25
5.7.2.3 Tanah Pasir dengan Kandungan Tanah Halus FC=9%	5-28
5.7.2.4 Tanah Pasir dengan Kandungan Tanah Halus FC=13%	5-31
5.7.2.5 Tanah Pasir dengan Kandungan Tanah Halus FC=17%	5-33
5.8 Garis <i>Steady State (SSL)</i> dan State Parameter	5-37
5.8.1 Hasil <i>Steady State Line</i> pada FC=2%	5-37
5.8.2 Hasil <i>Steady State Line</i> pada FC=5%	5-40
5.8.3 Hasil <i>Steady State Line</i> pada FC=9%	5-42
5.8.4 Hasil <i>Steady State Line</i> pada FC=13%	5-45
5.8.5 Hasil <i>Steady State Line</i> pada FC=17%	5-48
5.9 <i>Steady State Line</i> Berdasarkan Kandungan Butiran Halus terhadap Penelitian Sebelumnya	5-52
5.10 Hubungan antara λ_{ss} , D_{50} dan C_u	5-53
5.11 Hubungan antara ψ , λ_{ss} , q_c dan σ'_m	5-56
BAB VI CODES DAN DETERMINISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS (DSHA)	6-1

6.1	Tinjauan Umum	6-1
6.2	Percepatan Tanah Puncak Berdasarkan Codes	6-2
6.3	Respon Dinamika Tanah	6-11
6.4	<i>Deterministic Seismic Hazard Analysis (DSHA)</i>	6-16
6.4.1	Data yang Digunakan untuk DSHA	6-16
6.4.2	Mengembang <i>Time History Artifisial</i>	6-17
6.4.3	Mengembang Respon Spektra Target	6-20
6.4.4	Menetapkan Data <i>Time History Actual</i>	6-25
6.4.5	Hasil <i>Spektral Matching</i>	6-26
6.4.6	Dasar Perambatan Gelombang Gempa	6-27
6.4.7	Perhitungan Kecepatan Gelombang Geser Tanah	6-29
6.4.8	Perambatan Gelombang Gempa dari Batuan Dasar ke Permukaan Tanah	6-31
BAB VII <i>PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS (PSHA)</i>		7-1
7.1	Data Gempa	7-1
7.1.1	Konversi Skala Magnitude Gempa	7-2
7.1.2	Analisis Gempa Independen dan Dependen	7-3
7.1.3	Analisis Kelengkapan Data Gempa M_c (<i>Magnitude Completeness</i>)	7-5
7.2	Identifikasi dan Pemodelan Sumber Gempa	7-6
7.3	Karakteristik Sumber Gempa	7-12
7.3.1	Parameter Nilai-a dan Nilai-b	7-12
7.3.2	<i>Magnitude</i> Maksimum dan <i>Slip Rate</i>	7-14
7.3.3	Mekanisme terjadinya Sumber Gempa	7-15
7.3.4	Parameter Pemodelan Tiga Dimensi (3D)	7-17
7.4	Persamaan Prediksi Gerakan Tanah	7-18
7.5	<i>Logic Tree</i>	7-19
7.6	Hasil <i>Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA)</i>	7-24
7.7	<i>Deagregasi Hazard</i>	7-27
7.8	Rekaman Ground Motion Tanah	7-28
7.9	<i>Spectral Matching</i>	7-29
7.10	Analisis <i>Time History</i> di Permukaan (<i>Surface</i>)	7-35
7.10.1	Analisis Respon Dinamik Tanah	7-35
7.10.2	<i>Time History</i> Percepatan	7-39

BAB VIII HASIL ANALISIS DAN PEMBAHASAN	
POTENSI LIKUEFAKSI	8-1
8.1 Tinjauan Umum	8-1
8.2 <i>Cyclic Stress Ratio</i> (CSR)	8-1
8.3 <i>Cyclic Resistance Ratio</i> (CRR)	8-2
8.4 Evaluasi Potensi Likuefaksi berdasarkan data SPT	8-2
8.5 Evaluasi Potensi Likuefaksi pada Tanah Pasir dan Pasir kelanauan Berdasarkan <i>Cone Penetration Test</i> (CPT)	8-8
8.5.1 Evaluasi Potensi Likuefaksi Berdasarkan data <i>Cone Penetration Test</i> (CPT)	8-9
8.5.2 Evaluasi Potensi Likuefaksi Metode Shibata dan Teparaksa Berdasarkan data <i>Cone Penetration Test</i> (CPT)	8-13
8.5.3 Evaluasi Potensi Likuefaksi Berdasarkan data <i>Cone Penetration Test</i> (CPT) dengan variasi nilai percepatan	8-16
8.5.4 Evaluasi Potensi Likuefaksi Metode <i>State Parameter</i> Berdasarkan data <i>Cone Penetration Test</i> (CPT)	8-19
8.6 Analisis Potensi Likuefaksi di Masa Mendatang	8-29
8.7 Analisis <i>State Parameter</i> terhadap Percepatan Gempa	8-31
8.8 Hazard Map Zonation Kota Palu	8-35
BAB IX KESIMPULAN DAN SARAN	
9.1 Kesimpulan	9-1
9.2 Saran Untuk Pengembangan Penelitian Selanjutnya.	9-2
9.3 Kontribusi Hasil Penelitian	9-4
DAFTAR PUSTAKA	10-1

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Penelitian yang pernah dilakukan	2-12
Tabel 3.1	Faktor-faktor untuk perhitungan cv dan waktu terjadinya keruntuhan untuk H/D	3-14
Tabel 3.2	Kriteria Likuefaksi	3-24
Tabel 3.3	Kriteria Likuefaksi Bol dkk (2010)	3-24
Tabel 3.4	Koreksi pada Pengujian SPT Youd and Idriss (2001)	3-29
Tabel 3.5	Koefisien hasil regresi dari GMPE Sadigh dkk. (1997) untuk rock	3-34
Tabel 3.6	Koefisien hasil regresi dari GMPE Sadig et. Al (1997) untuk soil	3-35
Tabel 3.7	Keofisien GMPE Idriss (2007) untuk <i>fault</i>	3-36
Tabel 3.8	Koefisien GMPE Kanno (2006) untuk <i>fault</i>	3-39
Tabel 3.9	Penentuan t_b dan t_c	3-91
Tabel 3.10	Korelasi antara G_{max} dengan q_c	3-93
Tabel 3.11	Korelasi antara G_{max} dan V_s dengan SPT Barros (1991) dalam Irsyam (2000)	3-94
Tabel 3.12.	Korelasi antara V_s dengan q_c Barros (1991) dalam Irsyam (2000)	3-92
Tabel 4.1	Jenis Pengujian dan Jumlah Sampel	4-4
Tabel 4.2	Korelasi konversi skala magnitude wilayah Indonesia Irsyam., dkk (2010)	4-6
Tabel 4.3	Klasifikasi zona sumber gempa dan magnitude maksimum wilayah Indonesia, Firmansyah dan Irsyam, (1999); Kertapati, (1999).	4-9
Tabel 5.1	Nilai <i>Coefficient of Uniformity</i> (C_u) dan <i>Coefficient of Curvature</i> (C_c)	5-6
Tabel 5.2	Kompilasi hasil butiran lolos saringan No 10, 40 dan 200	5-7
Tabel 5.3	Sistem Klasifikasi USCS5-8Sumber: cek ASTM/USCS	5-8
Tabel 5.4	Hasil kadar air optimum dan berat volume tanah maksimum	5-13
Tabel 5.5	Perilaku tegangan-regangan tanah pasir berlanau dengan kandungan FC = 2%	5-24
Tabel 5.6	Perilaku tegangan-regangan tanah pasir berlanau dengan kandungan FC = 5%	5-27
Tabel 5.7	Perilaku tegangan-regangan tanah pasir berlanau dengan kandungan FC = 9%	5-30
Tabel 5.8	Perilaku tegangan-regangan tanah pasir berlanau dengan kandungan FC = 13%	5-32

Tabel 5. 9	Perilaku tegangan-regangan tanah pasir berlanau dengan kandungan FC = 17%	5-35
Tabel 5. 10	Perilaku tanah Palu pada FC=2% saat uji geser monotonik, <i>consolidated undrained</i>	5-39
Tabel 5. 11	Perilaku tanah Palu pada FC=5% saat uji geser monotonik, <i>consolidated undrained</i>	5-42
Tabel 5. 12	Perilaku tanah Palu pada FC=9% saat uji geser monotonik, <i>consolidated undrained</i>	5-45
Tabel 5. 13	Perilaku tanah Palu pada FC=13% saat uji geser monotonik, <i>consolidated undrained</i>	5-48
Tabel 5. 14	Perilaku tanah Palu pada FC=17% saat uji geser monotonik, <i>consolidated undrained</i>	5-51
Tabel 5. 15	Hubungan antara λ_{ss} , D_{50} dan C_u	5-54
Tabel 5.16	Hasil regresi hubungan antara D_{50} , C_u dan λ_{ss}	5-55
Tabel 6. 1	Koefisien situs F_{PGA}	6-4
Tabel 6. 2	Penentuan kelas situs	6-5
Tabel 6. 3	Korelasi antara V_s dengan SPT	6-6
Tabel 6. 3	(b) Koefisien Situs F_v	6-8
Tabel 6. 4	Koefisien Situs F_a	6-8
Tabel 6. 5	Hasil perhitungan percepatan spectra GMPE Sadigh dkk (1997)	6-20
Tabel 6. 6	Kecepatan gelombang geser (V_s)	6-12
Tabel 6. 7	Hasil perhitungan percepatan spectra GMPE Sadigh dkk. (1997)	6-20
Tabel 6. 8	Nilai numerik respon spektra GMPE Idriss. (2007)	6-22
Tabel 6. 9	Nilai numerik respon spektra GMPE Kanno dkk. 2006	6-23
Tabel 6. 10	Rata-rata respon spectra dari Sadigh dkk. (1997), Idriss (2000) dan Kanno (2006)	6-24
Tabel 6. 11	Hasil penyelidikan tanah di lokasi rumah sakit Anutapura Palu Sulawesi Tengah	6-28
Tabel 6. 12	Hasil perhitungan V_s dengan formula Ohta, Goto dan Imai, Tonouchi	6-29
Tabel 6. 13	Hasil perhitungan V_s rata-rata	6-30
Tabel 7. 1	Korelasi konversi antara beberapa skala magnitudo untuk wilayah Indonesia	7-2
Tabel 7. 2	Sumber gempa, <i>fault</i> untuk daerah Sulawesi dan sekitarnya	7-9
Tabel 7. 3	Parameter a dan b	7-13
Tabel 7. 4	Nilai Maksimum Magnitudo dan <i>Slip Rate</i>	7-14
Tabel 7. 5	<i>Source Mechanism</i> untuk Sumber Gempa <i>Shallow Crustal</i>	7-16
Tabel 7. 6	Parameter Permodelan 3D	7-17

Tabel 7. 7	Hasil <i>Probabilistic Seismic Hazard Analysis</i> (PSHA)	7-24
Tabel 7. 8	Hasil respon <i>spectral hazard</i> seragam probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun	7-26
Tabel 7. 9	Data <i>time history</i>	7-30
Tabel 7. 10	Data pengujian tanah yang digunakan untuk analisis respon dinamika tanah.	7-36
Tabel 7.11	Hasil perhitungan parameter dinamik tanah	7-37
Tabel 8. 1	Hasil analisa <i>Cyclic Stress Ratio</i> (CSR)	8-4
Tabel 8. 2	Hasil analisa lanjutan Tabel 8.1 <i>Cyclic Resistance Ratio</i> (CRR)	8-5
Tabel 8. 3	Tabel Analisa LPI	8-6
Tabel 8. 4	Tabel hasil analisis potensi likuefaksi menggunakan metode Robertson & Wride, 1998 berdasarkan data CPT	8-11
Tabel 8. 5	Hasil analisis potensi likuefaksi menggunakan metode Shibata Teparaksa berdasarkan data CPT	8-14
Tabel 8. 6	Hasil <i>Cyclic Stress Ratio</i> berdasarkan variasi percepatan tanah.	8-16
Tabel 8. 7	<i>Cyclic Resistance Ratio</i> berdasarkan variasi <i>finer content</i>	8-18
Tabel 8. 8	Range nilai λ_{ss} berdasarkan ukuran butiran rata-rata untuk tanah alluvial Rahardjo (1989)	8-20
Tabel 8. 9	Lanjutan hasil CSR berdasarkan Seed, Teparaksa dan <i>Deepsoil</i>	8-22
Tabel 8. 10	Lanjutan CRR berdasarkan grafik Been & Jeffries (1988)	8-23
Tabel 8. 11	Hasil pengujian laboratorium	8-25
Tabel 8. 12	Lanjutan perhitungan state parameter dan CRR berdasarkan Farrar dan Ben Jeffries	8-26
Tabel 8. 13	Analisis state parameter terhadap percepatan maksimum per lapisan tanah hasil perambatan gelombang	8-33

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1	Major Tectonics around Indonesia	1-2
Gambar 1. 2	Lokasi RSUD Anutapura, berdasarkan Peta seismotektonik Kota Palu, Sulawesi Tengah	1-5
Gambar 1. 3	Peta sesar aktif di Sulawesi beserta slip rate	1-9
Gambar 2. 1	Hubungan qc dan CRR terhadap potensi likuefaksi	2-4
Gambar 2. 2	Data percepatan tanah gempa 30 September 2009	2-5
Gambar 3. 1	Hysteretic loops	3-6
Gambar 3. 2	Shear modulus and damping reduction curves	3-6
Gambar 3. 3	Potensi likuefaksi berdasarkan distribusi butiran	3-9
Gambar 3. 4	Alat uji geser langsung	3-10
Gambar 3. 5	Stress field (a) definition of stress point; (b) stress path as locus of stress points	3-15
Gambar 3. 6	Stress paths dari total dan effective stresses untuk pengujian undrained triaxial saat normally konsolidasi pada tanah lempung	3-16
Gambar 3. 7	Stress path untuk pengujian undrained saat heavily overconsolidated, lightly overconsolidated dan tanah lempung padat (compacted clay)	3-16
Gambar 3. 8	Steady State Line Castro and Poulos (1977)	3-18
Gambar 3. 8	(a) Grafik tegangan regangan pada pasir jenuh akibat beban monotonik dan siklik Castro (1987) and Rahardjo (1989)	3-19
Gambar 3.9	Kondisi State Parameter Ben dan Jefries (1985)	3-20
Gambar 3.10	(a) Skema pembebanan yang terjadi akibat gempa pada elemen Tanah dan Nilai CRR/CSR (b) Hubungan maximum acceleration versus maximum shear stress ratio	3-25
Gambar 3. 11	ra versus depth curves developed by Seed and Indriss (1971)	3-27
Gambar 3. 12	Grafik tahanan ujung versus state parameter	3-31
Gambar 3.14.	Respon spectra GMPE Sadigh dkk. (1997)	3-41
Gambar 3.15.	Respon spectra GMPE Idriss. (2007)	3-41
Gambar 3. 16	Respon spectra GMPE Kanno dkk. (2006)	3-42
Gambar 3. 17	Time history Mammoth Lakes-06, 1980, Paradise Lodge, USA	3-44
Gambar 3. 18	Time history di batuan dasar hasil matching antara respon spectra	3-44
Gambar 3. 19	(a) seismic hazard curve dan (b) UHS	3-47
Gambar 3. 20	Contoh-contoh sumber gempa Makrup L.L.(2009)	3-48
Gambar 3. 21	Plotting magnitude terhadap jumlah kejadian kumulatif gempa	3-49

Gambar 3. 22	Fungsi kerapatan distribusi terhadap magnitudo	3-49
Gambar 3. 23	Probabilitas Jarak Makrup L.L., (2009)	3-50
Gambar 3. 24	Hubungan GMPE Jarak terhadap PGA	3-50
Gambar 3. 9	Kurva <i>seismic hazard</i> Makrup L.L., (2009)	3-51
Gambar 3.26.	Analisa probabilitas magnitudo Kramer, (1996)	3-52
Gambar 3. 27	Tipikal garis Gutenberg-Richter, (1944)	3-52
Gambar 3. 28	(a) fungsi distribusi kumulatif (b) fungsi kerapatan distribusi	3-56
Gambar 3. 29	<i>Recurrence law</i> berdasarkan data seismik (<i>Gutenberg-Richter law</i>) dan data geologi (<i>characteristic law</i>)	3-57
Gambar 3.30	Probabilitas sumber gempa titik	3-60
Gambar 3. 31	Distribusi jarak site ke sumber gempa dari berbagai model sumber gempa (a) sumber gempa titik (b) sumber gempa garis (c) sumber gempa bidang	3-60
Gambar 3. 32	Konfigurasi site dan sumber gempa satu dimensi	3-61
Gambar 3. 33	Probabilitas $F_x(x)$ Makrup L.L., (2009)	3-62
Gambar 3. 34	Kemungkinan bentuk konfigurasi antara site dan sumber gempa	3-63
Gambar 3. 35	Probabilitas $F_R(r)$, Makrup L.L., (2009).	3-64
Gambar 3. 36	Model sumber gempa dua dimensi berupa bidang,	3-65
Gambar 3. 37	<i>Fault</i> dengan geometri tiga dimensi	3-66
Gambar 3.38	Definisi jarak pada <i>fault rupture</i>	3-67
Gambar 3. 39	Probabilitas y melampaui a pada M dan R tertentu	3-69
Gambar 3.40	Aplikasi model Poisson dalam penentuan PGA, (a) penentuan λ_d dari kurva <i>seismic hazard</i> dengan PGA_d diketahui dan (b) penentuan PGA_d dari kurva <i>seismic hazard</i> dengan λ_d diketahui	3-74
Gambar 3.41	Aplikasi model Poisson dalam penentuan spektra <i>hazard</i> Seragam (a) penentuan $\lambda_{PSA}(T)$ dari kurva <i>seismic hazard</i> dengan beberapa perioda dengan percepatan spektra (PSA_d) diketahui, (b) penentuan PSA (T) dari kurva <i>seismic hazard</i> dengan beberapa perioda dengan λ_d diketahui dan (c) spektra <i>hazard</i> seragam yang ditentukan dari Nicolaou A.S., (1998)	3-75
Gambar 3. 42	Ilustrasi hasil deagregasi <i>hazard</i> gempa	3-88
Gambar 3 43	<i>Envelope of time histories</i> , Kuda (1996)	3-90
Gambar 3. 44	Pengaruh jenis tanah terhadap perubahan percepatan	3-92
Gambar 3.45	Pengaruh jenis tanah terhadap bentuk respon spektra	3-92
Gambar 3. 46	Pemodelan lapisan tanah untuk perambatan gelombang 1D	3-95
Gambar 3.47	Ringkasan respon spektra	3-99

Gambar 4.1	Lokasi titik penyelidikan tanah	4-2
Gambar 4.2	Riwayat gempa (sumber USGS)	4-5
Gambar 4.3	Kriteria rentang jarak untuk analisis pemisahan gempa dependen	4-7
Gambar 4.4	Kriteria rentang waktu untuk analisis pemisahan gempa	4-8
Gambar 4.5	Model <i>completeness</i> data gempa wilayah Indonesia	4-8
Gambar 5.1	Hasil <i>X-Ray Mapping</i> permukaan Contoh Tanah dengan perbesaran 1700x skala gambar 20 μ m	5-2
Gambar 5.2	Kandungan <i>Fe, K, Si, Al, O</i> dan electron pada Sampel Tanah	5-2
Gambar 5.3	Grafik kualitatif jenis dan data semi kuantitatif tanah	5-3
Gambar 5.4	Peta formasi batuan (Sumber: Badan Geologi)	5-3
Gambar 5.5	Distribusi butir tanah yang berpotensi likuefaksi terhadap grafik Tsuchida (1970)	5-5
Gambar 5.6	Hubungan variasi <i>finer content</i> terhadap <i>coefficient of uniformity</i> pada tanah berpotensi likuefaksi	5-6
Gambar 5.7	Hubungan variasi <i>finer content</i> terhadap <i>coefficient of curvature</i> pada tanah berpotensi likuefaksi	5-7
Gambar 5.8	Cetakan silinder dan keping alas (Sumber SNI 1742:2008)	5-9
Gambar 5.9	Cara melakukan penumbukan (Sumber SNI 1742:2008)	5-10
Gambar 5.10	Pelaksanaan pengujian pemadatan tanah (a) pencampuran air dan sampel tanah dengan variasi FC (b) proses penumbukan (c) benda uji	5-11
Gambar 5.11	Hubungan <i>water content</i> , <i>w</i> (%) dan <i>dry density</i> γ_d (gr/cm ³) pada <i>Fc</i> = 2%	5-11
Gambar 5.12	Hubungan <i>water content</i> , <i>w</i> (%) dan <i>dry density</i> γ_d (gr/cm ³) pada <i>Fc</i> = 5%	5-12
Gambar 5.13	Hubungan <i>water content</i> , <i>w</i> (%) dan <i>dry density</i> γ_d (gr/cm ³) pada <i>Fc</i> = 9%	5-12
Gambar 5.14	Hubungan <i>water content</i> , <i>w</i> (%) dan <i>dry density</i> γ_d (gr/cm ³) pada <i>Fc</i> = 13%	5-13
Gambar 5.15	Hubungan <i>water content</i> , <i>w</i> (%) dan <i>dry density</i> γ_d (gr/cm ³) pada <i>Fc</i> = 17%	5-13
Gambar 5.16	Hasil <i>water content</i> , <i>w</i> (%) terhadap variasi <i>finer content</i> , <i>Fc</i> (%)	5-14
Gambar 5.17	Penyiapan sampel metode pluviasi	5-15
Gambar 5.18	Penyiapan sampel dengan metode pemadatan (a) proses pemadatan sampel (b) proses perataan sampel (c) sampel telah siap untuk diujikan	5-16
Gambar 5.19	Hubungan <i>void ratio</i> pada <i>relative density</i> yang bervariasi untuk setiap variasi <i>finer content</i>	5-17

Gambar 5.20	Hubungan <i>dry unit weight</i> pada <i>relative density</i> yang bervariasi untuk setiap variasi <i>finer content</i>	5-18
Gambar 5.21	Hubungan <i>finer content</i> terhadap angka pori minimum (e_{min}) dan maksimum (e_{max})	5-18
Gambar 5.22	Layering Pengaruh variasi <i>finer content</i> terhadap angka pori maksimum (e_{max}) pada tanah pasir halus berdasarkan Cubrinovski And Ishihara (2002)	5-19
Gambar 5.23	Layering Pengaruh variasi <i>finer content</i> terhadap angka pori minimum (e_{min}) pada tanah pasir halus berdasarkan Cubrinovski And Ishihara	5-19
Gambar 5.24	Keruntuhan akibat gaya geser (a) <i>barreling</i> (b) <i>barreling & slipping</i> (c) <i>slipping</i>	5-21
Gambar 5.25	<i>Area correction</i> , Rahardjo (1989)	5-21
Gambar 5.26	Grafik tegangan regangan pada FC 2%	5-22
Gambar 5.27	Tekanan air pori pada FC 2%	5-23
Gambar 5.28	Grafik p'_{ss} terhadap q pada FC 2%	5-24
Gambar 5.29	Grafik tegangan regangan pada FC 5%	5-25
Gambar 5.30	Tekanan air pori pada FC 5%	5-26
Gambar 5.31	Grafik p'_{ss} - q pada FC 5%	5-27
Gambar 5.32	Grafik tegangan regangan pada FC 9%	5-28
Gambar 5.33	Tekanan air pori pada FC 9%	5-29
Gambar 5.34	Grafik p'_{ss} - q pada FC 9%	5-30
Gambar 5.35	Grafik tegangan regangan pada FC 13%	5-31
Gambar 5.36	Tekanan air pori pada FC 13%	5-31
Gambar 5.37	Grafik p'_{ss} - q pada FC 13%	5-33
Gambar 5.38	Grafik Tegangan Regangan pada FC 17%	5-34
Gambar 5.39	Tekanan air pori pada FC 17%	5-34
Gambar 5.40	Grafik p'_{ss} - q pada FC 9%	5-36
Gambar 5.41	<i>Steady State Line</i> pada FC= 2% berdasarkan <i>Mean effective stress</i> , σ'_m	5-37
Gambar 5.42	<i>Steady State Line</i> pada FC= 2% berdasarkan <i>Minor Principal Effective Stress</i> , σ_{3r}	5-37
Gambar 5.43	<i>Steady State Line</i> pada FC= 2% berdasarkan <i>Undrained Steady State Shear Strength</i> , S_{us} (psi)	5-38
Gambar 5.44	<i>State parameter</i> sampel tanah Palu pada FC=2%	5-38
Gambar 5.45	<i>Internal friction angle</i> saat kondisi puncak dan <i>steady state</i> pada FC=2%	5-39
Gambar 5.46	<i>Steady State Line</i> pada FC= 5% berdasarkan <i>Mean effective stress</i> , σ'_m	5-40

Gambar 5.47 <i>Steady State Line</i> pada FC= 5% berdasarkan <i>Minor Principal Effective Stress, σ_{3r}'</i>	5-40
Gambar 5.48 <i>Steady State Line</i> pada FC= 5% berdasarkan <i>Undrained Steady State Shear Strength, Sus (psi)</i>	5-41
Gambar 5.49 <i>State parameter</i> sampel tanah Palu FC=5%	5-41
Gambar 5.50 <i>Internal friction angle</i> saat kondisi puncak dan <i>steady state</i> pada FC=5%	5-42
Gambar 5.51 <i>Steady State Line</i> pada FC= 9% berdasarkan <i>Minor Principal Effective Stress, σ_{3r}'</i>	5-43
Gambar 5.52 <i>Steady State Line</i> pada FC= 9% berdasarkan <i>Undrained Steady State Shear Strength, Sus (psi)</i>	5-43
Gambar 5.53 <i>State parameter</i> sampel tanah Palu pada FC=9%	5-44
Gambar 5.54 <i>Internal friction angle</i> saat kondisi puncak dan <i>steady state</i> pada FC=9%	5-44
Gambar 5.55 <i>Steady State Line</i> pada FC= 13% berdasarkan <i>Mean effective stress, σ_m'</i>	5-45
Gambar 5.56 <i>Steady State Line</i> pada FC= 13% berdasarkan <i>Minor Principal Effective Stress, σ_{3r}'</i>	5-46
Gambar 5.57 <i>Steady State Line</i> pada FC= 13% berdasarkan <i>Undrained Steady State Shear Strength, Sus (psi)</i>	5-46
Gambar 5.58 <i>State parameter</i> sampel tanah Palu pada FC=13%	5-47
Gambar 5.59 <i>Internal friction angle</i> pada saat <i>peak condition</i> dan <i>steady state condition</i> pada FC=13%	5-47
Gambar 5.60 <i>Steady State Line</i> pada FC= 17% berdasarkan <i>mean effective stress, σ_m'</i>	5-48
Gambar 5.61 <i>Steady State Line</i> pada FC= 17% berdasarkan <i>Minor Principal Effective Stress, σ_{3r}'</i>	5-49
Gambar 5.62 <i>Steady State Line</i> pada FC= 17% berdasarkan <i>Undrained Steady State Shear Strength, Sus (psi)</i>	5-49
Gambar 5.63 <i>State parameter</i> sampel tanah Palu pada FC=17%	5-50
Gambar 5.64 <i>Internal friction angle</i> pada saat <i>peak condition</i> dan <i>steady state condition</i> pada FC=17%	5-50
Gambar 5.65 Korelasi peningkatan persentase kandungan butiran halus terhadap λ_{ss}	5-51
Gambar 5.66 Korelasi λ_{ss} terhadap D50	5-52
Gambar 5.67 Korelasi λ_{ss} terhadap <i>coefficient of uniformity</i>	5-53
Gambar 5.68 Korelasi antara λ_{ss} , D50 dan Cu	5-54
Gambar 5.69 Korelasi λ_{ss} terhadap <i>coefficient of uniformity</i>	5-55
Gambar 5.70 Korelasi antara λ_{ss} , D50 dan Cu	5-56

Gambar 6. 1	<i>Time history</i> percepatan hasil pengukuran gempa El-Centro 1979	6-1
Gambar 6. 2	Pusat gempa dan letak RSU Anutapura	6-2
Gambar 6. 3	Peta PGA gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometrik (<i>MCEG</i>) wilayah Indonesia	6-3
Gambar 6. 4	Klasifikasi situs	6-4
Gambar 6. 5	Parameter gerak tanah, S_1 , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (<i>MCER</i>) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2- detik (redaman kritis 5 %)	6-6
Gambar 6. 6	Parameter gerak tanah S_s , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (<i>MCER</i>) wilayah spektrum Indonesia untuk respons 0,2-detik (redaman kritis 5 %)	6-7
Gambar 6. 7	Spektrum respons desain hasil perhitungan	6-10
Gambar 6. 8	Spektrum respon desain hasil <i>codes</i>	6-11
Gambar 6. 9	Percepatan gempa Mammoth di lapis bawah	6-12
Gambar 6.10	Hasil analisis <i>shear wave velocity</i> disetiap lapisan Tanah	6-13
Gambar 6.11	Hasil Analisis perambatan gelombang time history di permukaan	6-13
Gambar 6.12	Grafik <i>shear strain</i> dan <i>shear stress</i> ratio terhadap waktu	6-14
Gambar 6.13	Grafik 5% <i>damped spectral acceleration</i> pada <i>base rock</i>	6-14
Gambar 6.14	Percepatan gempa maksimum di permukaan	6-15
Gambar 6.15	<i>Time history</i> hasil matching di permukaan tanah	6-15
Gambar 6.16	<i>Time history</i> hasil matching di permukaan	6-15
Gambar 6.17	<i>Time history</i> percepatan hasil rekaman gempa El Centro 1979	6-17
Gambar 6.18	Rekaman gempa El Centro 1979	6-18
Gambar 6.19	<i>Time history</i> Mammoth Lakes-06, 1980, Paradise Lodge, USA	6-18
Gambar 6.20	Respon spektra Sadigh dkk. (1997)	6-20
Gambar 6.21	Respon spektra GMPE Idriss (2007)	6-21
Gambar 6.22	Respon spektra GMPE Kanno dkk. (2006)	6-23
Gambar 6.23	Respon spectra rata-rata dari ketiga respon spectra Sadigh (1997), Idriss (2007) dan Kanno dkk. (2006)	6-24
Gambar 6.24	<i>Time history</i> Mammoth Lakes-06, 1980, Paradise Lodge, USA	6-25
Gambar 6.25	Respon spectra actual dari time history Gambar 6.22	6-25
Gambar 6.26	Hasil <i>matching time history</i> di <i>bedrock</i>	6-26
Gambar 6.27	Respon spectra hasil matching di <i>bedrock</i>	6-26
Gambar 6.28	<i>Time History</i> hasil spectra matching di <i>bedrock</i> di lokasi RS Anutapura	6-27

Gambar 6.29	Hasil penyelidikan tanah di lokasi rumah sakit Anutapura Palu Sulawesi tengah titik-3	6-28
Gambar 6.30	Perambatan time histori hasil matching ke permukaan	6-28
Gambar 6.31	Kecepatan gelombang geser tanah (V_s) pada lokasi rumah sakit Anutapura Palu	6-31
Gambar 6.32	Hasil <i>matching</i> time histori yang dirambatkan ke permukaan	6-32
Gambar 6.33	<i>Time history</i> hasil <i>artificial</i> hasil dari <i>spectra matching</i>	6-32
Gambar 6.34	Hasil 5% <i>damped spectral acceleration terhadap period</i>	6-33
Gambar 7. 1	Data gempa dari katalog BMKG dan NEIC-USGS tahun 1850-2021 dengan magnitude Mw 5.0 – 9.0 dengan radius 500 km dari Kota Palu	7-1
Gambar 7. 2	Distribusi episenter gempa bumi untuk wilayah daerah Kota Palu dan sekitarnya dari tahun 1850-2021 (Dimodifikasi dari Program ZMAP)	7-3
Gambar 7. 3	<i>Magnitude Completeness</i>	7-4
Gambar 7. 4	Hasil analisis pemisahan gempa utama (<i>independent</i>) - gempa <i>foreshock</i> dan <i>aftershock (dependent)</i> menggunakan metode Gardner dan Knopoff (1974)	7-4
Gambar 7. 5	Analisis kelengkapan data gempa sekitar RSU Anutapura (<i>magnitude of completeness</i>)	7-5
Gambar 7. 6	Analisis kelengkapan data gempa Megathrust Sulawesi (<i>magnitude of completeness</i>)	7-5
Gambar 7. 7	Analisis kelengkapan data gempa Benioff Sulawesi (<i>magnitude of completeness</i>)	7-6
Gambar 7. 8	Struktur geologi regional di Pulau Sulawesi Daryono (2016)	7-7
Gambar 7. 9	Kecepatan Gelombang Geser (V_{S30}) di wilayah Sulawesi	7-8
Gambar 7.10	Identifikasi dan pemodelan sumber gempa subduksi di Sulawesi dan sekitarnya (Megathrust dan Benioff)	7-8
Gambar 7.11	Identifikasi pemodelan sumber gempa berasal dari sesar.	7-10
Gambar 7.12	Lokasi potongan melintang untuk memberikan gambaran umum sudut penunjaman di zona subduksi <i>North Sulawesi</i> dan sekitarnya	7-11
Gambar 7.13	Potongan melintang distribusi hiposenter zona subduksi <i>North Sulawesi</i>	7-11
Gambar 7.14	Penentuan nilai- <i>b</i> dan nilai- <i>a</i> untuk zona subduksi <i>North Sulawesi</i> (a) Megathrust <i>North Sulawesi</i> (b) Benioff <i>North Sulawesi</i>	7-12
Gambar 7.15	<i>Logic tree</i> sumber gempa subduksi	7-22

Gambar 7.16 <i>Logic tree</i> sumber gempa <i>shallow crustal</i>	7-23
Gambar 7.17 <i>Input</i> parameter di SRModel	7-24
Gambar 7.18 <i>Seismic Hazard Curve</i>	7-25
Gambar 7.19 Respon <i>spectral hazard</i> seragam (uhs) probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun	7-27
Gambar 7.20 Hasil <i>Deagregasi Hazard</i>	7-28
Gambar 7.21 Tampilan situs <i>Peer Ground Motion Database</i>	7-29
Gambar 7.22 Rekaman gempa <i>Bishop - Paradise Lodge</i>	7-30
Gambar 7.23 Respon spektra target (uhs) pada Kota Palu	7-31
Gambar 7.24 Tampilan <i>software seismomatch</i>	7-31
Gambar 7.25 Proses <i>matching</i> pada <i>software seismomatch</i>	7-32
Gambar 7.26 <i>Time history</i> hasil <i>matching software seismomatch</i> pada probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun di batuan dasar.	7-32
Gambar 7.27 Perbandingan <i>time history</i> pada probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun di batuan dasar.	7-33
Gambar 7.28 Perbandingan <i>spectral matching</i> pada probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun di batuan dasar menggunakan <i>seismomatch</i> .	7-33
Gambar 7.29 Perbandingan <i>spectral matching</i> pada probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun di batuan dasar menggunakan <i>seismomatch</i> .	7-34
Gambar 7.30 <i>Time history actual</i> berdasarkan Mammoth Lakes-06,1980, Bishop - Paradise Lodge, 160 Earthquake	7-35
Gambar 7.31 <i>Time history</i> hasil <i>matching</i> berdasarkan Mammoth Lakes-06,1980, Bishop - Paradise Lodge, 160 Earthquake	7-35
Gambar 7.32 <i>Soil Profile BH 3</i>	7-38
Gambar 7.33 Data sumber gempa sebagai input motion.	7-38
Gambar 7.34 <i>Time history</i> percepatan batuan dasar	7-39
Gambar 7.35 Respon spektra percepatan di permukaan tanah pada probabilitas terlampaui 2 % dalam 50 tahun.	7-39
Gambar 7.36 <i>Ground motion</i> pada layer 1 permukaan pada Kota Palu	7-40
Gambar 7.37 <i>Ground motion</i> pada layer 2 pada Kota Palu	7-40
Gambar 7.38 <i>Ground motion</i> pada layer 3 pada Kota Palu	7-40
Gambar 7.39 <i>Ground motion</i> pada layer 4 pada Kota Palu	7-41
Gambar 7.40 <i>Ground motion</i> pada layer 5 pada Kota Palu	7-41
Gambar 7.41 <i>Ground motion</i> pada layer 6 pada Kota Palu	7-41
Gambar 7.42 <i>Ground motion</i> pada layer 7 pada Kota Palu	7-42
Gambar 7.43 <i>Ground motion</i> pada layer 8 pada Kota Palu	7-42
Gambar 7.44 <i>Ground motion</i> pada layer 9 pada Kota Palu	7-42

Gambar 7.45 <i>Ground motion</i> pada layer 10 pada Kota Palu	7-43
Gambar 7.46 <i>Ground motion</i> pada layer 11 pada Kota Palu	7-43
Gambar 7.47 <i>Ground motion</i> pada layer 12 pada Kota Palu	7-43
Gambar 7.48 <i>Ground motion</i> pada layer 13 pada Kota Palu	7-44
Gambar 7.49 <i>Ground motion</i> pada layer 14 pada Kota Palu	7-44
Gambar 7.50 <i>Ground motion</i> pada layer 15 pada Kota Palu	7-44
Gambar 7.51 <i>Ground motion</i> pada layer 16 pada Kota Palu	7-45
Gambar 7.52 Respon percepatan gempa hasil analisa per lapisan tanah	7-45
Gambar 7.53 Hasil analisa percepatan gempa pada lapisan tanah berdasarkan kedalaman yang ditinjau.	7-46
Gambar 7.54 Hubungan <i>cyclic stress ratio</i> dan percepatan gempa	7-46
Gambar 7.55 Respon spektra pada Kota Palu	7-47
Gambar 7.56 Hasil analisis layer 1 (a) respon spektra (b) <i>hysteretic loops</i> pada Kota Palu	7-47
Gambar 7.57 Hasil analisis layer 2 (a) respon spektra (b) <i>hysteretic loops</i> pada Kota Palu	7-48
Gambar 7.58 Hasil analisis layer 3 (a) respon spektra (b) <i>hysteretic loops</i> pada Kota Palu	7-48
Gambar 7.59 Hasil Analisis Layer 4 (a) Respon Spektra (b) Hysteretic Loops Pada Kota Palu	7-48
Gambar 7.60 Hasil analisis layer 5 (a) respon spektra (b) <i>hysteretic loops</i> pada Kota Palu	7-49
Gambar 7.61 Hasil analisis layer 6 (a) respon spektra (b) <i>hysteretic loops</i> pada Kota Palu	7-49
Gambar 7.62 Hasil analisis layer 7 (a) respon spektra (b) <i>hysteretic loops</i> pada Kota Palu	7-49
Gambar 7.63 Hasil analisis layer 8 (a) respon spektra (b) <i>hysteretic loops</i> pada Kota Palu	7-50
Gambar 7.64 Hasil analisis layer 9 (a) respon spektra (b) <i>hysteretic loops</i> pada Kota Palu	7-50
Gambar 7.65 Hasil analisis layer 10 (a) respon spektra (b) <i>hysteretic loops</i> pada Kota Palu	7-50
Gambar 7.66 hasil analisis layer 11 (a) respon spektra (b) <i>hysteretic loops</i> pada Kota Palu	7-51
Gambar 7.67 Hasil analisis layer 12 (a) respon spektra (b) <i>hysteretic loops</i> pada Kota Palu	7-51
Gambar 7.68 Hasil analisis layer 13 (a) respon spektra (b) <i>hysteretic loops</i> pada Kota Palu	7-51
Gambar 7.69 Hasil analisis layer 14 (a) respon spektra (b) <i>hysteretic loops</i> pada Kota Palu	7-52

Gambar 7.70	Hasil analisis layer 15 (a) respon spektra (b) <i>hysteretic loops</i> Pada Kota Palu	7-52
Gambar 7.71	Hasil analisis layer 16 (a) respon spektra (b) <i>hysteretic loops</i> pada Kota Palu	7-52
Gambar 8. 1	Hasil pengujian SPT	8-3
Gambar 8. 2	<i>Cyclic Resistance Ratio</i> (CRR) berdasarkan data SPT	8-7
Gambar 8. 3	Hasil penjumlahan nilai LPI	8-8
Gambar 8. 4	Hasil pengujian CPTU	8-9
Gambar 8. 5	NCEER evaluasi potensi likuefaksi berdasarkan data CPT Robertson & Wride (1998)	8-10
Gambar 8. 6	Grafik hasil analisis potensi likuefaksi berdasarkan data CPT	8-12
Gambar 8. 7	Grafik hasil analisis potensi likuefaksi yang memperlihatkan kedalaman dan ketebalan lapisan tanah yang terlikuefaksi Shibata dan Terapaksa (1988)	8-15
Gambar 8. 8	<i>Cyclic Stress Ratio</i> berdasarkan variasi percepatan tanah pada magnitude 7.4	8-17
Gambar 8. 9	(a) <i>Cyclic Resistance Ratio</i> dan (b) <i>Safety Factor</i> berdasarkan variasi percepatan tanah pada <i>magnitude</i> 7.4	8-19
Gambar 8.10	State parameter terhadap kerentanan likuefaksi berdasarkan Been & Jeffries, 1988	8-20
Gambar 8.11	Hasil analisis state parameter terhadap crr berdasarkan Been dan Jeffries (1988) dari hasil uji labratorium	8-21
Gambar 8.12	Hasil Analisa menggunakan grafik Been dan Jeffries (1988)	8-24
Gambar 8.13	State parameter terhadap kejadian likuefaksi Farrar (1986)	8-27
Gambar 8.14	Grafik CRR terhadap <i>state parameter</i> berdasarkan Farrar (1986) dari hasil uji laboratorium	8-28
Gambar 8.15	Usulan grafik untuk evaluasi potensi likuefaksi berdasarkan <i>state parameter</i>	8-28
Gambar 8.16	Pengaruh percepatan maksimum terhadap kerentanan likuefaksi	8-30
Gambar 8.17	<i>State parameter</i> terhadap percepatan maksimum berdasarkan Been dan Jeffries method	8-31
Gambar 8.18	<i>State parameter</i> terhadap percepatan maksimum berdasarkan Farrar Method	8-31
Gambar 8.19	<i>State parameter</i> terhadap percepatan maksimum per lapisan berdasarkan Farrar Method dan Been, Jefries dan Rahardjo	8-33
Gambar 8.20	Grafik perbandingan <i>Cyclic Stress Ratio</i>	8-34
Gambar 8.21	<i>Hazard Map Zonation</i> Kota Palu	8-35
Gambar 9.1	Sistematika kontribusi peneliti untuk riset analisis potensi likuefaksi di masa mendatang	9-4

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

SPT	= <i>Standar enetration Test</i>
CPT	= <i>Cone Penetration Test</i>
CSR	= <i>Cyclic Stress Ratio</i>
CRR	= <i>Cyclic Resistance Ratio</i>
τ_{ave}	= Tegangan geser akibat gempa
τ_l	= Tegangan geser yang diperlukan untuk mengakibatkan likuefaksi
w	= Kadar air
W_w	= Berat air
W_s	= Berat butiran padat
γ_s	= Berat volume butiran
γ_w	= Berat volume air
γ_d	= Berat volume tanah
LL	= Batas cair tanah
PL	= Batas plastisitas tanah
N-SPT	= Jumlah pukulan
PI	= Index Plastisitas
g	= Gravitasi
α_{max}	= Percepatan permukaan horizontal maksimum
r_d	= koefisien tegangan reduksi
FS	= <i>Safety factor</i>
qcIN	= Nilai tahanan ujung terkoreksi
Cq	= Faktor normalisasi tahanan ujung konus
P_a	= adalah tekanan pada 1 atm
Cd	= Faktor reduksi
Cr	= Faktor Terkoreksi

σ	= Total Tegangan
σ'	= Total Tegangan efektif
G	= Modulus geser tanah
D	= Redaman material atau damping tanah
H	= Tebal endapan tanah
h_c	= Tinggi sampel setelah dikonsolidasi
h_0	= Tinggi awal sampel
ΔV	= Perubahan volume total dari sampel
V_0	= Volume dari tanah,
e_0	= Angka pori awal tanah
B'	= Koefisien tekanan air pori,
Δu	= Peningkatan tekanan air pori
$\Delta \sigma_3$	= Peningkatan tekanan sel.
p	= rata-rata dari tegangan utama mayor dan minor
q	= deviator stress.
(N1) _{60cs}	= Faktor koreksi
FC	= <i>Fines content</i> ,
C_N	= Faktor koreksi untuk normalisasi <i>effective overburden pressure</i>
C_E	= Koreksi untuk <i>efficiency energy</i>
C_B	= Koreksi untuk diameter <i>borehole</i>
C_R	= Faktor koreksi dari panjang tali (<i>rod length</i>)
Rd	= Kerapatan Relatif
e	= Angka pori

M_c	= <i>Magnitude Completeness</i>
V_s	= Kecepatan gelombang geser
N	= Jumlah gempa yang terjadi dengan magnitude $\geq m$
M	= magnitude gempa
<i>a-value</i>	= parameter sumber gempa merupakan perpotongan dengan sumbu y grafik relasi Gutenberg-Richter
<i>b-value</i>	= parameter sumber gempa merupakan gradien grafik relasi Gutenberg-Richter
ν	= Laju kejadian magnitude gempa pertahun
$\lambda(x)$	= Laju tahunan rata-rata terlampaui dari satu nilai tertentu x
$P_X(x m,r)$	= Fungsi kerapatan distribusi parameter gempa x berkaitan dengan magnitude gempa M dan jarak site-sumber R .
$f_M(m)$	= Fungsi kerapatan distribusi magnitude.
$f_R(r)$	= Fungsi kerapatan distribusi jarak site-sumber.
T_r	= Periode waktu satu kejadian dari satu gempa dengan magnitude m
PGA	= <i>Peak Ground Acceleration</i>
PGA_M	= Percepatan tanah puncak pada PGA disesuaikan <i>klasifikasi situs</i>
F_a	= Faktor amplifikasi terkait percepatan pada getaran periode pendek
F_v	= Faktor amplifikasi terkait getaran periode 1 detik
S_s	= parameter respons spektral percepatan gempa <i>MCER</i> terpetakan untuk periode pendek
S_1	= parameter respons spektral percepatan gempa <i>MCER</i> terpetakan untuk periode 1,0 detik.
R	= Jarak sumber gempa

M_w	= <i>Momen magnitude</i>
M_s	= <i>urface wave magnitude</i>
M_L	= <i>Local magnitude</i>
M_b	= <i>Body wave magnitude</i>
M_E	= <i>Energy magnitude</i>
M_D	= <i>Displacement magnitude</i>
GMPE	= <i>Groud Motion Prediction Equations</i>
qcIN	= Nilai tahanan ujung terkoreksi
F	= Rasio gesekan ternormalisir
Q	= Tahanan ujung konus tak berdimensi
z	= Kedalaman yang ditinjau
ψ	= Nilai <i>state parameter</i>

ABSTRAK

Wilayah Indonesia merupakan zona rawan bencana alam terutama gempa bumi dikarenakan adanya pertemuan empat plat tektonik yaitu Plat Eurasia, Plat Indo-Australia, Plat Pasifik, dan Plat Philipine Bock (2003). Salah satu Pulau di Indonesia yang berada pada pertemuan plat tersebut adalah Pulau Sulawesi. Akibat pertemuan plat tersebut terjadi deformasi baik dalam bentuk sesar geser (*strike slipe fault*) maupun sesar naik (*thrust fault*), sesar aktif tersebut menyebabkan bencana Gempa Bumi, seperti yang terjadi di Sulawesi Tengah pada tahun 2018, yang diikuti dengan fenomena likuefaksi. Likuefaksi mengakibatkan kerusakan di beberapa daerah antaralain Jono Oge, Petobo, Sibalaya dan Balaroa, serta kerusakan fasilitas umum seperti RSUD Anutapura di Kota Palu. Hal tersebutlah yang melatarbelakangi peneliti untuk melakukan penelitian lebih lanjut mengenai potensi likuefaksi yang terjadi dengan mengetahui terlebih dahulu perilaku tanah di Kota Palu menggunakan pendekatan state parameter.

Pada penelitian ini pendekatan dilakukan berdasarkan Codes dari SNI1726-2019, *Deterministic Seismic Hazard Analysis* (DSHA) dan *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA) untuk mengetahui lebih lanjut *Cyclic Stress Ratio* (CSR). Sedangkan kerentanan likuefaksi dari *Cyclic Resistance Ratio* (CRR) dihitung menggunakan data CPT dan SPT dari pengujian di lapangan. Sedangkan untuk mengetahui perilaku tanah dilakukan pengujian *Consolidated Undrained* (CU) dengan variasi *finer content* 2%, 5%, 9%, 13% dan 17%. Hal tersebut dilakukan untuk memperoleh garis steady state di Kota Palu, yang digunakan untuk memperoleh nilai *state parameter* sebagai alat ukur kerentanan likuefaksi. Pendekatan state parameter juga dilakukan dengan metode empiris dan grafik dari Been dan Jeffries (1988) serta Farrar (1986) yang telah dikembangkan oleh Rahardjo (1989).

Hasil yang diperoleh dari penelitian ini menunjukkan perilaku tanah di Kota Palu khususnya Wilayah RSUD Anutapura merupakan pasir dengan butiran halus kategori tanah pasir berlanau yaitu *Silty Sand* (SM), dengan persamaan *Steady State Line* $\lambda_{ss} = -1.389 D_{50} - 0.075 C_u + 1.281$. Sedangkan hasil analisis percepatan maksimum di permukaan berdasarkan Codes diperoleh sebesar 0.26102g, DSHA diperoleh percepatan maksimum di permukaan sebesar 0.288664g dan dengan analisis PSHA diperoleh percepatan maksimum di permukaan sebesar 0.200g. Sehingga analisis potensi likuefaksi berdasarkan hasil perhitungan *state parameter* dari Farrar (1986) dan Been dan Jeffries (1988) serta Rahardjo (1989) maka tanah tersebut termasuk berpotensi likuefaksi. Begitu pula analisis yang dilakukan berdasarkan data CPT dan SPT menghasilkan hasil yang sama yaitu tanah di lokasi RS Anutapura memiliki kerentanan terhadap likuefaksi dengan *Cyclic Stress Ratio* sebesar pada 55.25% – 61% dari hasil *Simplified Seed* (1971).

Kata Kunci: *State Parameter, Steady State Line, Analisis Dinamika Tanah, Likuefaksi*

BAB I PENDAHULUAN

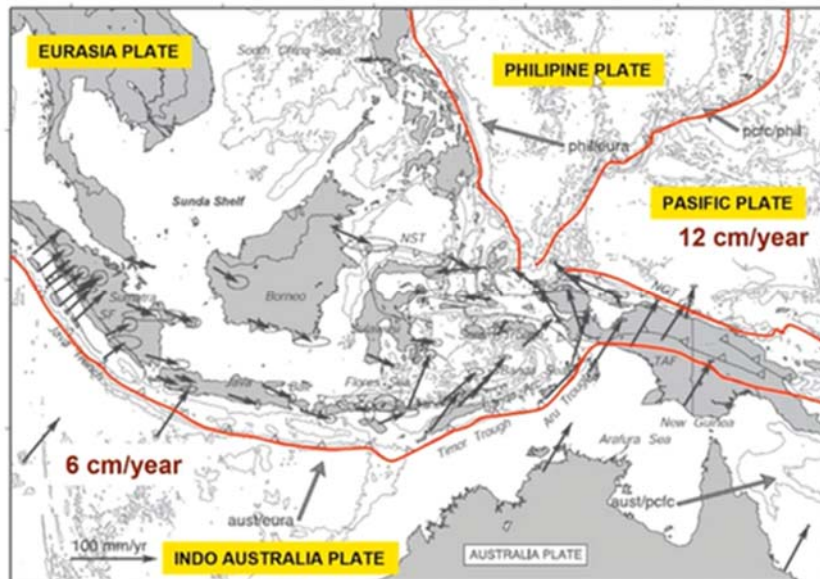
1.1 Latar Belakang

Wilayah Indonesia merupakan zona rawan bencana alam terutama gempa bumi dikarenakan adanya pertemuan empat plat tektonik yaitu Plat Eurasia, Plat Indo-Australia, Plat Pasifik, dan Plat Philipine Bock (2003) dapat dilihat pada Gambar 1.1. Pertemuan antar plat yang saling bergerak tersebut menjadikan wilayah tersebut rawan terhadap bencana alam baik itu Gunung Berapi maupun Gempa Bumi. Gempa Bumi terjadi akibat adanya pergerakan patahan plat yang menyebabkan terjadinya getaran.

Pada pulau Sulawesi akibat pertemuan lempeng tersebut terjadi deformasi baik dalam bentuk sesar geser (*strike slipe fault*) maupun sesar naik (*thrust fault*), pada sesar aktif tersebut menyebabkan gempa. Pada Gambar 1.3 memperlihatkan letak sesar beserta nilai *sliprate* ada setiap sesar. Nilai *sliprate* terbesar terdapat pada Sesar Palu Koro, Matano, dan Soroako, sedangkan nilai terkecil pada Sesar Posi, Loa, dan Weluki.

Getaran dalam bentuk pergerakan gelombang bergerak hingga mencapai ke permukaan tanah. Pergerakan getaran yang mencapai permukaan diperairan menyebabkan periode panjang yang disebut Tsunami, sedangkan pergerakan gelombang yang sampai daratan menyebabkan penurunan tanah, longsor atau guguran tanah dan likuefaksi. Likuefaksi merupakan salah satu fenomena yang diakibatkan oleh Gempa Bumi dengan getaran yang cukup kuat, yang mengakibatkan tanah jenuh air dan kehilangan kekuatannya. Peristiwa likuefaksi adalah perilaku tanah di bawah beban siklik yang terjadi hanya dalam beberapa saat, dimana akibat beban siklik yang singkat tersebut massa tanah tiba-tiba mengalami transisi dari keadaan padat ke kondisi cair atau memiliki konsistensi utama seperti cairan. Akibat dari likuefaksi, tanah yang semula berupa pasir lepas dengan butiran halus mengalami kondisi jenuh air yang mengakibatkan *internal friction* antar butiran menjadi berkurang hingga mencapai tegangan tanah

mendekati atau sama dengan nol. Peristiwa likuefaksi ditandai adanya pergerakan tanah dalam arah horizontal, rembesan air keluar dari rekahan tanah, bergesernya bangunan atau terjadi penurunan muka tanah, atau longsor.



Gambar 1. 1 Major Tectonics around Indonesia
Sumber: Bock dkk (2003)

Penelitian mengenai potensi likuefaksi berdasarkan data-data fisis, dan data-data insitu baik N-SPT dan CPT banyak dijumpai, tetapi evaluasi potensi likuefaksi berdasarkan *state parameter* (ψ) masih relative jarang dilakukan. Been & Jefferies, (1985) dan Rahardjo, (1989), mengembangkan hubungan *State parameter* terhadap data insitu CPT yang menunjukkan adanya korelasi antara tahanan ujung sondir terhadap *state parameter*. Namun beberapa penelitian masih menggunakan percepatan maksimum di permukaan tanah yang ditetapkan untuk menentukan tegangan geser yang akan terjadi saat terjadinya guncangan dinamik, yang akan menghasilkan nilai *Cyclic Stress Ratio* (CSR).

Penelitian mengenai likuefaksi berdasarkan *critical state line* ini dipelopori oleh Rahardjo (1989), dimana pengujian dilakukan di laboratorium dan pengujian di lapangan berupa uji triaksial *consolidated undrained* (CU) serta uji *cone penetration test* (CPT) pada skala penuh (*chamber*). Pada penelitian ini

percepatan tanah a_{max} yang digunakan juga ditentukan sebesar 0.15g dan bukan dihasilkan dari *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA).

Khususnya di Indonesia penelitian potensi likuefaksi berdasarkan *state parameter* telah dimulai oleh Herina (2013), yang melakukan penelitian terhadap perilaku potensi likuefaksi di wilayah D.I. Yogyakarta dimana tanah merupakan tanah pasir vulkanik. Penelitian diawali dengan memanfaatkan alat petrografi dan AAS, Gravimetri, Spektrofotometri untuk analisis kimia terhadap sampel tanah dan peninjauan terhadap *steady state* dan *state parameter*. Pada penelitian ini senada dengan penelitian sebelumnya dimana percepatan tanah langsung ditentukan dari Peta Gempa 2012 (0.23g – 0.41g) dan tidak ditentukan berdasarkan *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA).

Sedangkan Lestari (2014), melakukan penelitian atas dasar kejadian Gempa Yogyakarta (2006) M6,2, dan Gempa Padang (2009) M7,9. Evaluasi potensi likuefaksi dilakukan berdasarkan konsep *critical state* dengan melakukan uji laboratorium berupa uji triaksial variasi kepadatan sampel 20%, 25% dan 40%. Namun demikian pada penelitian ini menggunakan pengujian di lapangan berupa piezometer, pada tanah berpasir, dan berdasarkan percepatan maksimum yang ditentukan sebesar dua koma lima m/sec^2 dan bukan diperoleh dari *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA).

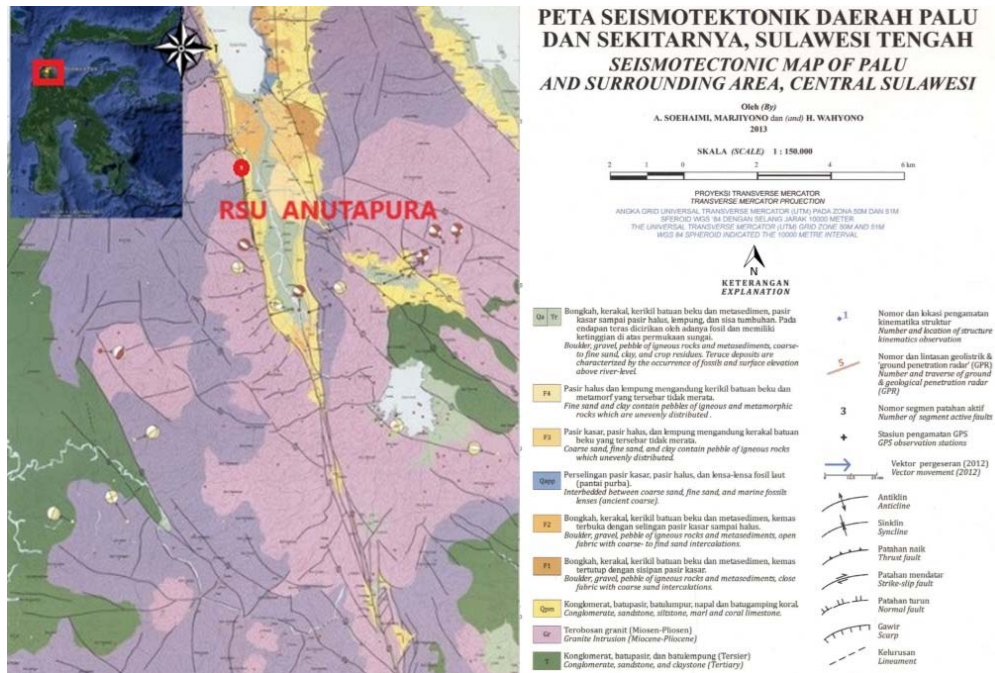
Untuk menyempurnakan penelitian-penelitian yang telah dilakukan sebelumnya maka pada penelitian kali ini percepatan tanah (yang dipakai untuk analisis potensi likuefaksi berdasarkan prinsip *state parameter*) tidak ditentukan secara langsung tetapi diperoleh melalui *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* yang terjadi di lapangan atau dalam hal ini di Kota Palu. Selain percepatan tanah pada penelitian ini juga memakai jenis sampel tanah yang lebih bervariasi yaitu tanah pasir dan pasir berlanau (*silty sand*). Penelitian ini diharapkan dapat memperoleh hasil yang lebih mendekati kondisi di lokasi yang ditinjau terhadap garis kritis yang akan digunakan sebagai evaluasi potensi likuefaksi.

Sulawesi termasuk 5 (lima) besar pulau yang terdapat di Indonesia dengan luas dataran 174.600 km^2 . Pemerintahan di Sulawesi terdiri dari 6 (enam) provinsi yaitu Sulawesi Selatan, Sulawesi Utara, Sulawesi Tengah, Sulawesi Tenggara,

Gorontalo, dan Sulawesi Barat. Pada tanggal 28 September 2018, tepatnya pada pukul 18.02 WITA terjadilah gempa bumi di Donggala – Palu – Sigi - Parigi Moutong, Sulawesi Tengah. Berdasarkan data BMKG gempa berkekuatan 7,4 Mw atau setara VIII MMI tersebut berada di wilayah Donggala dengan pusat gempa berada di darat 26 km Utara Donggala - Sulawesi Tengah, pada kedalaman 11 km. Gempa bumi tersebut diikuti dengan tsunami di pantai barat dan likuefaksi di wilayah Petobo, Balaroa dan Jono Oge. Akibat gempa tersebut tercatat sebanyak 2.037 orang korban meninggal dunia, 671 orang hilang, 152 orang tertimbun, sebanyak 4.084 orang korban luka-luka dan pengungsi sebanyak 74.044 orang. Sedangkan untuk rumah rusak sebanyak 67.310-unit serta fasilitas umum dan infrastruktur lainnya.

Dampak fenomena likuefaksi terjadi pada daerah Petobo, Balaroa, Jono Oge dan Sibalaya. Badan Nasional Penanggulangan Bencana (BNPB), (2018) mengemukakan bahwa hasil analisis sementara pemetaan secara spasial menunjukkan bahwa wilayah terdampak likuefaksi pascagempa Sulawesi Tengah menyebabkan amblesan di Balaroa, Kota Palu, dengan perkiraan rumah yang terdampak mencapai 1.045 unit, dengan luas wilayah mencapai 47,8 hektar. Sedangkan dampak likuefaksi di Petobo, Kota Palu menyebabkan amlesan pada rumah mencapai 2.050-unit dengan luas wilayah 180 hektar, sedangkan di Jono Oge, Sigi, mencapai 366-unit dengan luas wilayah 202 hektar. Salah satu fasilitas umum yang mengalami kerusakan adalah Rumah Sakit Umum Anutapura yang berdekatan dengan Balaroa seperti terlihat pada Gambar 1.2. Dari hasil kajian Badan Geologi menunjukkan bahwa Patahan aktif Palu Seperti terlihat pada Gambar 1.2 Badan Geologi Kementrian Energi dan Sumber Daya Mineral (2018) terdiri dari endapan *alluvial* yang berasal dari endapan sungai, maupun sungai purba.

RSU Anutapura yang berada di atas endapan *alluvial* berada pada segementasi patahan aktif di daerah pemetaan seismotektonik daerah Palu dan sekitarnya yang memiliki maksimum *magnitude* 7 Mw dan minimum *magnitude* 5,8 Mw dengan pergeseran rata-rata 0,16 cm – 0,33 cm/tahun.



Gambar 1. 2 Lokasi RSU Anutapura, berdasarkan Peta Seismotektonik Kota Palu
Sumber: Badan Geologi Kementerian Energi dan Sumber Daya Mineral (2018)

Dimana lembah Palu dan sekitarnya tersebut berada pada topografi ketinggian berkisar 0.00 – 500-meter dari permukaan laut. Sehingga posisi RSU Anutapura yang berada di lembah Palu dan pesisir pantai tersebut menjadikan rawan terhadap bahaya likuefaksi. Hal tersebut yang menjadikan salah satu latar belakang peneliti untuk melakukan kajian lebih lanjut terhadap potensi likuefaksi di wilayah tersebut.

Fenomena bencana gempa bumi yang menyebabkan likuefaksi yang besar inilah menjadikan peneliti berupaya untuk mengetahui dan menganalisa lebih jauh penyebab dan faktor pendorong terjadinya likuefaksi serta seberapa besar potensi likuefaksi yang akan terjadi, di Palu, Sulawesi Tengah khususnya pada lokasi RSU Anutapura, Palu, Sulawesi Tengah.

Penelitian kali ini dilakukan dengan pengujian laboratorium triaxial *Consolidated Undrained* (CU), prinsip dasar adalah mengamati peningkatan progresif dari tekanan air pori karena adanya tegangan geser siklik yang diakibatkan perambatan gelombang gempa dari batuan dasar ke permukaan. Selanjutnya digunakan *relative density* untuk mengukur potensial likuefaksi yang

merepresentasikan *cyclic stress ratio* (CSR). Aspek kedua adalah kondisi yang menyebabkan keruntuhan pada tanah yang terlikuefaksi, akibat adanya pergerakan tegangan gesernya. Pada kasus ini pengontrolnya adalah *undrained steady state shear strength* (S_{us}). Likuefaksi akan terjadi jika tegangan geser existing lebih besar dari S_{us} , Rahardjo (1989).

Pada sisi lain, penelitian menggunakan *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA), masih jarang dilakukan khususnya untuk wilayah Sulawesi Tengah, begitu pula *ground motion* yang pada umumnya masih sebatas desain di batuan dasar. Beberapa penelitian terdahulu berkaitan PSHA diantaranya penelitian yang dilakukan Makrup & Muntafi (2016), penelitian ini memprediksi gerakan tanah gempa percepatan di permukaan tanah menggunakan PSHA, tetapi pada wilayah Semarang dan Solo. Selain itu Widodo dkk (2018), melakukan pengembangan kode bangunan menggunakan *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA), dimana melalui PSHA percepatan tanah puncak (PGA) dan percepatan spectral puncak (PSA) akan diperoleh dan dapat dibandingkan, pada pergerakan subduksi dan gempa kerak dangkal menunjukkan hasil PGA yang lebih besar dibandingkan PSA. Analisis menggunakan data gempa yang lebih lengkap menghasilkan nilai PSA yang lebih tinggi dimana nilai pola sebaran peta PGA dan PSA 2/3 dari 2% PE secara signifikan lebih besar dari PGA dan PSA berdasarkan 10% PE selama 50 tahun. Dari kedua penelitian deagregasi bahaya gempa masih seputar pada wilayah di Pulau Jawa yaitu Yogyakarta, Semarang dan Solo dengan periode ulang tertentu. Tetapi belum mengevaluasi lebih jauh berkaitan besaran percepatan maksimum permukaan tanah terhadap potensi likuefaksi yang mungkin terjadi, terutama di wilayah Kota Palu.

Penelitian ini diawali dengan melakukan perhitungan *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA). Metode ini memperhitungkan faktor-faktor ketidakpastian yang dikombinasikan dengan pendekatan rasional sehingga mampu mengintegrasikan bahaya (*hazard*) dari berbagai sumber gempa Cornell (1968). Dari hasil PSHA akan dilakukan deagregasi untuk memperoleh *magnitude* dan jarak yang akan digunakan untuk penentuan bahaya gempa hingga diperolehnya percepatan maksimum di permukaan tanah. Dalam Makrup.L.L (2009) melakukan

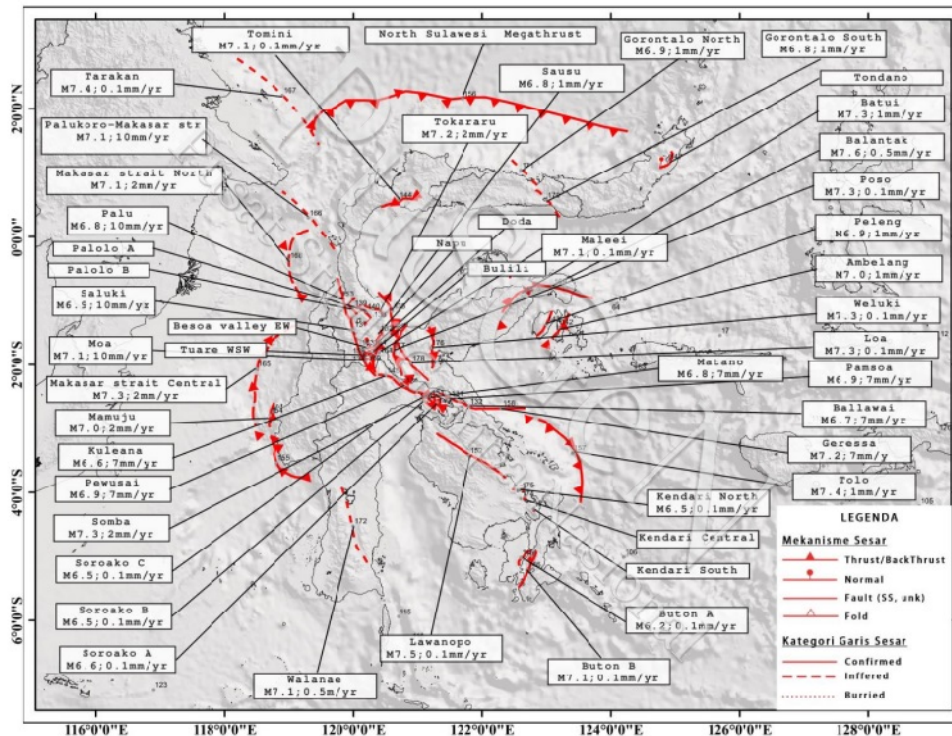
penelitian disertasi tentang pengembangan peta deagregasi *hazard* untuk Indonesia. Namun penelitian ini lokasi tinjauan berbeda yaitu mencakup wilayah Jawa. Dari penelitian Pradono.M.H.Dkk (2012) yang mengemukakan bahwa pengukuran mikrotremor juga mengindikasikan bahwa lapisan tanah alluvial di dekat garis pantai mempunyai periode dominan antara 1 dan 2 detik. Penentuan potensi likuifaksi dengan lapisan tanah yang mengalami likuefaksi di daerah pesisir mempunyai periode dominan antara 1 dan 2 detik, dengan faktor amplifikasi berkisar antara 3 dan 9. Pada penelitian Tohari dkk (2013), yang berkaitan potensi likuefaksi berdasarkan hasil pengukuran mikrotremor dengan menggunakan metode *single station* pada 250 lokasi untuk mengetahui *site response* berdasarkan metode rasio spektral H/V, selain itu juga memperkirakan tingkat kerentanan likuefaksi di wilayah Kota Padang. Dengan spektra fourier yang dihitung untuk segmen-segmen terpilih tersebut menggunakan *algorithm Fast Fourier Transform* (FFT).

Dalam penelitian Lalu Makrup & Muntafi (2016) menjelaskan tentang prediksi gerakan tanah. Namun dalam penelitian kali ini dilakukan pencocokan spectral dalam domain frekuensi untuk mendapatkan riwayat waktu percepatan yang sesuai dengan lokasi kondisi yang telah ditentukan. Pada Makrup et al., (2016), menjelaskan tentang kerangka *probabilistic seismic hazard* dengan nilai magnitudo dan jarak tertentu telah dihitung dari analisis deagregasi. Pada penelitian kali ini diperoleh juga hasil analisis *acceleration time history* di batuan dasar hasil pencocokan spectral dalam waktu domain dan domain frekuensi. Widodo., Dkk. (2018) melakukan *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA) untuk penentuan *hazard* gempa bumi di area tertentu (D.I. Yogyakarta) dan pengembangan Kode Bangunan kemudian menverifikasi hasil dibandingkan dengan kejadian gempa yang sebenarnya masih perlu untuk diselidiki. Hasil analisis menunjukkan bahwa dengan menggunakan data gempa yang lebih lengkap, semua nilai PSA diperoleh sedikit lebih tinggi dari hasil seperti yang disajikan oleh penelitian sebelumnya dan nilai PSA 2/3 dari 2% PE secara signifikan lebih besar dari PSA berdasarkan 10% PE selama 50 tahun. Pada penelitian I Wayan Sengara (2016) menyebutkan bahwa tim nasional (Tim 9) pada tahun 2010, mengembangkan kurva bahaya dan gempa

maksimum yang dipertimbangkan (MCE) untuk seluruh wilayah Indonesia. Berdasarkan hasil, dalam kurun waktu 1,0 detik 55% kota/kabupaten di Indonesia memiliki koefisien risiko pada rentang 0,9 hingga 1,1 dan sekitar 37% pada rentang 0,7 hingga 0,9, dan hanya 5% pada rentang 1,1 menjadi 1,25. Dalam penelitian I Wayan Sengara (2019) menyebutkan bahwa spektra percepatan permukaan SMS (0,2 detik) dan SM1 (1 detik) dapat dihitung dengan mengalikan koefisien situs F_a (0,2 detik) dan F_v (1 detik) dengan spektra percepatan SS (0,2 detik) dan S1 (1 detik) di SNI 1726:2012. Hasil kajian menunjukkan S_{MS} dan S_{M1} yang dihitung pada lima kota dengan koefisien situs dari Stewart dan Seyhan berbeda $\pm 15\%$ dibandingkan jika menggunakan koefisien situs SNI 1726:2012.

Penelitian yang dilakukan oleh Raharjo (1989) menyebutkan bahwa tekanan air pori yang berlebihan pada tanah jenuh akibat guncangan seismik yang dapat mengakibatkan likuefaksi. Akan tetapi percepatan tanah maksimum yang digunakan langsung ditentukan sebesar 0,15g dan tidak diperoleh melalui PSHA. Sedangkan Herina Silvia F., (2013), yang menjelaskan tentang penentu perilaku potensi likuefaksi yang dilakukan di wilayah D.I. Yogyakarta dimana tanah merupakan tanah pasir vulkanik. Akan tetapi percepatan tanah maksimum yang digunakan langsung ditentukan berdasarkan Peta Gempa 2012 (0.23g – 0.41g) dan tidak diperoleh melalui PSHA. Begitu juga dengan penelitian Lestari, (2014) yang melakukan penelitian di kota Padang setelah mengalami gempa 2009 berkekuatan 7,9 SR yang bersumber pada kedalaman fokus 80 km dengan jarak 45 km dari kota Padang. Akan tetapi pada penelitian ini percepatan tanah maksimum yang digunakan langsung ditetapkan sebesar 2.5 m/sec² dan tidak diperoleh melalui PSHA. Ketiga penelitian tersebut menggunakan konsep *Critical state line*.

Pada Penelitian Irsyam (2010) menjelaskan tentang kajian paska bencana gempa bumi Palu 28 September 2008 (M-7,4) yang lalu. Agak berbeda dengan penelitian sebelumnya pada penelitian ini percepatan tanah maksimum diperoleh melalui PSHA yang ditetapkan dalam Peta Gempa 2010, akan tetapi analisis potensi likuefaksi dilakukan data CPT (bukan metode *state parameter*). Pada penelitian ini Sesar yang digunakan didasarkan dari Pusgen, 2017, Gambar 1.3.



Gambar 1. 3 Peta Sesar aktif di Sulawesi beserta slipratennya
 Sumber: Pusgen (2017)

Penelitian Warman dan Jumas (2013) yang melakukan kajian potensi likuefaksi di kota Padang akibat gempa 30 September 2009. Gempa bumi sebesar 7,6 SR dengan pusat gempa berada pada 71 km di bawah permukaan bumi dan 60 km barat dari kota Padang. Akan tetapi pada penelitian ini percepatan tanah maksimum yang digunakan langsung ditentukan sebesar 0,28g dan tidak diperoleh melalui PSHA. Dalam penelitian Mase et al., (2014) menjelaskan tentang analisis terhadap potensi likuefaksi dengan memperhitungkan percepatan maksimum kritisnya. Pada penelitian kali ini percepatan tanah maksimum yang digunakan langsung ditentukan bervariasi berdasarkan pada penelitian sebelumnya dan dilakukan analisis balik sehingga diperoleh FS=1 pada kondisi percepatan maksimum kritisnya yaitu antara 0.04g – 0.21g untuk wilayah Bengkulu dan tidak diperoleh melalui PSHA.

Percepatan maksimum permukaan tanah yang dihasilkan dari Probabilistik Seismik Hazard Analisis (PSHA), kemudian digunakan untuk memperoleh hasil

Critical Shear Ratio yang dikomparasikan terhadap hasil dari *state parameter* sebagai penentuan evaluasi potensi likuefaksi. Berlatarbelakang penelitian sebelumnya, maka evaluasi terhadap potensi likuefaksi dengan pendekatan *state parameter* dan data in-situ serta memperhitungkan percepatan maksimum di permukaan berdasarkan hasil *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA) perlu dilakukan. Diharapkan dari hasil penelitian akan di peroleh trend *Critical State Line* (CSL) di area RS Anutapura dan sekitarnya yang merupakan inovasi/prosedur baru untuk melakukan evaluasi potensi likuefaksi didaerah tersebut, berdasarkan pada percepatan tanah hasil DSHA dan PSHA yang belum dilakukan oleh peneliti-peneliti sebelumnya.

1.2 Rumusan Masalah

Dari latar belakang yang telah diuraikan diatas, maka peneliti merumuskan beberapa permasalahan antarlain.

1. Bagaimana mengidentifikasi karakteristik teknis pada material tanah dan perilaku tanah di Kota Palu khususnya Wilayah RSU Anutapura berkaitan dengan *Steady State Line*.
2. Bagaimana menentukan percepatan maksimum dan tegangan geser berdasarkan analisis *Codes*, DSHA dan PSHA.
3. Bagaimana menentukan potensi likuefaksi menggunakan pendekatan *State parameter*, Metode Seed and Idriss (1971), Metode Shibata dan Teparaksa (1987) untuk merekomendasikan *Critical State Line*.
4. Bagaimana menentukan besarnya percepatan maksimum dan shear stress sepanjang kedalaman tanah untuk menentukan state parameter berdasarkan pada *ground motion* hasil *Codes*, DSHA dan PSHA.
5. Bagaimana pembahasan dan komparasi kejadian likuefaksi berdasarkan data CPT, data N-SPT dan State Parameter.

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah diatas, maka dapat ditentukan tujuan penelitian sebagai berikut ini.

1. Identifikasi karakteristik teknis pada material tanah dan perilaku tanah di Kota Palu khususnya Wilayah RSUD Anutapura berkaitan dengan *Steady State Line*.
2. Penentuan percepatan maksimum dan tegangan geser berdasarkan analisis *Codes*, DSHA dan PSHA.
3. Penentuan potensi likuefaksi menggunakan pendekatan *State parameter*, Metode Seed and Idriss (1971), Metode Shibata dan Teparaksa (1987) untuk merekomendasikan *Steady State Line*.
4. Menentukan besarnya percepatan maksimum dan shear stress sepanjang kedalaman tanah untuk menentukan state parameter berdasarkan pada *ground motion* hasil *Codes*, DSHA dan PSHA.
5. Pembahasan dan komparasi kejadian likuefaksi berdasarkan data CPT, data N-SPT dan State Parameter.

1.4 Manfaat Penelitian

Penelitian kali ini diharapkan dapat memberikan kontribusi yang bermanfaat.

1.4.1 Manfaat bagi Dunia Pendidikan.

Penelitian mengenai kegempaan dengan fenomena likuefaksi, diharapkan dapat memberikan kontribusi bagi perkembangan ilmu pengetahuan, terutama berupa percepatan gempa di permukaan di wilayah Kota Palu khususnya RSUD Anutapura dan merekomendasikan trend *critical state line* sebagai acuan penentuan potensi likuefaksi berdasarkan *state parameter*.

1.4.2 Manfaat bagi Pemerintah dan Masyarakat.

Evaluasi potensi likuefaksi yang dilakukan dapat memberikan kontribusi berkaitan rekomendasi untuk perencanaan RSUD Anutapura dan sekitarnya di Kota Palu berdasarkan pendekatan data gempa hasil *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA).

1.5 Batasan Penelitian

Agar penelitian ini lebih terstruktur dan terarah, maka terdapat beberapa pembatasan masalah.

1. Penyelidikan dilakukan di wilayah Kota Palu, khususnya di RSU Anutapura yang secara administrasi terletak di Kota Palu, Provinsi Sulawesi Tengah dengan geografis koordinat $119^{\circ}51'00''$ - $119^{\circ}56'00''$ BT dan $00^{\circ}52'00''$ - $00^{\circ}59'00''$ LU
2. Perhitungan percepatan tanah di permukaan tidak memperhitungkan bangunan yang berada di atasnya.
3. Kondisi topografi dan geologi tanah yang dilalui oleh rambatan gelombang tidak memperhitungkan adanya perubahan massa tanah setelah terjadinya gempa bumi.
4. Mengasumsikan tidak ada kenaikan tekanan air pori setelah kejadian gempa bumi.
5. Regangan yang digunakan pada pengujian triaksial CU sebesar 15% sampai 20%
6. Pada pendekatan Codes dan DSHA, percepatan maksimum yang digunakan pada perhitungan CSR adalah percepatan maksimum di permukaan untuk setiap lapisan tanah.

1.6 Langkah-Langkah Dalam Menentukan *Time History* Percepatan Gempa

Pada analisis penentuan percepatan maksimum, maka ada tiga pendekatan untuk menentukan *time history* percepatan gempa.

1. Pendekatan menggunakan SNI 1726-2019
 Untuk menentukan *time history* percepatan menggunakan SNI 1726-2019 digunakan sebagai dasar adalah time history Mammoth Lakes-06 5/27/1980, Bishop-Paradise Lodge USA, yang di asumsikan terjadi di batuan dasar. Rekaman gempa tersebut kemudian dirambatkan melalui media lapisan tanah ke permukaan. Respon Spektra Target yang dipakai adalah respon spektra desain SNI 1726-2019 di RS Anutapura, Palu.
2. Pendekatan menggunakan *Deterministic Seismic Hazard Analysis* (DSHA)

Pada pendekatan ini, respon spektra target ditentukan berdasarkan DSHA, yang dalam hal ini respon spektra tersebut dikembangkan dengan tiga model *Ground Motion Prediction Equation* (GMPE), yaitu GMPE Sadigh et all (1997), Kanno et all (2006) dan Idriss (2007). Respon spektra target ini diperoleh dengan mengambil nilai rata-rata dari ketiga respon spektra GMPE tersebut.

3. Pendekatan menggunakan *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA)

Pada pendekatan ini, respon spektra target dihitung berdasarkan PSHA. Pada metode PSHA, setelah melalui proses perhitungan yang kompleks akhirnya diperoleh *Annual rate of Accident* (λ). Dari *Annual rate of Accident* dapat diturunkan *Uniform Hazard Spektrum* (UHS) di batuan dasar, yang berfungsi sebagai spektra target di batuan dasar.

1.7 Struktur Pelaporan

Pelaporan penelitian disertasi ini akan dibagi menjadi 9 (Sembilan) bab, yang terdiri dari:

1. BAB I PENDAHULUAN

Pada bab pendahuluan akan dijabarkan mengenai latar belakang pengambilan topik penelitian, rumusan masalah dan tujuan penelitian serta manfaat penelitian yang akan memberikan kontribusi bagi perkembangan ilmu pengetahuan, kemudian dilakukan pendetailan berkaitan batasan dalam penelitian, struktur laporan penelitian, dan definisi operasional.

2. BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Bab tinjauan Pustaka berisikan kajian pustaka terhadap hasil penelitian sebelumnya. Pengkajian dilakukan berkaitan dengan topik yang relevan dengan penelitian yang dilakukan yaitu mengenai likuefaksi, *probabilistik seismic hazard analysis*, dan *critical state line*.

3. BAB III LANDASAN TEORI

Pada landasan teori, peneliti menampilkan teori-teori yang mendukung peneliti untuk melakukan analisis pada bab selanjutnya. Landasan teori dibatasi pada teori yang digunakan dalam penulisan dan analisis. Landasan teori membahas mulai dari perilaku tanah pasir saat menerima beban dinamik akibat gempa bumi dan mengalami likuefaksi, landasan teori juga membahas mengenai pengujian lapangan dan laboratorium yang dilakukan dan teori mengenai *steady state* dan *critical state*.

4. BAB IV METODE PENELITIAN

Bab ini membahas mengenai tahapan penelitian yang dilakukan hingga diperolehnya hasil sesuai dengan tujuan dari penelitian ini.

5. BAB V HASIL PENGUJIAN DI LABORATORIUM

Pada bab ini menampilkan hasil pengujian yang telah dilakukan di laboratorium. Hasil pengujian di laboratorium meliputi pengujian distribusi saringan dan pengujian triaxial *consolidated undrained*.

6. BAB VI CODES DAN DETERMINISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS (DSHA)

Pada Bab ini merupakan pelaporan mengenai analisis yang dilakukan berdasarkan Codes dan *deterministic Seismic hazard*.

7. BAB VII PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS (PSHA)

Pada Bab ini merupakan pelaporan mengenai analisis yang dilakukan berdasarkan *probabilistic Seismic hazard*.

8. BAB VIII HASIL ANALISIS DAN PEMBAHASAN POTENSI LIKUEFAKSI

Pada bab ini menampilkan hasil analisis dan dilakukan pembahasan berdasarkan landasan teori. Hasil pembahasan dilakukan untuk menjawab rumusan masalah yang dikemukakan saat sebelum dilakukan penelitian hingga dicapai tujuan dari penelitian.

9. BAB IX KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini berisi kesimpulan dari hasil pembahasan yang telah di rumuskan serta berisi saran sebagai bentuk kontribusi dari hasil penelitian yang dilakukan dan kemungkinan penelitian lanjutan yang dapat dilakukan.

1.8 Definisi Operasional

Likuefaksi merupakan suatu fenomena yang terjadi akibat dari peristiwa gempa bumi, yang mengubah kondisi tanah jenuh air menjadi berperilaku cair akibat gaya dinamik sesaat yang menyebabkan tanah kehilangan daya dukungnya. Analisis potensi likuefaksi bergantung pada *Cyclic Stress Ratio* (CSR) dan *Cyclic Resistance Ratio* (CRR).

Cyclic Stress Ratio (CSR) adalah tegangan geser yang ditimbulkan akibat gempa bumi yaitu perbandingan antara tegangan siklik yang terjadi akibat gempa terhadap tegangan efektif. CSR dipengaruhi oleh percepatan horizontal maksimum tanah, percepatan gravitasi, tegangan vertikal overburden total, dan tegangan vertikal overburden efektif.

Cyclic Resistance Ratio (CRR) merupakan ketahanan tanah terhadap likuefaksi, yang dapat diperoleh dari data pengujian in-situ di lapangan.

Critical State Line (CSL) kumpulan titik-titik membentuk garis yang menggambarkan perubahan perilaku tanah dari *void ratio* terhadap tegangan effective dan tegangan geser hingga mencapai kondisi *steady state*.

State Parameter adalah fungsi dari λ_{ss} dan ketahanan ujung konus CPT yang didefinisikan sebagai perbedaan *void rasio* terhadap kondisi pasir awal dan saat *steady* pada tegangan efektif rata-rata yang sama, yang berada pada garis *critical state*.

Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA) adalah suatu metode yang memperhitungkan faktor-faktor ketidakpastian yang dikombinasikan dengan pendekatan rasional sehingga mampu mengintegrasikan bahaya terhadap berbagai sumber gempa dan gerak tanah yang mungkin dapat terjadi di masa datang, yang dipengaruhi oleh magnitudo, lokasi, gempa, dan tingkat keberulangan gempa yang akan mempengaruhi disuatu wilayah.

Peak Ground Acceleration atau Percepatan tanah maksimum merupakan parameter yang menyatakan perubahan kecepatan mulai dari keadaan diam sampai pada kecepatan maksimumnya hingga di permukaan. *Ground motion* di permukaan diperoleh dari data rekaman gerak tanah untuk pada suatu wilayah yang relative sulit diperoleh, sehingga dilakukan alternative dengan membuat sintetik gerak tanah yang sesuai untuk daerah tersebut.

Dengan demikian maksud dari judul yang diajukan adalah bahwa pada penelitian ini selain memakai jenis sampel tanah yang lebih bervariasi, percepatan tanah yang dipakai untuk analisis potensi likuefaksi pada kondisi *state parameter* tidak langsung ditentukan tetapi melalui hasil dari PSHA.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Tinjauan pustaka meliputi 3 (tiga) topik penelitian meliputi (i) Karakteristik tanah yang berpotensi mengalami likuefaksi dan evaluasi terhadap potensi likuefaksi didasarkan sifat-sifat fisis tanah dan *grain-size* analisis yang diperoleh dari pengujian laboratorium serta data *in-situ* hasil pengujian CPT/CPTU dan SPT. (ii) *State parameter*, untuk mengetahui kondisi suatu wilayah terhadap garis *critical state line* (CSL). (iii) perilaku gerakan tanah dinamik akibat guncangan gempa, perambatan gelombang dari sumber gempa ke permukaan tanah, dan percepatan maksimum yang dihasilkan dari *Deterministic Seismic Hazard Analysis* (DSHA) dan *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA).

2.2 Penelitian Mengenai Potensi Likuefaksi

Penelitian mengenai evaluasi potensi likuefaksi dilakukan dengan berbagai macam metode pendekatan yaitu antara lain berdasarkan data *in-situ* seperti CPT, piezometer, dan SPT atau dapat pula berdasarkan data laboratorium seperti uji analisis distribusi saringan dan uji triaxial yang kemudian dianalisis menggunakan pendekatan Tsuchida (1970), Seed and Idriss (1971), Been & Jefferies, (1985) dan Rahardjo, (1989).

2.2.1 Rahardjo, (1989)

Rahardjo, (1989), melakukan penelitian evaluasi potensi likuefaksi yang menjelaskan bahwa tekanan air pori yang berlebih pada tanah jenuh akibat guncangan seismik dapat mengakibatkan likuefaksi. Penelitian menggunakan konsep *critical state line* pada data *cone penetration test* (CPT). Penggunaan data CPT menjadi salah satu yang mendasari penelitian ini, sehubungan dengan penyajian data hasil uji di lapangan yang masih terbatas, sehingga menyajikan hal yang berbeda dari biasanya. Penelitian dilakukan pada sampel tanah pasir berlanau

dengan pengujian di laboratorium dan pengujian di lapangan berupa uji triaksial *consolidated undrained* (CU) serta uji *cone penetration test* (CPT) pada skala penuh (*chamber*). Penelitian ini menggunakan pendekatan kekuatan geser stabil pada kondisi tidak terdrainase dan parameter tetap (*undrained steady state shear strength and a state parameter*). Kondisi kekuatan geser tetap tersebut tercapai saat tanah mengalami yang disebut *critical state* setelah *failure* dengan regangan yang besar. State parameter digunakan untuk mengkarakterisasi perilaku pasir berlumpur dalam beban seismik.

Dari hasil penelitian (Rahardjo, 1989) diketahui bahwa kekuatan siklik pasir murni hamper sama dengan *silty sand*, efek dari garis nonplastis tidak signifikan, preparasi sampel mempengaruhi kekuatan siklik tanah, sampel dengan pemadatan dan *over* konsolidasi menunjukkan ketahanan terhadap likuefaksi yang lebih tinggi. Sedangkan berkaitan garis *steady state* diketahui bahwa penyiapan sample tidak mempengaruhi SSL. Berdasarkan Castro (1987), kemiringan SSL dipengaruhi oleh kompresibilitas, bentuk partikel dan mineralogi tanah. SSL silty sand menunjukkan kemiringan yang lebih tinggi dibandingkan tanah pasir murni. Hal ini membantah penelitian lainnya yang menunjukkan finer material lebih curam. Hal tersebut mendasari peneliti untuk melakukan hal baru dan pendekatan yang akan dilakukan terhadap titik-titik *critical state* di wilayah Kota Palu Sulawesi Tengah, untuk mengetahui kemiringan batas antara berpotensi likuefaksi dan tidak berpotensi likuefaksi. Namun demikian pada penelitian ini percepatan tanah maksimum yang digunakan langsung ditentukan sebesar 0,15g dan tidak diperoleh melalui PSHA.

2.2.2 Irsyam, (2010)

Irsyam, (2010) telah melakukan kajian paska bencana gempa bumi Palu 28 September 2008 (M-7,4) yang lalu. Pada kajian tersebut telah memuat tatanan tektonik, tatanan geologi dan karakteristik bawah permukaan, sejarah kegempaan sesar palukoro, sejarah gempa dan tsunami, serta pelajaran gempa dari gempa bumi di Sulawesi Tengah. Dimana sumber informasi tersebut digunakan peneliti sebagai data sekunder secara umum pada penelitian kali ini, untuk melakukan

evaluasi potensi likuefaksi pada RSUD Anutapura khususnya. Irsyam, M., Dkk. menguatkan bahwa daerah Teluk Palu merupakan wilayah rawan gempa bumi dan tsunami, karena terletak dekat dengan sumber gempabumi yaitu sesar Palu Koro dan juga sumber pembangkit tsunami berupa deformasi dari sesar Palu Koro yang memicu gerakan tanah bawah laut. Agak berbeda dengan penelitian sebelumnya pada penelitian ini percepatan tanah maksimum diperoleh melalui PSHA yang ditetapkan dalam Peta Gempa 2010, namun demikian analisis potensi likuefaksi dilakukan data CPT (bukan metode *state parameter*).

2.2.3 Herina Silvia F., (2013)

Herina Silvia F., (2013), melakukan penelitian terhadap penentu perilaku potensi likuefaksi dilakukan di wilayah D.I. Yogyakarta dimana tanah merupakan tanah pasir vulkanik. Penelitian diawali dengan memanfaatkan alat petrografi dan AAS, Gravimetri, Spektrofotometri untuk analisis kimia terhadap sampel tanah dan peninjauan terhadap *steady state line* dan *state parameter*. Dari hasil Petrografi dan X-Ray Mapping dapat menggambarkan tanah Merapi dengan butiran runcing agak menyudut hingga menyudut dengan variasi pelapukan di setiap wilayahnya yang memungkinkan sebagai pendukung kuat geser tanah vulkanik. Sedangkan dari hasil uji triaxial monotonic *Undrained* diperoleh perilaku pencapaian *steady state* pada regangan yang besar dengan pola *strain softening* dengan rata-rata tegangan geser maksimum tertinggi sebesar 9,8 kg/cm² pada regangan hanya 8%. State parameter tanah merapi semua negative yang berarti termasuk bersifat dilative atau tidak/kurang berpotensi likuefaksi. Untuk wilayah Srandakan B pola *strain softening state* parameter positif sehingga berpotensi likuefaksi. Dalam penelitian ini diperoleh hubungan antara kadar kehalusan butir dengan kemiringan SSL yaitu λ_{ss} , serta hubungan λ_{ss} dengan diameter butir rata-rata (D50) dan koefisien keseragaman tanah (Cu), dalam persamaan $\lambda_{ss} = -0,851 D50 + 0,001 Cu + 0,375$, dimana *state parameter* adalah fungsi dari λ_{ss} dan ketahanan ujung konus CPT. Dengan diketahuinya λ_{ss} , dan data hasil uji CPT atau CPTU, *state parameter* dapat ditentukan, sehingga prediksi potensi liquifaksi dapat diperoleh secara lebih efisien. Namun demikian pada penelitian ini percepatan tanah maksimum yang digunakan

langsung ditentukan berdasarkan Peta Gempa 2012 (0.23g – 0.41g) dan tidak diperoleh melalui PSHA.

2.2.4 Warman dan Jumas, (2013)

Penelitian potensi likuefaksi yang telah dilakukan oleh peneliti-peneliti sebelumnya antara lain. Warman dan Jumas (2013), melakukan kajian potensi likuefaksi di kota Padang akibat gempa 30 September 2009. Gempa bumi sebesar 7,6 SR dengan pusat gempa berada pada 71 km di bawah permukaan bumi dan 60 km barat dari kota Padang. Evaluasi potensi likuefaksi dilakukan berdasarkan (Tokimatsu & Yoshimi, 1983), Persamaan (2.1).

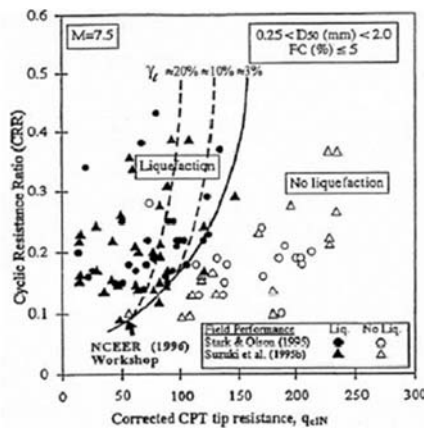
$$CSR = 0,1x(M - 1)x \frac{a_{max}x\sigma_0}{g x \sigma_0'} x(1 - 0,015 x z) \quad (2.1)$$

Dan Seed dan Idriss (1971), Persamaan (2.2).

$$CSR = 0,65x \frac{a_{max}x\sigma_0}{g x \sigma_0'} x r_d \quad (2.2)$$

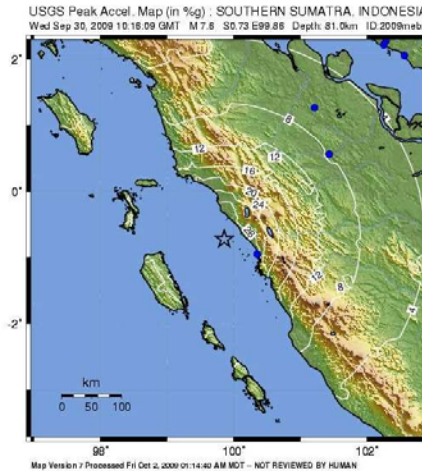
Dimana σ_0 adalah tegangan vertical yang terjadi, σ_0' adalah tegangan vertical efektif, M adalah Magnitudo gempa bumi, a_{max} adalah percepatan maksimum tanah, g adalah percepatan gravitasi dan z merupakan kedalaman dalam meter ($z < 25$ m). Sedangkan pada persamaan Seed & Idriss, (1970), terdapat r_d yang merupakan reduksi tegangan.

Warman dan Jumas, menggunakan plotting pada Gambar 2.1 untuk magnitude 7,5 berdasarkan Robertson dan Wride (1998), untuk hubungan q_c dan CRR terhadap potensi likuefaksi.



Gambar 2. 1 Hubungan q_c dan CRR terhadap potensi likuefaksi
Sumber: Robertson and Wride (998)

Penelitian evaluasi potensi likuefaksi kali ini belum membahas berdasarkan pengujian laboratorium triaksial terhadap tegangan regangan saat kondisi *steady state* dan mengetahui pola keruntuhan tanah terhadap *steady state envelope* tanah. Namun demikian pada penelitian ini percepatan tanah maksimum yang digunakan langsung ditentukan sebesar 0,28g dan tidak diperoleh melalui PSHA. Gambar 2.2.



Gambar 2. 2 Data Percepatan Tanah Gempa 30 September 2009

2.2.5 Mase et al., (2014)

Mase et al., (2014), melakukan penelitian analisis terhadap potensi likuefaksi dengan memperhitungkan percepatan maksimum kritisnya. Penelitian ini menggunakan nilai PGA kritis yang diperoleh selanjutnya dianalisis untuk memperoleh besaran nilai PGA kritis rerata tiap kedalaman. Dari nilai PGA kritis mampu memicu likuefaksi pada kedalaman yang cukup dangkal dengan nilai q_c berkisar antara 20 kg/cm^2 sampai dengan 100 kg/cm^2 . Selain itu interpretasi hasil analisis probabilitas juga ditampilkan dalam hubungan antara probabilitas likuefaksi (PL) dan faktor aman (FS). Senada dengan penelitian sebelumnya, percepatan tanah maksimum yang digunakan langsung ditentukan bervariasi berdasarkan pada penelitian sebelumnya dan dilakukan analisis balik sehingga diperoleh $FS=1$ pada kondisi percepatan maksimum kritisnya yaitu antara $0.04g - 0.21g$ untuk wilayah Bengkulu dan tidak diperoleh melalui PSHA.

2.2.6 Lestari, (2014).

Lestari, (2014), melakukan penelitian di kota Padang setelah mengalami gempa 2009 berkekuatan 7,9 SR yang bersumber pada kedalaman fokus 80 km dengan jarak 45 km dari kota Padang. Kajian dilakukan untuk mengetahui potensi likuefaksi berdasarkan konsep *critical state* dan pengujian *piezocone* dengan menggunakan sampel tanah sedimen pasir Kota Padang. Pengujian triaksial kali ini menggunakan variasi kepadatan sampel 20%, 25% dan 40%. Dari hasil uji Triaxial CU, didapatkan *critical state line* persamaan garis $y = -0.00206x + 0.939$, yang digunakan untuk melakukan evaluasi potensi likuefaksi terhadap nilai state parameter (ψ). Sedangkan untuk pengujian *piezocone* diperoleh nilai tahanan konus dan besar tegangan air pori, dimana dengan grafik *State Parameter* dan metode Shibata & Terpaksa dapat dievaluasi potensi likuefaksi. Pada penelitian ini menggunakan percepatan $a = 2.5 \text{ m/sec}^2$, sedangkan pada penelitian yang akan dilakukan menggunakan percepatan maksimum permukaan yang merupakan salah satu parameter gerakan tanah dari analisis seismik *hazard* yang menjadi salahsatu kebaruan yang akan dilakukan. Akan tetapi pada penelitian ini percepatan tanah maksimum yang digunakan langsung ditetapkan sebesar 2.5 m/sec^2 dan tidak diperoleh melalui PSHA.

2.3 Penelitian tentang *Probabilistic Seismic Hazard Analysis*.

Penelitian *seismic hazard* dilakukan dalam rangka untuk mengurangi dampak dari gempa bumi. Penelitian ini berupa perhitungan probabilistik kejadian persatuan waktu dari gerakan tanah pada level tertentu yang disebabkan oleh gempa bumi.

2.3.1 Makrup.L.L, (2009)

Makrup.L.L, (2009) melakukan penelitian disertasi pengembangan peta deagregasi *hazard* untuk Indonesia. Penelitian dilakukan untuk mendapatkan peta deagragasi *hazard* (peta kontur, *magnitude* dan jarak) dengan PGA dan spektra percepatan 0.2 detik dan 1 detik. Penelitian yang dilakukan menggunakan probabilitas terlampaui 2% dan 10% selama 50 tahun. Penelitian ini juga melakukan pembuatan *software* yang dapat digunakan untuk pembuatan peta

deagregasi gempa dan peta *seismic hazard* dengan menggunakan beberapa fungsi atenuasi termasuk di dalamnya juga menggunakan model atenuasi *Next Generation Attenuation* (NGA). Pada penelitian ini lokasi tinjauan berbeda yaitu mencakup wilayah Jawa.

2.3.2 Pradono.M.H.dkk, (2012)

Dari penelitian Pradono.M.H.dkk, (2012), mengemukakan bahwa pengukuran mikrotremor juga mengindikasikan bahwa lapisan tanah alluvial di dekat garis pantai mempunyai periode dominan antara 1 dan 2 detik. Penentuan potensi likuifaksi dapat dilakukan menggunakan metode ini, dimana lapisan tanah yang mengalami likuefaksi di daerah pesisir mempunyai periode dominan antara 1 dan 2 detik, dengan faktor amplifikasi berkisar antara 3 dan 9.

2.3.3 Tohari dkk (2013)

Tohari dkk (2013), melakukan penelitian berkaitan potensi likuefaksi berdasarkan hasil pengukuran mikrotremor dengan menggunakan metode *single station* pada 250 lokasi untuk mengetahui *site response* berdasarkan metode rasio spektral H/V, selain itu juga memperkirakan tingkat kerentanan likuefaksi di wilayah Kota Padang. Pengolahan data mikrotremor pada penelitian ini dilakukan dengan menggunakan peranti lunak *Geonet*. Dengan spektra fourier dihitung untuk segmen-segmen terpilih tersebut menggunakan *algorithm Fast Fourier Transform* (FFT).

2.3.4 Makrup dan Muntafi (2016).

Makrup dan Muntafi (2016), juga melakukan penelitian untuk memprediksi gerakan tanah. Gerakan tanah tersebut adalah percepatan gerakan tanah gempa. Gerakan tanah gempa berupa *acceleration time history* pada suatu lokasi tertentu di permukaan tanah, yang dapat ditentukan menggunakan analisis *probabilistic seismic hazard*, amplifikasi kuantitas gerakan tanah, dan prosedur pencocokan spectra untuk Kota Semarang dan Solo. Penelitian ini memodelkan sumber gempa subduksi menjadi zona antarmuka dengan kedalaman hingga 50 km

dan zona *intraplate* dengan kedalaman 50 km hingga 300 km. Dengan probabilitas pada tingkat bahaya 10% kemungkinan terlampaui dalam 50 tahun. Deagregasi dilakukan berdasarkan PGA 0,0804g dan 0,1006g untuk Semarang dan Solo masing-masing. Kemudian dilakukan pencocokan spectral dalam domain frekuensi untuk mendapatkan riwayat waktu percepatan yang sesuai dengan lokasi kondisi yang telah ditentukan.

2.3.5 Makrup dkk (2016)

Makrup dkk (2016), Pada penelitiannya yang berjudul “*Design Accelerograms by Time and Frequency Domain Matching Based on Seismic Hazard in Sorowako Field of Sulawesi Island, Indonesia*” menjelaskan menggunakan kerangka *probabilistic seismic hazard* dengan nilai magnitudo dan jarak tertentu telah dihitung dari analisis deagregasi. Penelitian ini menggunakan probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun. Penelitian ini menghasilkan peta bahaya seismik dengan tingkat bahaya 10% dan probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun perkiraan periode ulang 500 dan 2500 tahun kejadian gempa. Selain itu diperoleh juga hasil analisis *acceleration time history* di batuan dasar hasil pencocokan spectral dalam waktu domain dan domain frekuensi.

2.3.6 Widodo dkk (2018).

Widodo dkk. (2018), dalam penelitiannya yang berjudul *Comparison Of 10 % And 2/3 of 2 % Pe For 50 Years Seismic Hazard At Yogyakarta Special Province (Ysp), Indonesia Constructed from The Probabilistic Seismic Hazard Analysis*, melakukan *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA) untuk penentuan *hazard* gempa bumi di area tertentu (D.I. Yogyakarta) dan pengembangan Kode Bangunan kemudian menverifikasi hasil dibandingkan dengan kejadian gempa yang sebenarnya masih perlu untuk diselidiki. Peta seismik *hazard* dari Kode Seismik Indonesia dikembangkan dengan menerapkan 10% Probability of Exceedance (PE) selama 50 tahun, namun, kode saat ini didasarkan pada 2% PE selama 50 tahun. Ini diperlukan untuk membandingkan PSA antara dua kode *probabilistic seismic hazard* analisis (PSHA) di YSP dengan 10% dan 2/3

dari 2% PE selama 50 tahun telah dilakukan. PGA di permukaan tanah dilakukan berdasarkan VS30 yang diterbitkan oleh USGS. Hasil analisis menunjukkan bahwa dengan menggunakan data gempa yang lebih lengkap, semua nilai PSA diperoleh sedikit lebih tinggi dari hasil seperti yang disajikan oleh penelitian sebelumnya dan nilai PSA 2/3 dari 2% PE secara signifikan lebih besar dari PSA berdasarkan 10% PE selama 50 tahun.

Dari penelitian-penelitian diatas telah dilakukan penelitian probabilitas untuk menentukan percepatan gempa dibatuan dasar dan dilakukannya deagregasi untuk mendapatkan gambaran umum *magnitude* dan jarak dari riwayat gempa, dimana deagregasi *hazard* dan penentuan *ground motion* sintetik masih dibatuan dasar dan belum memberikan informasi penentuan *ground motion* untuk wilayah Sulawesi khususnya Kota Palu.

2.4. Percepatan Pergerakan Gempa Menggunakan *Deterministic Seismic Hazard Probabilistik* (DSHA)

Penelitian tentang pengembangan gelombang percepatan gempa atau *time history* percepatan gerakan tanah gempa telah dilakukan oleh beberapa ahli. Nicolaou telah melakukan studi untuk mengembangkan *time history* percepatan gempa (*The Acceleration Time History/ATH*) dengan menggunakan program computer PASCAL. Makrup telah membuat program computer untuk mengembangkan *time history* percepatan gempa artifisial berdasarkan *time history* percepatan gempa hasil pengukuran. Hasil *time history* percepatan yang diperoleh memiliki karakteristik frekuensi yang berbeda dengan karakteristik frekuensi dari gempa hasil pengukuran. Carlson dkk, mengembangkan *time history* percepatan artifisial berdasarkan 28 *time history* hasil pengukuran sebelum digunakan sebagai input untuk *bilinear SDOF system*. Ergun dan Ates menggunakan *time history* hasil pengukuran untuk mengembangkan *time history* baru. Dari sini lalu Ergun dan Ates meninjau efek dari *time history* gerakan tanah *near fault* pada struktur dan kemudian dibandingkan dengan efek dari *time history far fault*. Wood dan Hutchinson memilih *time history* gerakan tanah gempa menggunakan *probabilistic seismic hazard analysis* dan mengembangkan *time history* baru dengan spectra

target tertentu. Bayati dan Sultoni telah memilih *time history* percepatan gempa hasil pengukuran dan berdasarkan *time history* ini kemudian dikembangkan *time history* artifisial secara deterministic untuk desain seismic dari RC frame dalam melawan keruntuhan. Pavel dan Vacareanu memilih *time history* actual menggunakan analisis seismic hazard probabilistic dan bersama respon spectra target tertentu dikembangkan *time history* artifisial yang baru. Makrup, dan Jamal mengembangkan *time history* percepatan artifisial dan respon spectra desain dengan analisis *seismic hazard probabilistic* dan *spektral matching* dalam domain waktu. Makrup, menurunkan gerakan tanah desain dengan analisis seismic hazard *probabilistic* dan *seismic code*. Makrup dan Muntafi menurunkan gerakan tanah artifisial untuk kota Semarang dan Solo Indonesia berdasarkan analisis *seismic hazard probabilistic* dan *spectral matching*.

2.5 Keaslian Penelitian

Berdasarkan studi pustaka, penelitian mengenai Fenomena Likuefaksi di Sulawesi Tengah menggunakan percepatan tanah di permukaan dengan pendekatan *Critical State Parameter* belum pernah dilakukan. Adapun penelitian terkait Gempa Sulawesi Tengah 28 September 2018 dan fenomena likuefaksi yang pernah dilakukan adalah Irsyam.M, (2018), bersama Tim Pusat Studi Gempa Nasional, Pusat Litbang dan Permukiman, Badan Penelitian dan Pengembangan Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat. Penelitian yang dilakukan berupa kajian mengenai seismotektonik Sulawesi, dampak geologi, dampak pada struktur dan infrastruktur, dampak geoteknik, dan dampak tsunami. Pada kajian tersebut telah membahas potensi likuefaksi yang terjadi menggunakan data hasil CPT pada wilayah-wilayah terdampak gempa bumi Palu 2018, begitu pula pada wilayah Balaroa dan RS Anutapura dimana kesimpulan yang diperoleh adalah adanya fenomena likuefaksi yang terjadi pada wilayah tersebut, tetapi belum melakukan pembahasan mengenai *critical state line*. Selain itu Rahardjo dkk (2019), bersama Tim Peneliti UNPAR, melakukan kajian mencakup seismotektonik Sulawesi dan sesar Palu Koro, Kegempaan di Sulawesi, Kerusakan akibat gempa Palu, aspek geologi Teknik dan geotektonik gempa Palu, dan analisis potensi likuefaksi

berdasarkan kriteria historis, kriteria geologi, kriteria komposisi, identifikasi tanah berpotensi likuefaksi dengan pendekatan distribusi saringan, namun belum detail menghubungkan PSHA untuk analisis potensi likuefaksi berdasarkan CSL dan *state* parameter.

Pada penelitian-penelitian sebelumnya, analisis potensi likuefaksi yang dilakukan berdasarkan percepatan gerakan tanah maksimum yang semuanya ditetapkan berdasarkan SNI 1726. Pada Penelitian tersebut V_{S30} ditentukan berdasarkan V_{S30} global dari USGS yang bersifat makrozonasi. Pada penelitian ini percepatan gerakan tanah maksimum dihitung berdasarkan DSHA dan PSHA, yang mana nilai V_{S30} akan ditentukan berdasarkan data borlog di lokasi penelitian yang bersifat mikrozonasi. Hal ini merupakan kebaruan penelitian yang akan dilakukan.

Adapun rangkuman penelitian yang pernah dilakukan dapat dilihat pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Penelitian yang pernah dilakukan

Peneliti	Topik	Tujuan	Metode	Hasil	Perbedaan
Rahardjo, P., (1989)	<i>Evaluation Of Liquefaction Potential of Silty Sand Based on Cone Penetration Test</i>	<ol style="list-style-type: none"> 1. Menentukan metode yang dapat diandalkan pada pasir berlanau. 2. Melakukan tes laboratorium statis dan siklik untuk menentukan parameter dan perilaku <i>silty sand</i>. 3. Melakukan uji penetrasi kerucut baik di lapangan maupun pada skala penuh untuk memperoleh data yang lengkap mengenai cone resistance. 4. Untuk pengembangan metode dalam memprediksi katahanan tanah <i>silty sand</i> terhadap likuefaksi. 	Penelitian ini didasarkan pada pengujian di laboratorium dan pengujian di lapangan serta pengujian cone penetration test pada skala penuh. Penelitian ini menggunakan pendekatan kekuatan geser stabil pada kondisi tidak terdrainase dan parameter tetap (<i>undrained steady state shear strength and a state parameter</i>).	Hasil dari laboratorium menunjukkan state parameter adalah sarana yang baik untuk menormalkan perilaku <i>silty sand</i> . Kekuatan tegangan regangan <i>silty sand</i> diselidiki memiliki korelasi yang kuat terhadap state parameternya Been dkk(1985). Hal tersebut sesuai dengan penelitian ini, dimana <i>normalized steady state shear strength</i> and <i>pore pressure</i> yang dihasilkan selama geser juga bergantung pada state parameter.	Perbedaan mendasar adalah lokasi penelitian yang dilakukan di Y dengan Yatesville <i>silty sand</i> dan Pepper 's Ferry <i>silty sand</i> , jenis tanah merupakan tanah pasir kelanauan dibandingkan dengan tanah di kota Palu yang penelitiannya pada <i>silty sand</i> dan pasiran. Pengujian yang dilakukan mencakup uji chamber dan triaxial testing, dengan pendekatan yang sama yaitu menggunakan pendekatan <i>critical state line</i> . Yang membedakan dengan penelitian ini adalah analisis yang dilakukan pada penelitian ini ditetapkan a_{max} 0,15 sedangkan yang akan dilakukan PGA dianalisis dari hasil pendekatan PSHA.
Irsyam, M., Dkk. (2008)	<i>Usulan Ground Motion Untuk Batuan Dasar Kota Jakarta Dengan Periode Ulang Gempa 500 Tahun Untuk Analisis Sites Specific</i>	Penentuan Ground Motion Untuk Batuan Dasar Kota Jakarta Dengan Periode Ulang Gempa 500 Tahun.	PSHA data gempa hingga 2007. Model sumber gempa <i>megathrust, benioff, shallow crustal</i> dan <i>background</i> . Atenuasi Young et al., (1997) untuk subduksi serta Sadigh et al., (1997) untuk shallow crustal dan background.	Deagregasi Kota Jakarta untuk periode ulang gempa 500 tahun dengan T=0,2 dan T=1 detik, Time histories di batuan dasar Kota Jakarta untuk zona sumber gempa <i>megathrust, benioff, shallow crustal</i> dan <i>background</i> . pada T=0,2 detik dan T=1 detik.	Penelitian penentuan PGA juga dilakukan pada penelitian ini, yang membedakan adalah dengan dilanjutkannya penggunaan PGA untuk mengevaluasi potensi likuefaksi. Begitu pula lokasi penelitian juga berbeda.

	<i>Response Spectra.</i>				
Herina (2013)	<i>Steady State Line</i> dan <i>State Parameter</i> sebagai Penentu Perilaku dan Potensi Likuefaksi Tanah Vulkanik Yogyakarta	Mengetahui sifat fisik tanah vulkanik dari daerah Merapi, Yogyakarta dan Sanur. Memperoleh <i>Steady State Line</i> untuk memprediksi perilaku potensi likuefaksi, penentuan state parameter. Mengetahui kesesuaian prediksi likuefaksi dengan memanfaatkan metode hasil penelitian ini dengan rumusan empiris yang berlaku.	Memanfaatkan alat petrografi dan AAS, Gravimetri, Spektrofotometri untuk analisis kimia. Pengujian Laboratorium dan Pengujian Insitu.	Hubungan antara kadar kehalusan butir dengan kemiringan SSL yaitu λ_{ss} , serta hubungan λ_{ss} dengan diameter butir rata-rata (D50) dan koefisien keseragaman tanah (Cu), dalam persamaan $\lambda_{ss} = -0,851 D50 + 0,001 Cu + 0,375$. State parameter adalah fungsi dari λ_{ss} dan ketahanan ujung konus CPT, dengan diketahuinya λ_{ss} , dan data hasil uji CPT atau CPTU, state parameter dapat ditentukan, sehingga prediksi potensi likuefaksi dapat diperoleh secara lebih efisien.	Perbedaan mendasar adalah lokasi penelitian yang dilakukan di D.I. Yogyakarta dengan jenis tanah yang ditinjau merupakan tanah pasir vulkanik yang sangat memiliki perbedaan karakteristik dengan tanah di kota Palu yang cenderung silty sand. Pengujian yang dilakukan mencakup uji Triaxial CU dan uji dilapangan. Selain sama sama menggunakan pendekatan <i>critical state line</i> yang membedakan dengan penelitian ini adalah analisis yang dilakukan menggunakan PGA dari kurva respons spectra SNI 1726-2012 sedangkan yang akan dilakukan PGA dianalisis dari hasil pendekatan PSHA.
Warman, dkk. (2013)	Kajian Potensi Likuefaksi Pasca Gempa Dalam Rangka Mitigasi Bencana di Padang	Dalam proses pembuktian akan didapatkan luaran sebagai berikut: 1. Sistem informasi kondisi tanah dan bahaya likuefaksi di Kota Padang dengan mendapatkan angka keamanan terhadap bahaya potensi likuefaksi. 2. Peta potensi prediksi kerusakan akibat likuefaksi	membuktikan secara empiris hipotesis untuk kondisi kegunaan kawasan Kota Padang akibat likuefaksi. Bentuk pembuktian akan diwujudkan dalam pengembangan metode prediksi kerusakan pada bangunan, sebagai alat bantu pembuktian adalah hasil uji sondir.	Dari hasil kajian penelitian yang telah dilakukan, menunjukkan bahwa daerah Purus (Raden Saleh), Siteba, daerah By Pass memiliki nilai faktor keamanan kecil ($< 0,5$) dibandingkan dengan faktor keamanan yang ditetapkan, yaitu 1,5. Hasil penelusuran potensi likuefaksi untuk ketiga lokasi daerah Padang memberikan informasi memiliki potensi likuefaksi.	Perbedaan mendasar adalah lokasi penelitian yang dilakukan di Kota Padang dengan jenis tanah yang pasiran, sedangkan pada penelitian yang akan dilakukan terdapat jenis tanah pasiran dan silty sand. Pengujian fokus pada analisis potensi likuefaksi berdasarkan hasil data CPT bukan pengujian Triaxial CU atau pendekatan <i>critical state line</i> . Percepatan digunakan $a = 0,28g$ diambil dari data percepatan

					tanah gempa 30 sept 2009 sedangkan yang akan dilakukan PGA dianalisis dari hasil pendekatan PSHA.
Mase, dkk. (2014)	Analisis Potensi Likuefaksi Di Kelurahan Lempuing Kota Bengkulu Menggunakan Percepatan Maksimum Kritis	Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui potensi likuefaksi berdasarkan percepatan maksimum kritis yang menjadi syarat minimal percepatan maksimum gempa (peak ground acceleration (PGA)), yang memicu potensi likuefaksi.	Besarnya nilainya percepatan maksimum kritis yang diperoleh dari analisis balik, diperhitungkan sebagai percepatan maksimum yang terjadi secara linear di seluruh lapisan.	Hasil analisis menunjukkan bahwa akibat PGA kritis rata-rata, nilai faktor aman yang dihasilkan berkisar antara 0,503 dan 2,64. Hasil analisis juga menunjukkan bahwa secara umum, likuefaksi berpotensi terjadi pada kedalaman 0 sampai 6 meter, meskipun pada titik penyelidikan tertentu likuefaksi juga berpotensi terjadi pada kedalaman 7,5 sampai 8,5 meter. Analisis probabilitas likuefaksi menunjukkan bahwa semakin besar faktor aman, maka probabilitas likuefaksi menjadi semakin kecil. Hasil analisis ini juga menunjukkan bahwa probabilitas kritis untuk FS = 1, bernilai 0,54 (54%).	Perbedaan mendasar adalah lokasi penelitian yang dilakukan di Kota Bengkulu dengan jenis tanah yang pasir lepas hingga padat, sedangkan pada penelitian yang akan dilakukan terdapat jenis tanah pasir dan silty sand. Pengujian focus pada analisis potensi likuefaksi berdasarkan hasil data CPT bukan pengujian Triaxial CU atau pendekatan <i>critical state line</i> . Percepatan digunakan $a = 0,4g$ diambil dari SNI03-1726-2010 sedangkan yang akan dilakukan PGA dianalisis dari hasil pendekatan PSHA.
Lestari, dkk. (2014)	Kajian Potensi Liquifaksi Berdasarkan Konsep <i>Critical State</i> Dan Uji Piezocone Pada Sedimen Pasiran Kota Padang	<ol style="list-style-type: none"> Menentukan potensi liquifaksi berdasarkan Critical State parameter dari beberapa kepadatan yang diperoleh dari hasil uji Triaxial CU pada Tanah Pasiran Padang Menentukan potensi liquifaksi dengan uji Piezocone dilapangan dan 	<ul style="list-style-type: none"> Uji Laboratorium –Uji Index Properties, Uji Triaxial CU Uji Lapangan –Uji Piezocone Uji Pemodelan dengan kepadatan berbeda dan Uji Piezocone 	Pasir Padang adalah pasir bersih (clean sand) dengan kandungan silty-clay hanya 0.58% berada pada rentang pasir yang berpotensi liquifaksi (grafik Tsuchida) Dari hasil uji Triaxial CU, didapatkan critical state line yang menghasilkan persamaan garis $y = -0.00206 x + 0.939$; dengan persamaan garis ini dapat	Perbedaan mendasar adalah lokasi penelitian yang dilakukan di Kota Padang dengan jenis tanah yang ditinjau merupakan tanah pasir, sedangkan pada penelitian yang akan dilakukan terdapat jenis tanah pasir murni dan silty sand. Pengujian yang dilakukan mencakup uji Triaxial CU dan uji Piezocone dilapangan. Selain sama

		<p>potensi liquifaksi dengan pemodelan. kepadatan dengan uji Piezocone pada Tanah Pasiran Padang</p> <p>3. Memberikan rangkuman dan evaluasi efek derajat kepadatan terhadap uji Liquifaksi.</p>		<p>mengevaluasi potensi likuefaksi dengan nilai ψ, di mana area di atas garis merupakan keadaan tanah yang berpotensi likuefaksi, sedangkan area di bawah garis merupakan keadaan tanah yang tidak berpotensi mengalami likuefaksi 3. Pada uji Pemodelan dan uji Piezocone dengan kepadatan 15.63 % dan 40 % memberikan kesimpulan bahwa kondisi pasir Padang berpotensi liquifaksi pada Gempa 7.9 SR dan percepatan $a = 2.5 \text{ m/sec}^2$.</p>	<p>sama menggunakan pendekatan <i>critical state line</i> yang membedakan dengan penelitian ini adalah analisis yang dilakukan menggunakan percepatan $a = 2.5 \text{ m/sec}^2$ sedangkan yang akan dilakukan PGA dianalisis dari hasil pendekatan PSHA.</p>
Tohari, dkk. (2013)	Karakteristik Likuefaksi Tanah Pasiran di Kota Padang Berdasarkan Metode Microtremor	<p>Mempertimbangkan bahwa fenomena likuefaksi akan menjadi ancaman ikutan saat gempa bumi besar terjadi di wilayah Kota Padang, maka pengetahuan karakteristik dinamik setiap lokasi yang mengalami likuefaksi diperlukan untuk menentukan struktur bangunan tahan likuefaksi. Makalah ini menyajikan hasil pengukuran mikrotremor dengan menggunakan metode single station pada 250 lokasi (Gambar 2) untuk mengetahui site response berdasarkan metode rasio spektral H/V dan memperkirakan tingkat kerentanan likuefaksi di wilayah Kota Padang</p>	<p>Pengamatan mikrotremor dilakukan dengan peralatan mikrotremor. Pengolahan data mikrotremor dilakukan dengan menggunakan peranti lunak Geonet. Data rekaman waktu akan dibagi menjadi 33 segmen, dengan durasi 20 detik.</p>	<p>Periode dominan dan faktor amplifikasi tanah di wilayah Kota Padang sangat bervariasi. Daerah perbukitan mempunyai periode dominan dan faktor amplifikasi yang lebih kecil dibandingkan daerah pesisir. o Lapisan tanah yang mengalami likuefaksi di daerah pesisir mempunyai periode dominan antara 1 dan 2 detik, dengan faktor amplifikasi berkisar antara 3 dan 9, dimana nilai faktor amplifikasi di daerah pesisir bagian selatan lebih tinggi dibandingkan daerah pesisir bagian utara.</p>	<p>Penelitian berada pada lokasi yang berbeda yaitu di Kota Padang dengan lapisan pasir jenuh air dengan kepadatan bervariasi. Penelitian berupa penyajian hasil pengukuran mikrotremor dengan menggunakan metode <i>single station</i> mengetahui <i>site response</i>. Evaluasi potensi likuefaksi dilakukan dengan melihat periode dominan dan faktor amplifikasinya, penelitian ini sangat berbeda dengan penelitian yang akan dilakukan selain pendekatan metode yang akan digunakan berdasarkan konsep <i>critical state</i> dan pengujian laboratorium serta pendekatan PSHA untuk mengetahui nilai percepatan maksimumnya</p>

<p>Makrup., L.L., Dkk (2017)</p>	<p><i>Generating Design Ground Motion by Probabilistic Seismic Hazard Analysis and Code</i></p>	<p>Membandingkan antara 3 prosedur yang digunakan dalam penelitian yaitu, Prosedur 1: PSHA di batuan dasar untuk lokasi yang dipertimbangkan untuk menentukan PGA dan Uniform Spektrum Bahaya (UHS). Prosedur 2: PSHA di batuan dasar untuk lokasi yang dipertimbangkan untuk menentukan PGA. Prosedur 3: Analisis langsung dengan PSHA di permukaan tanah untuk menentukan Peak Ground Acceleration (PGA) dan UHS. (Studi kasus Pluit Hospital Jakarta)</p>	<p>Dilakukan analisis probabilistik seismik <i>hazard</i> dan analisis <i>hazard</i> deagregasi dan teori spectral matching untuk mendapatkan <i>time history</i> di batuan dasar. Kemudian menggunakan teori analisis respon tanah, <i>time history</i> pada batuan dasar dirambatkan dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk mendapatkan <i>time history</i> di permukaan tanah, untuk mendapatkan <i>Peak Ground Acceleration</i> (PGA).</p>	<p>Dari hasil perbandingan dengan tiga prosedur diperoleh, <i>time history</i> dan spektrum respon yang berbeda dalam pola dan kandungan frekuensi. Hasil lainnya secara kuantitatif adalah tiga <i>time history</i> dan spektrum responnya tidak berbeda jauh. Oleh karena itu, tiga <i>time history</i> dapat digunakan untuk penelitian dan desain seperti yang digunakan untuk <i>time history</i> prosedur pertama.</p>	<p>Penelitian penentuan PGA juga dilakukan pada penelitian ini, yang membedakan adalah dengan dilanjutkannya penggunaan PGA untuk mengevaluasi potensi likuefaksi. Begitu pula lokasi penelitian juga berbeda.</p>
<p>Widodo., Dkk. (2018)</p>	<p><i>Comparison Of 10 % And 2/3 Of 2 % Pe For 50 Years Seismic Hazard At Yogyakarta Special Province (Ysp), Indonesia Constructed from The Probabilistic Seismic</i></p>	<p>Melakukan <i>Probabilistic Seismic Hazard Analysis</i> (PSHA) untuk penentuan <i>hazard</i> gempa bumi di area tertentu dan pengembangan Kode Bangunan meskipun menverifikasi hasil dibandingkan dengan kejadian gempa yang sebenarnya masih perlu untuk diselidiki.</p>	<p>Peta seismik hazard dari Kode Seismik Indonesia dikembangkan dengan menerapkan 10% Probability of Exceedance (PE) selama 50 tahun, namun, Kode saat ini didasarkan pada 2% PE selama 50 tahun. Ini diperlukan untuk membandingkan PSA antara dua Kode. <i>probabilistic seismic hazard</i> analisis (PSHA) di</p>	<p>Hasil analisis menunjukkan bahwa dengan menggunakan data gempa yang lebih lengkap, semua nilai PSA diperoleh sedikit lebih tinggi dari hasil seperti yang disajikan oleh penelitian sebelumnya dan nilai PSA. 2/3 dari 2% PE secara signifikan lebih besar dari PSA berdasarkan 10% PE selama 50 tahun.</p>	<p>Penelitian penentuan PGA juga dilakukan pada penelitian ini, yang membedakan adalah dengan dilanjutkannya penggunaan PGA untuk mengevaluasi potensi likuefaksi. Begitu pula lokasi penelitian juga berbeda.</p>

	<i>Hazard Analysis</i>		YSP dengan 10% dan 2/3 dari 2% PE selama 50 tahun telah dilakukan. PGA di permukaan tanah dilakukan berdasarkan VS30 yang diterbitkan oleh USGS.		
Tim Pusat Studi Gempa Nasional (2018)	Kajian Gempa Palu, Sulawesi Tengah.	Memberikan pembelajaran baru tentang keunikan ilmu kegempaan dari kejadian gempa Palu 2018.	Melakukan kajian terhadap seismotektonik Sulawesi, Observasi offset patahan Palukoro, Dampak Geologi, Dampak pada Struktur dan Infrastruktur, Dampak Tsunami, Dampak Geoteknik, miscellaneous, rekomendasi.	Pembelajaran dari hasil-hasil kajian terhadap seismotektonik Sulawesi, Observasi offset patahan Palukoro, Dampak Geologi, Dampak pada Struktur dan Infrastruktur, Dampak Tsunami, Dampak Geoteknik, miscellaneous, rekomendasi.	Kajian potensi likuefaksi paska gempa Palu 2018, dilakukan secara menyeluruh pada wilayah terdampak gempa bumi 2008, begitu juga di Balaroa dan RS Anutapura, dari data CPT telah disimpulkan adanya fenomena likuefaksi local pada wilayah tersebut tetapi tidak dijelaskan secara mendetail. Perbedaan yang mendasar adalah pendekatan evaluasi menggunakan <i>critical state line</i> belum dilakukan.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Gempa Bumi

Gempa bumi adalah suatu peristiwa guncangan di permukaan tanah akibat pelepasan energi secara tiba-tiba dalam waktu tertentu karena adanya *slip* atau pergeseran massa batuan di lapisan kerak bumi Widodo (2012). Pergerakan lempeng tersebut menghasilkan energi yang dipancarkan ke segala arah berupa gelombang gempa bumi yang sampai ke permukaan tanah. Gelombang energi gempa yang merambat dari tanah batuan menuju permukaan tanah dipengaruhi oleh percepatan, kecepatan, dan simpangan yang menyebabkan respon tanah membesar dikenal sebagai amplifikasi. Faktor yang berpengaruh terhadap amplifikasi diantaranya adalah indeks plastisitas (PI), kedalaman lapisan tanah (H), dan kandungan frekuensi getaran gempa (f).

Berdasarkan Vucetic dan Dobry (1991), menunjukkan bahwa nilai indeks plastisitas (PI) adalah faktor utama yang mengendalikan G/G_{max} pada tanah *saturated soil*. Dimana tanah yang memiliki nilai plastisitas tinggi cenderung memiliki respon tegangan-regangan siklik yang lebih linier pada regangan kecil dan terdegradasi lebih sedikit pada c yang lebih besar daripada tanah dengan PI yang lebih rendah, menyebabkan semakin besar nilai percepatan yang terjadi di permukaan tanah.

Besarnya nilai frekuensi getaran gempa ditentukan oleh perbandingan nilai percepatan (A) dan kecepatan (V) dari suatu getaran gempa. Berdasarkan nilai perbandingan tersebut maka frekuensi gempa terbagi atas tiga jenis yaitu gempa dengan frekuensi rendah ($A/V < 0.8 \text{ g/m/dt}$), menengah ($1.2 \text{ g/m/dt} > A/V > 0.8 \text{ g/m/dt}$), dan tinggi ($A/V > 1.2 \text{ g/m/dt}$), Widodo, (2012).

Menurut SNI 1726, Badan Standardisasi Nasional, (2019) tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung, tanah maksimum untuk evaluasi likuefaksi menggunakan percepatan puncak

MCEG. Percepatan tanah puncak *PGAM* dapat dilihat pada Persamaan 3. 1 dan Persamaan 3. 2 berikut:

$$PGAM = F PGA .PGA \quad (3. 1)$$

$$PGAM = MCEG \quad (3. 2)$$

Percepatan tanah puncak yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, *FPGA* yang merupakan koefisien situs, dan *PGA* adalah percepatan tanah puncak terpetakan.

3.1.1 Rekaman Gempa di Sulawesi

Sejarah gempa bumi di bagian tengah Sulawesi telah tercatat sejak abad ke-19, dimana beberapa diantaranya mempunyai *magnitude* yang besar, diantaranya tahun 1968 (6.7 SR), 1993 (5.8 SR) dan 2005 (6.2 SR). Kegempaan di Sulawesi ini juga ditandai dengan frekuensi tsunami yang tinggi di bagian Selat Makassar, sebagaimana yang terjadi pada tahun 1927 di Teluk Palu dengan ketinggian gelombang mencapai 15 m, tahun 1968 di Mapaga (10 m) dan tahun 1996 di Simuntu Pangalaseang (1 - 3.4 m) Widyaningrum (2012). Secara regional, Palu merupakan daerah gempa aktif dimana menurut Peta Seismisitas USGS memiliki kedalaman episentrum kurang dari 150 km.

Menurut klasifikasi zona gempa Indonesia Irsyam (2010), gempa yang terjadi di wilayah Palu termasuk dalam tipe zona pergeseran (*transform zone*) yaitu gempa yang diakibatkan karena dua lempeng tektonik bergerak saling berlawanan (*slide each other*), sejajar namun berlawanan arah. Gempa pada zona ini umumnya merupakan gempa pada kerak dangkal (*shallow crustal earthquakes*) yang diakibatkan oleh Sesar Palu-Koro dan Sesar Matano.

Berdasarkan distribusi seismisitas, tampak klaster aktivitas gempa bumi yang cukup tinggi di sepanjang sesar aktif Palu-Koro hingga memotong Kota Palu. Ditinjau dari kedalaman gempa buminya, aktivitas gempa bumi di zona ini tampak didominasi oleh gempa bumi kedalaman dangkal antara 0- 60-kilometer, yang merupakan cerminan pelepasan tegangan kerak bumi yang dipicu oleh aktivitas sesar aktif.

3.1.2 Patahan Palukoro dan Matano

Patahan Palukoro yang menyambung hingga Patahan Matano merupakan patahan yang terbentuk dari pertemuan 2 (dua) Plat Tektonik yaitu Plat Eurasia dan Plat Indo-Australia yang bergerak ke arah utara. Pergerakan Patahan Palukoro dan Patahan Matano merupakan pergerakan subduksi, dan transversal yang menyebabkan pola deformasi berupa *thrust fault* (sesar naik) dan *strike slip fault* (sesar geser) yaitu antara pantai Molucca dan Plat Sunda Socquet dkk (2006), Patria & Putra, (2020), Bellier dkk (2001), Walpersdorf dkk (1998) dan Stevens 1999. Dengan laju *Slip* berkisar 40mm/tahun pada Patahan Palukoro dan 25 mm/tahun pada Patahan Matano yang menyebabkan rentan terhadap Gempa.

Sesar Palukoro merupakan patahan yang membelah Pulau Sulawesi menjadi dua. Sesar dimulai dari batas perairan Sulawesi dengan Selat Makassar hingga ke Teluk Bone. Sesar ini melintasi kota Palu dan sampai ke daerah Sungai Koro. Hal inilah yang membuatnya dinamai Palukoro. Secara geomorfologi sesar Palukoro merupakan sesar geser mengiri atau *left lateral slip*. Penelitian terakhir yang dilakukan oleh Socquet, Dkk. (2006) memperkirakan nilai *slip rate* sesar Palukoro adalah 41-45 mm/tahun. Berdasarkan hasil perhitungan terkini menunjukkan nilai *slip rate* (laju geser) sesar Palukoro berkisar pada angka 33 mm/tahun, sehingga sesar Palukoro merupakan sesar aktif. Sesar aktif adalah sesar yang akan mengalami gempa bumi di lokasi yang sama dengan periode ulang, dimana periode ulang bisa ratusan tahun atau bisa ribuan tahun.

3.2 Karakteristik Tanah

Karakteristik tanah diperlukan untuk mengetahui respon tanah dalam penentuan derajat amplifikasi dan deamplifikasi serta respon bangunan di permukaan tanah. Karakteristik tanah dapat berupa karakteristik tanah statik dan karakteristik tanah dinamik. Karakteristik tanah statik antara lain kohesi, gesekan antar butiran dan *poisson ratio*. Sedangkan karakteristik tanah dinamik dapat berupa modulus geser (*shear module*), sifat-sifat linearitas dan perilaku mekanik tanah atas beban siklis.

3.2.1 Karakteristik Tanah Statik pada Tanah Pasir dan Berpasir.

Pada dasarnya tanah dibedakan menjadi tanah berpasir (kohesi $c=0$) dan tanah lempung murni ($\phi=0$) walaupun di lapangan sering dijumpai tanah campuran antara keduanya ($c - \phi$ soils). Tanah pasir adalah tanah dengan partikel berukuran besar, yang tersusun atas partikel berukuran 0,02 sampai 2 mm. Tanah pasir memiliki tekstur yang kasar. Terdapat ruang pori-pori yang besar diantara butiran-butirannya sehingga kondisi tanah ini menjadi struktur yang lepas. Dengan kondisi yang seperti itu menjadikan tanah pasir ini memiliki kemampuan yang rendah untuk dapat mengikat air.

Karena pasir tidak mempunyai kohesi maka pada saat terjadi gempa butir-butir pasir saling memadat ataupun bahkan saling merenggang dengan mudah seperti pada peristiwa likuefaksi. Likuefaksi adalah peristiwa hilangnya gaya gesek antara butir sebagai akibat dari meningkatnya tekanan air-pori akibat guncangan gempa. Walaupun sudah berupa pasir murni namun demikian nilai sudut geser dalam pasir yang berasal dari beberapa tempat tidaklah sama. Ada kecenderungan bahwa semakin besar *relative density*, D_r maka semakin besar sudut geser alam. Untuk pasir dengan kepadatan relatif D_r antara 45 - 65 % maka sudut gesek alam berkisar antara 28 - 37. Brooker dan Ireland (1965) memberikan nilai nilai = 33° untuk kepadatan relatif D_r 50 %. Dengan demikian sudut gesek alam untuk pasir yang biasanya diambil $\phi = 30^\circ$ adalah untuk pasir dengan kepadatan relatif kurang dari 50 %. Menurut beberapa literatur nilai poisson ratio untuk tanah berpasir berkisar antara 0,15 – 0,25. Sedangkan untuk pasir berkisar 0,30 – 0,35.

3.2.2 Karakteristik Dinamik Tanah

Karakteristik dinamik tanah adalah modulus geser tanah (G), redaman material atau damping tanah (D) dan kecepatan gelombang geser (V_s). Nilai modulus geser G , redaman material D dan kecepatan gelombang geser dapat diperoleh antara lain pada uji di lapangan, uji laboratorium dan hubungan empirik yang diperoleh dari hasil uji lapangan dan laboratorium Das (1993).

3.2.2.1 Modulus Geser (G)

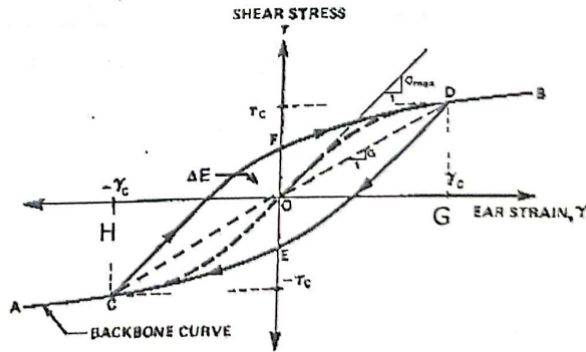
Akibat getaran gelombang gempa gelombang geser umumnya dianggap merambat lurus secara vertikal sehingga gelombang geser tersebut akan mengakibatkan suatu elemen tanah berubah-ubah bentuk akibat adanya gaya geser bolak-balik. Pada kenyataannya di lapangan, pembebanan siklis pada elemen tanah tidak mengalami drainase atau *undrained cyclic loads*. Pembebanan geser siklis seperti itu utamanya adalah akibat gempa bumi. Akibat beban geser siklis maka sampel tanah akan mengalami perubahan bentuk yang ditandai oleh timbulnya distorsi atau *relative displacement* sisi atas terhadap sisi bawah. Derajat distorsi pada elemen tanah umumnya diukur dengan istilah regangan geser (*shear strain*) yang umumnya diberi notasi γ . Besarnya regangan geser ini dapat dinyatakan dalam ratio antara perubahan horisontal (*horizontal displacement*) dengan tinggi sampel, Widodo (2012).

Parameter lain pada perilaku elemen/sampel tanah akibat beban siklis geser adalah tegangan geser yang umumnya dinyatakan dalam notasi τ . Parameter penting yang lain adalah modulus geser (*shear modulus*) yang umumnya dinyatakan dalam notasi G . Nilai modulus geser ini merupakan perbandingan antara tegangan geser τ dengan regangan geser γ .

3.2.2.2 Damping Ratio (D)

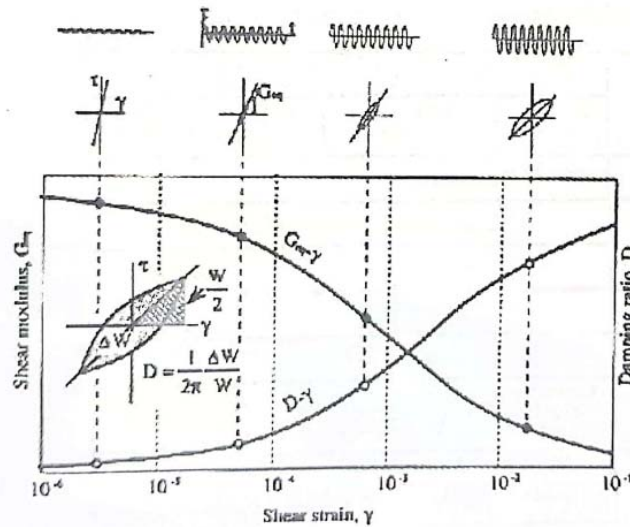
Hubungan antara tegangan geser τ dan regangan geser γ dalam satu gerakan sempurna dapat digambar menjadi *hysteretic loop* secara ideal. Dengan melihat kurva maka perilaku sampel tanah adalah bersifat non-linear sebagaimana perilaku desak beton. Apabila *velocity* sama dengan nol maka arah pembebanan akan membalik dan perilaku tanah akan menelusuri kurva DC. Titik D dan C adalah titik regangan maksimum pada suatu beban geser tertentu. Apabila *velocity* sama dengan nol, maka arah beban/respons akan membalik dan kembali searah dengan beban geser yang pertama, selanjutnya perilaku hubungan akan menelusuri garis CD atau menuju ke titik awal D. Garis DECFD itulah yang disebut *hysteretic loops* untuk siklus. Untuk siklus-siklus selanjutnya yaitu pada regangan maksimum yang semakin besar maka umumnya kekuatan tanah menjadi semakin

menurun/degradasi, Widodo (2012). Luasan histeretik yang ditunjukkan pada siklus pertama tersebut menunjukkan redaman material atau damping lapisan tanah. Gambar 3.1.



Gambar 3. 1 hysteretic loops (Widodo, 2012)

Berdasarkan bahasan tersebut dapatlah diketahui bahwa semakin besar regangan geser tanah γ , maka nilai modulus geser G akan semakin kecil sebaliknya nilai koefisien redaman D akan semakin besar. Hubungan tersebut kemudian disajikan pada sebuah gambar yang umumnya disebut *shear modulus and damping curve*, Widodo (2012), Gambar 3.2.



Gambar 3. 2 Shear Modulus and Damping Reduction Curves

Sumber: Widodo (2012)

Dengan memperhatikan Gambar menunjukkan bahwa tanah dalam kondisi linier elastik apabila regangan geser tanah $< 1.10^{-4}$. Pada level regangan tersebut analisis dinamik lapis-lapisan tanah dipakai model linier elastik. Pada regangan geser yang lebih besar yaitu antara $10^{-4} - 5.10^{-3}$ perilaku tanah sudah menjadi elastik-plastik. Untuk itu model analisis biasanya dipakai ekuivalen kekakuan linier, yaitu dengan menghubungkan antara puncak-puncak histeretik. Untuk regangan geser lebih dari 10^{-2} maka tanah sudah berperilaku non-linier inelastik sehingga analisis dinamik lapis-lapisan tanah sudah harus memakai analisis tahap-tahapan nonlinier, Widodo (2012).

3.2.2.3 Kecepatan Gelombang Geser (V_s)

Kecepatan gelombang geser dapat digunakan untuk estimasi amplifikasi lapisan tanah. Terdapat beberapa cara yang dapat dipakai untuk menghitung kecepatan gelombang geser V_s , Widodo (2012). Salah satu cara yang dapat dipakai adalah berdasarkan data properti tanah. Persamaan 3. 3 dan Persamaan 3. 4

$$V_s = \sqrt{\frac{G_s}{\rho_s}} \quad (3. 3)$$

$$\rho_s = \frac{\gamma_s}{g} \quad (3. 4)$$

Dimana G_s adalah modulus geser tanah, ρ_s adalah *soil density*, γ_s adalah berat volume tanah, g adalah percepatan gravitasi. Nilai modulus geser tanah G_s salah satunya juga dapat dihitung berdasarkan properti tanah. Properti tanah yang dimaksud adalah angka pori e , indeks plastisitas PI , berat volume γ , derajat konsolidasi dan *confining pressure*. Formulasi nilai modulus geser G akan berbeda-beda menurut jenis tanah yang ditinjau, misalnya lempung, pasir, kerikil ataupun tanah campuran, Widodo (2012). Selanjutnya rumus pendekatan untuk kecepatan gelombang geser rata-rata tanah endapan dengan kedalaman H dapat dihitung dengan Persamaan 3. 5

$$\bar{V}_s = \frac{1}{H} \sum_{i=1}^{i=n} V_{si} \cdot h_i \quad (3.5)$$

yang mana H adalah tebal endapan tanah, h_i adalah tebal lapisan $ke-i$, V_{si} adalah kecepatan gelombang geser V_s lapis $ke-i$.

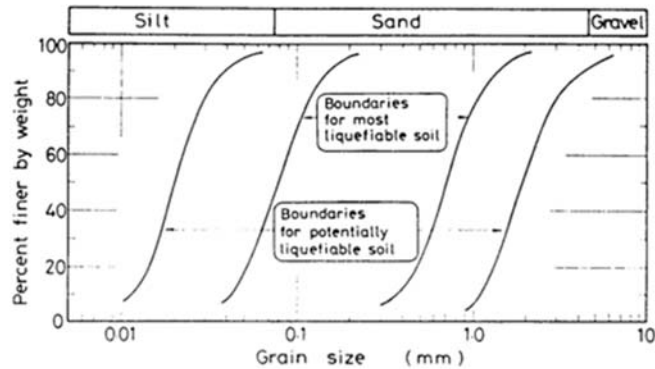
Selanjutnya periode getar fundamental rata-rata endapan tanah Persamaan 3.6

$$\bar{T}_s = \frac{4 \cdot H}{\bar{V}_s} \quad (3.6)$$

3.2.3 Analisa Distribusi Butiran

Analisa distribusi saringan terdiri dari analisa saringan dan analisa hydrometer. Berdasarkan ukuran butirannya pengujian analisa saringan diperuntukkan pada tanah berbutir kasar yang merupakan jenis tanah batuan dan pasir. Sedangkan analisa hidrometer lebih ditujukan pada jenis tanah berbutir halus atau pada jenis tanah silty dan clay. Analisa saringan didasarkan pada ukuran saringan yang bervariasi. Dalam analisis saringan, sejumlah saringan yang memiliki ukuran lubang berbeda-beda disusun dengan ukuran yang terbesar di atas hingga yang terkecil dan diakhiri dengan pan atau wadah. Penyaringan merupakan metode yang digunakan secara langsung untuk menentukan ukuran partikel dengan didasarkan pada batas-batas bawah ukuran lubang saringan yang digunakan. Sedangkan analisa hidrometer dilakukan untuk mengetahui distribusi ukuran butiran yang didasarkan pada sedimentasi tanah didalam air.

Salah satu kriteria yang paling tepat untuk memprediksi potensi likuefaksi adalah analisa distribusi butiran. Berdasarkan distribusi butiran maka dapat ditentukan apakah sangat berpotensi likuefaksi atau potensi likuefaksi. Tsuchida & Koester (1988), Tsuchida (1970), mengusulkan kurva batasan terhadap potensi likuefaksi yang dapat dilihat pada Gambar 3.3 Potensi Likuefaksi berdasarkan Distribusi Butiran.



Gambar 3. 3 Potensi Likuefaksi berdasarkan Distribusi Butiran
Sumber: Tsuchida (1970)

Batasan bawah dari ukuran butiran mencerminkan pengaruh garis dalam mengurangi kecenderungan tanah memadat selama beban siklik. Garis plastis membuat material pasir sulit lepas antara satu dengan yang lain dan berupaya untuk memadat. Berbeda terhadap non plastis yang tidak memiliki efek *restraining*. Batasan atas dikaitkan dengan butiran yang lebih kasar dan permeable dan disipasi parsial dapat terjadi selama gempa.

3.2.4 Consolidated Undrained pada Uji Triaksial

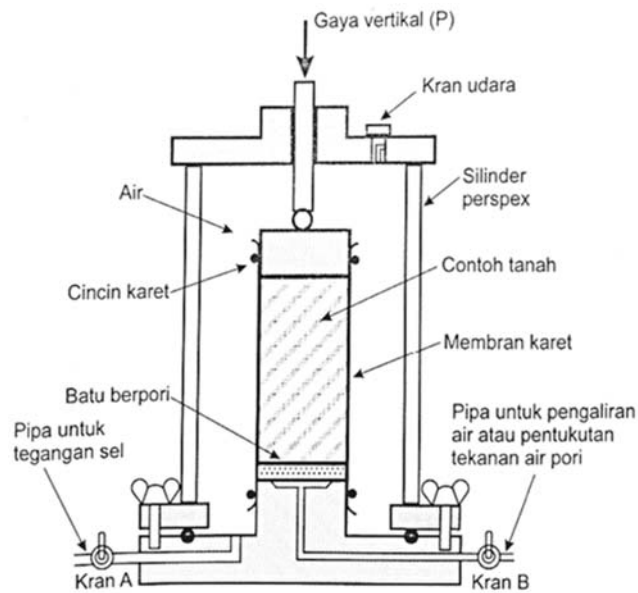
Pengujian karakteristik geser tanah dilakukan dengan uji beban monotonik terkonsolidasi tidak teralir (CU) dengan control tegangan. Pengujian triaksial CU dilakukan untuk memperoleh tegangan dan regangan pada kondisi *steady state*. Sampel yang digunakan untuk pengujian menggunakan sampel tanah terganggu yang di rekonstruksi (*remolded*) di laboratorium dengan berat volume isi tanah yang sesuai dengan tanah asli di lapangan.

Dalam penyiapan alat beberapa hal yang perlu diperhatikan adalah berat tutup dan batu pori pada specimen atau benda uji harus kurang dari 0,5 dari beban aksial yang meruntuhkan benda uji atau kurang dari 50 gram, diameter tutup dan alas harus sama dengan diameter benda uji, langsung melekat pada landasan bagian bawah, untuk mencegah pergerakan horisontal. Batu pori memiliki koefisien kelolosan air $\pm 10^{-4}$ cm/s, dan harus diperiksa secara berkala untuk mencegah adanya penyumbatan. Kertas saring dapat dipasang di sekeliling benda uji tanah, yang dipotong berbentuk sangkar dan tidak menutup lebih besar 50% dari selimut

benda uji tanah, hal tersebut berfungsi untuk mempercepat proses pengujian (penjenuhan dan konsolidasi), dengan kelolosan airnya sekitar 10-5 cm/det. Sedangkan membran karet harus kedap air dan elastis, berdiameter 90% - 95% dari diameter benda uji, mempunyai ketebalan $\pm 1\%$ dari diameter benda uji.

Benda uji merupakan specimen tanah terganggu yang dipadatkan, dengan membagi bahan contoh yang akan dipadatkan minimal dalam 6 lapisan dengan berat dan volume tertentu untuk setiap lapis, kemudian setiap lapisan dipadatkan lapis demi lapis sehingga mencapai kepadatan yang diinginkan dengan menggunakan alat penumbuk besi. Setelah mencukupi tinggi tabung atau mold maka iris bagian dan dikeluarkan. Sedangkan untuk beberapa specimen juga dilakukan dengan proses pembuatan sampel menggunakan pluviasi kering (*dry pluviation*).

Adapun skema pengujian triaxial CU dapat dilihat pada Gambar 3. 4 Alat Uji Geser Langsung



Gambar 3. 4 Alat Uji Geser Langsung
(Sumber: Wesley, 2010)

Pengujian ini ditujukan untuk mencari kondisi *steady state* yang ditunjukkan sebagai tegangan geser tanah dan kenaikan atau penurunan tekanan air pori eksese yang konstan saat mengalami regangan yang tinggi. Plot Tegangan efektif rata-rata

(σ'_m) dan void ratio (e) pada kondisi *steady* menghasilkan garis *steady state* (SSL). Diterapkan sistem vacuum pada sampel dan air yang digunakan sebagai sumber tegangan keliling, beberapa sampel memerlukan waktu lebih dari satu minggu untuk mencapai saturasi 92% - 98%. Sampel dengan deposisi kering mencapai saturasi pada waktu yang lebih lama. Pada akhir dari konsolidasi nilai *void ratio* terkonsolidasi (e_c) lebih kecil dari nilai *void ratio* awal (e_0), karena itu dilakukan penyesuaian dimensi akhirnya dengan Persamaan 3. 7

$$h_c = h_0 x \frac{1}{3} \frac{\Delta V}{V_0} \quad (3. 7)$$

dimana h_c adalah tinggi sampel setelah dikonsolidasi, h_0 , adalah tinggi awal sampel dan ΔV adalah perubahan volume total dari sampel, perubahan volume ini diambil sama dengan volume air yang keluar saat konsolidasi. V_0 merupakan Volume dari tanah, sedangkan e_0 merupakan angka pori awal tanah. Regangan dihitung berdasarkan h_c ini, demikian pula *void ratio* nya, seperti ditunjukkan pada Persamaan 3. 8.

$$e_c = e_0 - (1 + e_0) \frac{\Delta V}{V_0} \quad (3. 8)$$

Perilaku tanah pasir dibawah beban monotonik terkonsolidasi tidak teralir (CU), parameter-parameter mendekati konsep yang dikembangkan oleh Casagrande, yakni tegangan geser menjadi konstan pada saat regangan besar, atau dapat dikatakan tercapainya kondisi *steady state* pada regangan yang besar, yang juga ditunjukkan oleh konstannya kenaikan atau penurunan tekanan air pori eksis.

3.2.4.1 Penjenuhan dengan Tekanan Balik

Penjenuhan benda uji dilakukan dengan memberikan tekanan balik sebelum dilakukan penggeseran. Benda uji tanah dianggap jenuh jika koefisien tekanan air pori B telah mencapai nilai minimal 0,95. Tekanan balik untuk penjenuhan diberikan hingga sampai 200 kPa. Tekanan diberikan bertahap dengan menutup katup tekanan sel dan katup tekanan balik pada sel triaksial, kemudian tahap pertama adalah dengan melakukan pengatur pada tekanan sel secara bertahap

dari 10 kPa atau mencapai 50 kPa dan baca buret pada alat ukur perubahan volume sel (= pembacaan awal dibaca setelah konstan). Setelah itu buka katup tekanan sel dan biarkan katup tekanan balik tetap tertutup pada sel triaksial hingga tekanan air pori konstan minimal selama 15 menit. Setelah tekanan air pori konstan atau jika perubahan volume terbaca kurang dari 0,25 mm³/menit, maka dilakukan pembacaan pada perubahan volume sel (= pembacaan akhir), dan perbedaan antara pembacaan awal dan pembacaan akhir disebut perubahan volume sel (ΔV_s).

Tahap kedua dengan dengan memberikan tekanan balik 40 kPa (atau kurang 10kPa dari tekanan sel), dan dilakukan pembacaan pada perubahan volume benda uji tanah (= pembacaan awal). Setelah itu katup tekanan sel dibuka bersamaan dengan katup tekanan balik. Dan menjaga tekanan balik agar tetap konstan, setelah tekanan air pori mencapai 40 kPa, baca buret perubahan volume benda uji tanah (=pembacaan akhir), dan perbedaan antara pembacaan awal dan pembacaan akhir disebut perubahan volume benda uji tanah (ΔV_c). Tahap selanjutnya dilakukan seperti tahap pertama dengan keadaan tekanan sel ditingkatkan 50 kPa, hingga diperoleh pembacaan awal dan pembacaan akhir pada volume cell. Hal tersebut berulang dan dapat dilakukan perhitungan pada koefisien tekanan air pori B dengan menggunakan Persamaan 3. 9 sebagai berikut.

$$B' = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (3. 9)$$

B' adalah koefisien tekanan air pori, Δu adalah peningkatan tekanan air pori akibat peningkatan tekanan sel, dan $\Delta \sigma_3$ adalah peningkatan tekanan sel. Penjenuhan dilakukan berulang hingga mencapai 0,95 atau saturasi 95% dengan peningkatan tekanan balik 40 kPa dan peningkatan tekanan sel 50 kPa secara bergantian hingga nilai B mencapai 0,95.

3.2.4.2 Proses Konsolidasi

Pada saat benda uji telah jenuh, maka proses konsolidasi dapat dimulai. Proses konsolidasi dilakukan dengan Langkah awal menutup katup tekanan sel dan katup tekanan balik pada sel triaksial, kemudian meningkatkan tekanan sel hingga perbedaan antara tekanan sel dan tekanan balik sesuai dengan tekanan efektif

konsolidasi. Setelah itu membuka katup tekanan sel dan biarkan keadaan hingga tekanan air pori konstan (sama dengan tekanan sel). Kemudian dilakukan pembacaan terhadap perubahan volume benda uji tanah (= pembacaan awal) dan perubahan volume benda uji tanah pada waktu-waktu (t) 1, 4, 9, 16, 25 menit dan seterusnya, dan konsolidasi dianggap selesai jika perubahan volume yang terbaca kurang dari 0,25 mm/menit. Setelah itu dapat dilakukan penggambaran grafik konsolidasi hubungan antara \dot{v} dan perubahan *volume* V atau hubungan antara $\log t$ dan perubahan *volume* ΔV . Kemudian dapat diperoleh waktu terjadinya 100% konsolidasi (t_{100}) dan koefisien konsolidasi (c_v) serta perubahan volume total selama penjenjuran dan konsolidasi, serta tinggi dan luas benda uji setelah konsolidasi.

3.2.4.3 Pergeseran tidak terdrainase dengan cara kompresi

Pergeseran dilakukan dengan tekanan sel konstan, drainase tidak diperkenankan dan pembebanan aksial ditingkatkan secara perlahan-lahan, dengan ketentuan kecepatan gerak vertikal yang sesuai pada alat pembeban sehingga bacaan tekanan air pori cukup teliti pada waktu penggeseran. Karena pengujian direncanakan hingga regangan 20% pada waktu t_f sehingga kecepatan gerak dilakukan perhitungan dengan Persamaan 3.10

$$v = \frac{(\varepsilon \times H)}{(100 \times t_f)} \quad (3.10)$$

Sedangkan nilai v adalah *kecepatan gerak vertikal* (mm/menit), ε adalah *regangan* (%), t_f adalah waktu terjadinya keruntuhan yang bergantung pada t_{100} , gunakan waktu keruntuhan minimum t_f sebesar 120 menit untuk pengujian triaksial CU (Tabel 3.1), t_{100} adalah waktu yang dibutuhkan untuk mencapai 100% konsolidasi (menit), H adalah tinggi benda uji tanah (mm), D adalah diameter benda uji tanah (mm), λ adalah konstanta yang digunakan untuk perhitungan c_v . Pengujian geser, dilakukan hingga mencapai 20% regangan atau beban aksial menurun 20% dari nilai maksimumnya. Kemudian akan diperoleh gambar lingkaran Mohr atau

grafik p, q .

Pada Tabel 3.1 merupakan faktor-faktor untuk perhitungan cv dan waktu terjadinya keruntuhan untuk H/D , memperlihatkan tipe kondisi drainase.

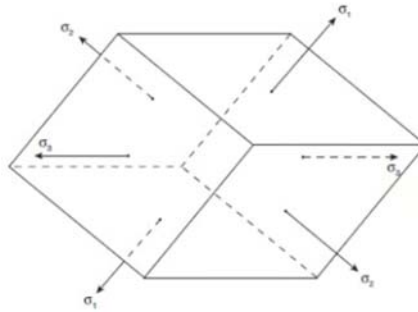
Tabel 3. 1 Faktor-faktor untuk perhitungan cv dan waktu terjadinya keruntuhan untuk H/D

No.	Kondisi drainase	λ	t_f / t_{100}	
			tidak terdrainase	terdrainase
1	satu ujung	1	0,51	8,5
2	kedua ujung	4	0,51	8,5
3	sekeliling benda uji	64	1,49	12,7
4	sekeliling benda uji dan satu ujung	80	1,59	14,2
5	sekeliling benda uji dan dua ujung	100	1,77	15,8

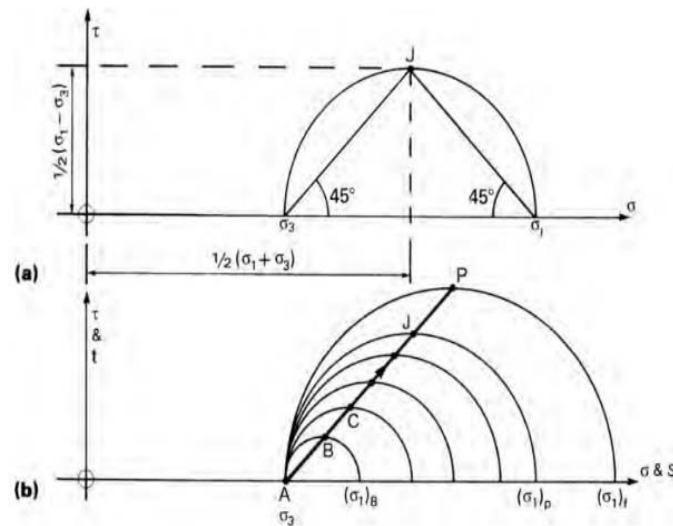
Sumber: Head, K.H., (1981)

3.2.5 *Stress path*

Pada pengujian kuat geser tanah triaksial consolidated undrained, hasil berupa tegangan geser biasanya akan diplot dalam garis keruntuhan Mohr Coulomb. Namun, hal tersebut akan menjadi membingungkan ketika banyak lingkaran ditampilkan dalam diagram yang sama. Dalam hal ini, garis tegangan (*stress path*) dapat digunakan untuk menunjukkan perubahan tegangan pada tanah. Oleh karena itu, *Stress Path* adalah kurva atau garis lurus yang merupakan tempat kedudukan serangkaian titik tegangan yang menunjukkan perubahan tegangan pada benda uji atau elemen tanah di lapisan tanah (in-situ), selama *loading* atau *unloading*. Gagasan bahwa tempat kedudukan titik-titik (*locus*) yang menggambarkan tegangan geser maksimum yang bekerja pada sampel tanah dapat digambarkan sebagai *stress path* pada lingkaran Mohr dikemukakan oleh Lambe dan Whitman (1969). Hal ini ditunjukkan pada Gambar 3. 5 b *Stress field (a) definition of stress point; (b) stress path as locus of stress points*.



Gambar 3.5 a *principal effective stresses* (σ_1 , σ_2 , σ_3)



Gambar 3.5 b *Stress field (a) definition of stress point; (b) stress path as locus of stress points*

Gambar 3.5 a menunjukkan *principal effective stresses* (σ_1 , σ_2 , σ_3). Roscoe dkk. (1958) mengembangkan penggunaan rata-rata dari *principal effective stresses* (σ_1 , σ_2 , σ_3) sebagai pengganti rata-rata dari tegangan utama mayor dan minor, pada Persamaan 3.11

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (3.11)$$

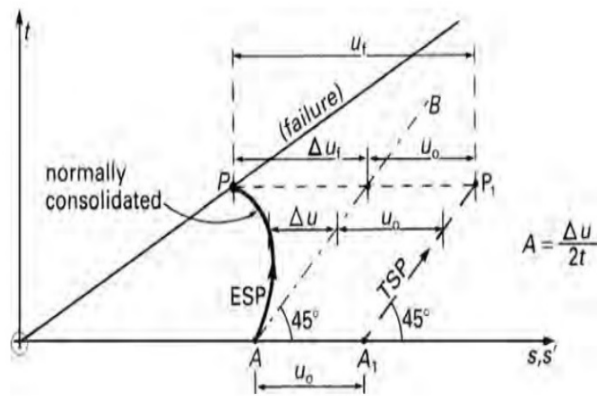
Untuk *effective stress* ditunjukkan pada Persamaan 3.12

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (3.12)$$

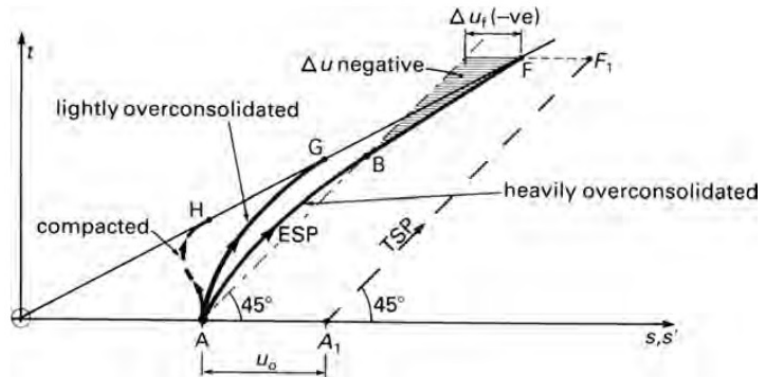
Parameter q ditunjukkan pada Persamaan 3.13 sebagai deviator stress.

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (3.13)$$

Pada Gambar 3.6 dan 3.7 jika tekanan air pori initial U_0 tidak cukup tinggi maka garis *effective stress path* ESP dapat melewati garis *total stress path* TSP dan nilai actual tekanan air pori menjadi negative (-).



Gambar 3. 6 *Stress paths* dari total dan *effective stresses* untuk pengujian *undrained* triaxial saat *normaly* konsolidasi pada tanah lempung



Gambar 3. 7 *Stress path* untuk pengujian *undrained* saat *heavily overconsolidated*, *lightly overconsolidated* dan tanah lempung padat (*compacted clay*)

3.3 Steasy State Line

Steady State Line (SSL) merupakan grafik yang membentuk suatu sudut yang diperoleh dari perbandingan void ratio (skala aritmatik) terhadap tegangan normal efektifnya (skala logaritmik). *Void ratio* menggambarkan perubahan perilaku tanah dari kondisi awal hingga tegangan effectif dan tegangan geser mencapai kondisi *steady state*.

Casagrande (1976), menjelaskan pembebanan pada pasir lepas dengan kondisi *undrained* akan menyebabkan tegangan efektif tanah menjadi lebih kecil, pada regangan tertentu tegangan efektif tanah akan mencapai titik konstan tanpa mengalami perubahan angka pori, kondisi titik-titik tersebut dikenal sebagai *steady state line* (SSL) atau dikenal pula sebagai *critical state line* (CSL).

Kemiringan SSL tersebut dapat diekspresikan pada Persamaan 3.14 Dengan Δe sebagai selisih angka pori setelah saat awal hingga pada kondisi steady state.

$$C_{ss} = - \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma_{3r'})} \quad (3.14)$$

Persamaan akan menjadi seperti Persamaan 3.15 jika diplot terhadap tegangan geser.

$$C_{ss} = - \frac{\Delta e}{\Delta(\log S_{us})} \quad (3.15)$$

Dan menjadi seperti pada Persamaan 3.16 jika terhadap tegangan normal effectif rata-rata.

$$\lambda_{ss} = - \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma_m')} \quad (3.16)$$

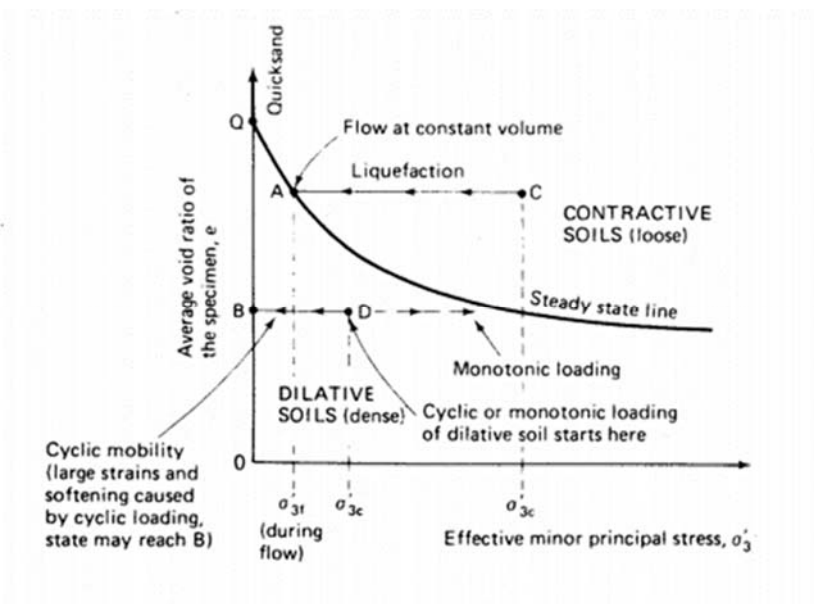
Dari kemiringan grafik CSL juga mengekspresikan perubahan sudut geser pada kondisi *steady state* dapat dilihat pada Persamaan 3.17.

$$\sin \phi_s = \tan \alpha_{ss} \quad (3.17)$$

Sehingga berdasarkan *friction angle* dan tegangan cell nya dapat diperoleh hubungan antara tegangan geser pada saat kondisi *steady state* dan tegangan cellnya seperti pada Persamaan 3.18

$$S_{us} = \sigma_3' \frac{\sin \phi_s \cdot \cos \phi_s}{(1 - \sin \phi_s)} \quad (3.18)$$

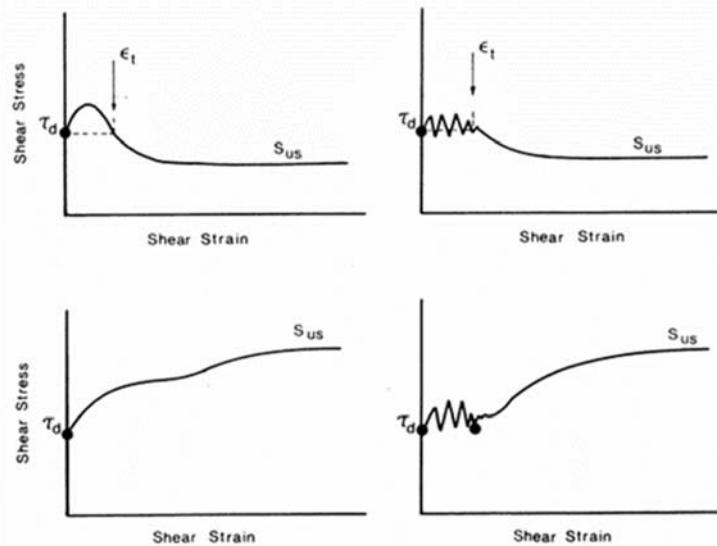
Konsep *Critical State* sendiri adalah idealisasi dari pengamatan perilaku tanah jenuh pada pengujian triaxial, dengan sampel tanah terganggu. Konsep ini menjelaskan bahwa apabila tanah dan material-material granular lainnya terus menerus diberikan beban dinamik hingga berubah menjadi fase cair, maka tanah atau pun material-material granular lainnya akan berada pada suatu kondisi yang disebut kondisi kritis (*critical state*). Gambar 3.8. merupakan *Steady State Line*, Castro dan Poulos (1977)



Gambar 3. 8 *Steady State Line*, Castro dan Poulos (1977)

Dapat dilihat pada gambar diatas, jika tanah bersifat lepas (*loose*), dan berada di atas CSL maka saat diberikan tegangan geser akan bersifat kontraktif.

Sedangkan untuk tanah yang bersifat padat (*dense*) dan berada di bawah CSL akan berperilaku mengembang (*dilative*), sampai kondisi kritis tercapai. *Critical state* tidak tergantung pada keadaan awal. Hal tersebut terlihat pada Gambar 3.8a.

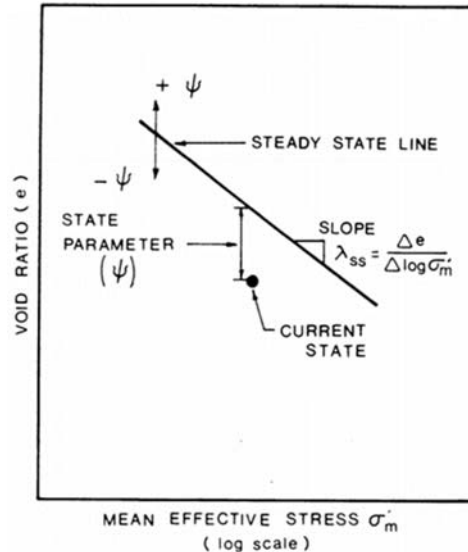


Gambar 3. 8a. Grafik Tegangan Regangan pada Pasir Jenuh akibat beban Monotonik dan Siklik Castro (1987) and Rahardjo (1989)

Castro (1987), pada Gambar 3.8a, menjelaskan terdapat dua macam kasus yaitu yang pertama dimana *steady state strength* lebih kecil dibandingkan tegangan geser yang bekerja, sedangkan kasus kedua dimana *steady state strength* lebih besar dibandingkan tegangan geser yang bekerja. Pada kasus satu terlihat pembebanan siklik yang terjadi menghasilkan kondisi *steady state* dengan S_{us} yang sama pada pembebanan monotonik. Sedangkan pada kasus kedua terjadi akumulasi tegangan yang menyebabkan tekanan air pori meningkat tetapi akan mencapai kondisi *steady state* pada S_{us} yang sama pula.

Been dan Jefferies (1985), menyarankan untuk memasukkan tingkatan tegangan (*stress*) kedalam analisis. Karena kepadatan *relative* atau *void ratio* tidaklah cukup untuk mewakili karakteristik perilaku material non-koheisi. *State parameter* didefinisikan sebagai perbedaan void rasio terhadap kondisi pasir awal dengan memakai uji laboratorium dan empiris, pada saat terjadi *steady* pada tegangan efektif rata-rata yang sama, yang berada pada garis *critical state* dapat

dilihat pada Gambar 3.10. Nilai tersebut diekspresikan positif untuk spesimen tanah lepas, dan negatif untuk spesimen tanah padat.



Gambar 3. 9 Kondisi *State Parameter* Berdasarkan Uji Laboratorium
Been dan Jeffries (1985)

Been & Jefferies (1985), mengkorelasikan hasil pengujian CPT dan *state parameter* berdasarkan data besar CPT pada kalibrasi chamber. Parameter ini dapat sesuai dengan perilaku dari material selama proses geser dan digunakan untuk evaluasi potensi likuefaksi pada timbunan tanah. Kesimpulan yang dapat dijadikan catatan adalah metode pluviasi bukan merupakan metode yang cocok dalam pembuatan sampel triaksial maupun kalibrasi *chamber*. Metode pluviasi bersifat sangat *loose* tidak menggambarkan kondisi kepadatan sebenarnya di lapangan. Sehingga pada penelitian yang akan dilakukan penulis mengupayakan melakukan pembuatan sampel triaksial dengan metode yang berbeda. Konsolidasi dapat dianggap sebagai metode yang terbaik untuk mendapatkan kondisi jenuh seragam sampel. Metode konsolidasi mirip dengan proses pengendapan alluvial alami dan dapat digunakan pada kedua pengujian.

Been dan Jeffries (1987), Rahardjo (1989) menunjukkan adanya korelasi antara ujung sondir dengan *state parameter*, Persamaan (3.18)

$$\psi = \frac{1}{8.1 - \ln(\lambda_{SS})} \ln \frac{\frac{q_c \cdot \sigma_m}{\sigma'_m}}{\left\{8 + \frac{0.55}{\lambda_{SS} - 0.01}\right\}} \quad (3.18)$$

Sedangkan Farrar, 1986 memperlihatkan hubungan *cyclic stress ratio* pada *sandy material* dengan *state parameter* dengan persamaan (3.19)

$$\psi = -0.092 \cdot \ln \left[\frac{\left(\frac{q_c \cdot \sigma_m}{\sigma'_m} + 17\right)}{31} \right] \quad (3.19)$$

3.4 Likuefaksi

Gempa menunjukkan perilaku tanah yang ditinjau dari dua aspek berbeda, yang pertama berkaitan kenaikan tekanan air pori yang menyebabkan tanah kehilangan kekakuannya dan berubah perilaku menjadi cair yang disebut likuefaksi. Likuefaksi adalah fenomena kejadian akibat gempa bumi dimana tanah jenuh terkena beban dinamik seketika sehingga air terperangkap sesaat menyebabkan kehilangan interaksi antar partikel dan perilaku tanah padat menjadi cair. Akibat meningkatnya tekanan air pori menyebabkan kontak pada material pasir halus menjadi menurun yang disertai dengan turunnya tekanan efektif. Seed dkk (1975) menyatakan bahwa likuefaksi adalah proses perubahan kondisi tanah pasir yang jenuh air menjadi cair akibat meningkatnya tekanan air pori yang nilainya menjadi sama dengan tekanan total, sehingga tegangan efektif tanah mendekati hingga menjadi nol.

Likuefaksi terjadi pada tanah yang berpasir lepas (tidak padat) dan jenuh air. Kondisi tegangan efektif (σ') dapat dinyatakan sebagai pengurangan dari tegangan total (berat permukaan tanah) (σ), terhadap tekanan air pori (u), seperti dinyatakan dalam Persamaan 3.20.

$$\sigma' = \sigma - u \quad (3.20)$$

Likuefaksi terjadi pada tanah pasir jenuh berbutir halus yang memiliki kepadatan rendah. Pada kondisi pasir dengan kepadatan rendah maka air mengisi rongga antar butiran sehingga pada saat adanya beban dinamik berulang air tidak mengalir keluar sebelum siklus pembebanan selanjutnya, tekanan air pori akan memberikan tekanan air pori berlebih yang menyebabkan interaksi antar butiran

menjadi semakin kecil hingga tegangan yang dimilikinya menurun hingga sama dengan tekanan air porinya.

Likuefaksi menyebabkan tanah kehilangan kekuatannya dan tidak mampu mendukung beban di atasnya. Hal tersebut mengakibatkan kerusakan total pada struktur yang berada di atasnya. Fenomena likuefaksi yang tercatat oleh sejarah antara lain pada paska gempa bumi Niigata 1964 dan Alaska 1964, likuefaksi di Marina San Fransisco 1989 paska gempa bumi Loma Prieta. Tahun 1995 Gempa bumi Hanshin yang mengakibatkan likuefaksi pada pelabuhan Kobe. Likuefaksi di timur pinggiran kota Christchurch Selandia Baru. Dan tahun 2018 likuefaksi di wilayah Petobo, Jono Oge, Sibalaya dan Balaroa Sulawesi Tengah.

Fenomena lanjutan dari likuefaksi dapat berupa *sand boil*, *lateral spreading*, *cyclic mobility* dan *flow liquifaction*. *Sand boil* merupakan proses keluarnya pasir dari bawah permukaan tanah tidak selalu menyebabkan keruntuhan tanah. *Sand boil* merupakan indikasi bahwa likuefaksi telah terjadi dibawah permukaan. Pada saat gempa, *sand boil* terbentuk oleh air yang naik ke permukaan sambil membawa material pasir dari bawah. Air bertekanan tinggi menerobos lapisan atas yang tidak terlikuifasi dan membawa tanah sedimen untuk kemudian di depositkan seperti kerucut berkawah dan umumnya terbentuk dalam jumlah yang besar.

Sedangkan *lateral spreading* adalah pergerakan dalam arah lateral dari blok blok tanah sebagai dampak dari ikuifaksi dan kehilangan kekuatan gesernya di lapis bawah tanah. Tingkat kerusakan yang terjadi tergantung berapa jauh peralihan yang dihasilkan oleh peralihan tanah. *Cyclic mobility* adalah fenomena likuefaksi yang terjadi pada tanah dengan perilaku *strain hardening*, artinya tegangan geser selalu naik terhadap regangan geser. *Cyclic mobility* terjadi bila tegangan geser akibat gempa lebih rendah dari tahanan geser tanah saat likuefaksi.

Sedangkan *Flow liquifaction* bila pada struktur tanah kondisinya lepas dan perilakunya *strain softening* (artinya pada hubungan regangan tegangan, menunjukkan penurunan kuat geser secara cukup drastis dan diikuti dengan regangan geser yang sangat besar. Apabila tegangan geser di lapangan lebih besar dari kuat geser residual tanah, maka saat likuefaksi tanah bisa mengalir sangat jauh.

Dengan perkataan lain kuat geser residual tidak memiliki kemampuan menahan tegangan geser statik yang bekerja saat sebelum gempa. Bangunan-bangunan yang berada diatas tanah juga memberikan tambahan tegangan geser. Likuefaksi alir dapat menyebabkan keruntuhan fatal, dicirikan dengan pergerakan yang besar dan cepat dan dapat menyebabkan dampak kerusakan yang hebat sebagaimana disaksikan di Palu.

3.4.1. Faktor yang mempengaruhi likuefaksi

Likuefaksi dipengaruhi oleh berbagai faktor baik yang bersifat langsung maupun sebagai penunjang terjadinya likuefaksi. Widodo (2012) menyampaikan beberapa faktor pendukung dari likuefaksi antara lain adalah karakteristik getaran, jenis tanah, muka air tanah, distribusi diameter butir, kepadatan awal, drainase dan dimensi deposit, kemampuan drainasi, dan beberapa faktor pendukung lainnya seperti udara yang terperangkap di dalam tanah ataupun kualitas sampel saat pengujian.

Berdasarkan Wang dan Law (1994) faktor yang menyebabkan terjadinya likuefaksi adalah intensitas getaran serta kondisi tanah dan lingkungannya. Disampaikan pula bahwa suatu tanah akan berpotensi likuefaksi jika merupakan tanah jenuh air dengan muka air tanah kurang dari 3 meter. Sedangkan tanah memungkinkan tidak likuefaksi jika muka air tanah berada diatas 5 meter. Sedangkan pengaruh kedalaman pada potensi likuefaksi berbanding lurus terhadap tegangan *vertical effective*, semakin dalam lapisan tanah maka *effective overburden pressure* akan semakin besar yang memungkinkan kecil terjadinya potensi likuefaksi. Berdasarkan rekaman sejarah kejadian likuefaksi maka likuefaksi akan terjadi pada rentang kurang dari 15 meter dan berada diatas 0,8 meter. Walaupun hal tersebut masih memerlukan penelitian lebih lanjut. Adapun persyaratan terjadinya likuefaksi menurut Pathak dan Purandare (2016) dari beberapa sumber dapat dilihat pada Tabel 3.2 dan Tabel 3.3 berikut ini:

Tabel 3. 2 Kriteria Likuefaksi

No	Nama kriteria	Likuefaksi	Pengujian	Tidak likuefaksi
1	Wang Chinese Criteria (1979)	(a) % finer (Less than 5 μ m) \leq 15-20 (b) LL<35 (Both the conditions are satisfied)	Seed and Idriss	If any one of conditions is not satisfied
2	Modified Chinese Criteria (Seed and Idriss 1982)	(a) % finer (Less than 5 μ m) \leq 15 (b) LL<35 and (c) Water content/LL (Wc/LL) \geq 0,9 (All conditions are satisfied)	-	If any one of conditions is not satisfied
3	Andrew and Martin (2000)	(a) % finer (Less than 2 μ m) \leq 10 (b) LL<32 (Both the conditions are satisfied)	Any one of condition of liquefaction is not satisfied	If both conditions are not satisfied
4	Seed et.al. (2003)	(a) Plasticity Index (PI) <12 (b) LL<37 and (c) Wc/LL > 0,8	(a) 12<PI<20 (b) 37<LL<47 (c) Wc/LL>0,85	Out of limits of testing
5	Bray and Idriss (2006)	(a) PI<12 (b) Wc/LL>0,85	(a) 12<PI<18 (b) Wc/LL>0,8 (Moderately liquefiable)	Out of limits of moderately liquefiable
6	Polito (1999)	(a) Liquefiable:PI<10 and LL \leq 30 (b) Cyclic mobility: 10<PI \leq 20 and 30<LL \leq 40		Out of limits of cyclic mobility
7	Boulangier and Idriss (2006)	(a) Liquefaction – PI \leq 3 (b) Transition – 3<PI \leq 7 (c) Cyclic mobility – PI>7	-	-

Tabel 3. 3 Kriteria Likuefaksi Bol dkk (2010)

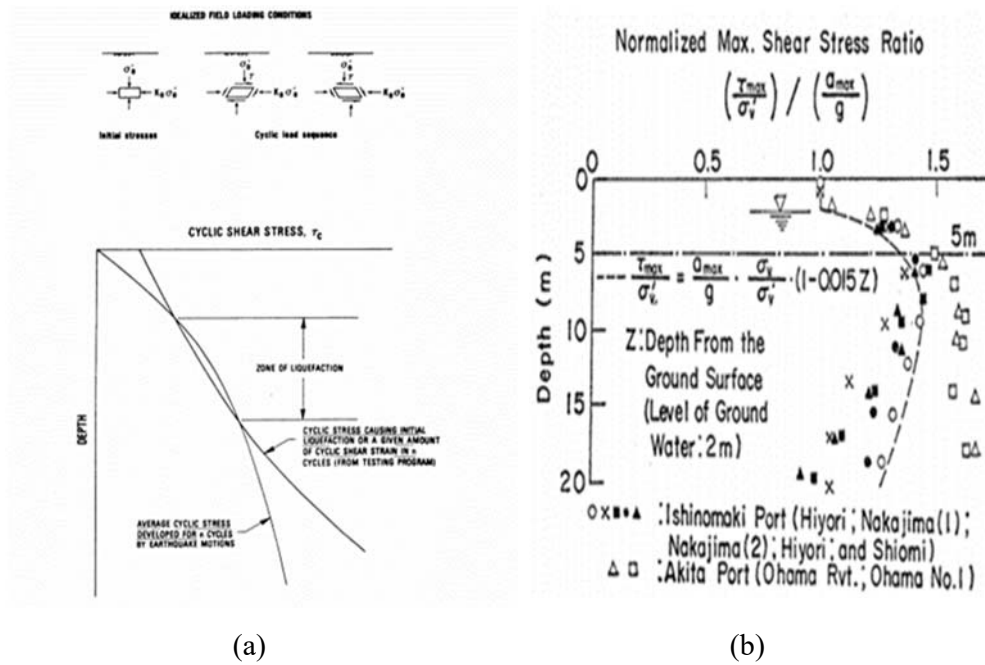
No	Nama kriteria	Parameter dengan jangkauan	Pengujian	Berat
8	Bol et al. (2010)	1. Liquid limit (LL)	(a) LL < 33% (b) 35 \geq LL > 33	1 0,5
		2. Liquidity index (LI)	(a) Li > 0,9 (b) 15 < %CC < 10	1 0,5
		3. % Clay Content (%CC)	1. %CC < 10 2. 0,75 < Li < 0,9	1 0,5
		4. Mean particle diameter (D ₅₀)	(a) D ₅₀ > 0,06 (b) 0,02 < D ₅₀ < 0,06	1 0,5
		Zone of liquefaction		Sum of weight
		1. Liquefaction		3,5 \leq Sum \leq 4
		2. Testing		2,5 \leq Sum < 3,5
		3. No-liquefaction		Sum < 2,5

3.4.2. Mekanisme Likuefaksi

Potensi Likuefaksi didasarkan pada *Cyclic Stress Ratio (CSR)* yang merupakan tegangan siklik yang terjadi akibat gempa dan *Cyclic Resistance Ratio (CRR)* yang merupakan ketahanan tanah untuk menahan likuefaksi. Faktor Keamanan (*FS*) merupakan perbandingan dari nilai *Cyclic Resistance Ratio (CRR)* dan *Cyclic Stress Ratio (CSR)* ditunjukkan pada Persamaan 3.21 berikut.

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \quad (3. 21)$$

seperti terlihat pada Gambar 3.10.



Gambar 3. 10 (a) skema pembebanan yang terjadi akibat gempa pada elemen Tanah dan Nilai CRR/CSR (b) Hubungan *maximum acceleration versus maximum shear stress ratio* Tatsuoka et al (1980)

Susumu dkk, (1989), berdasarkan pada Gambar 3.10 (b) hubungan *maximum acceleration* dan *maximum shear stress ratio*, menunjukkan bahwa rasio tegangan geser maksimum di kedalaman 5-meter dengan muka air tanah 2 meter, sebesar 1.4 kali dari rasio maksimum percepatan permukaan tanah a_{max} terhadap percepatan gravitasinya. Sehingga percepatan maksimum yang dikembangkan di tahun 1970 adalah *equivalent* untuk tegangan geser maksimum yang disebut *equivalent acceleration* seperti pada Persamaan 3.22.

$$\alpha_{eq} = 0.7 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{vo}} \cdot g \quad (3.22)$$

Equivalent acceleration (α_{eq}) dalam Gals, τ_{max} adalah *maximum shear stress* (kgf/cm^2), dan g *acceleration of gravity* ($=980$ Gals).

Seed & Idriss (1970), menggunakan persamaan rasio tegangan siklik (*CSR*), pada Persamaan 3.23 sebagai berikut:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0,65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \cdot r_d \quad (3.23)$$

Rasio tegangan siklik (*CSR*), bergantung pada 0,65 percepatan horizontal maksimum tanah (a_{max}) dibagi percepatan gravitasi (g) dan terhadap tegangan vertikal overburden total (σ_{vo}) dibagi tegangan vertikal overburden efektif (σ'_{vo}) dan terhadap faktor reduksi kedalamannya (r_d). Pada umumnya a_{max} yang digunakan pada persamaan 3.22, atau pada penelitian-penelitian sebelumnya nilainya langsung ditetapkan. Sebagaimana disampaikan sebelumnya pada penelitian ini nilai a_{max} akan ditetapkan atas dasar PSHA.

Menurut metode Seed dan Idriss, tegangan geser yang menyebabkan likuefaksi dapat dihitung dari tegangan geser siklik τ_{av} yang dihasilkan pada setiap titik lapisan tanah, pada Persamaan 3.24 sebagai berikut:

$$\tau_{av} = 0,65 \cdot \gamma \cdot z \cdot a_{max} \cdot g \cdot r_d \quad (3.24)$$

Tegangan geser siklik dapat dinyatakan bergantung terhadap 0,65 berat satuan total (γ), kedalaman (z), percepatan gravitasi (g), percepatan horizontal maksimum tanah (a_{max}), faktor reduksi kedalaman (r_d). Adapun Faktor 0,65 adalah asumsi bahwa tegangan geser seragam ekuivalen adalah 65% dari tegangan geser maksimum absolut yang dihasilkan oleh gempa.

Faktor Reduksi (r_d) Faktor reduksi merupakan nilai yang dapat mempengaruhi tegangan di dalam tanah. Semakin jauh kedalaman tanah maka faktor reduksi akan semakin kecil, Liao dan Whitemann (1986) pada Persamaan 3.25, Persamaan 3.26, Persamaan 3.27, dan Persamaan 3.28.

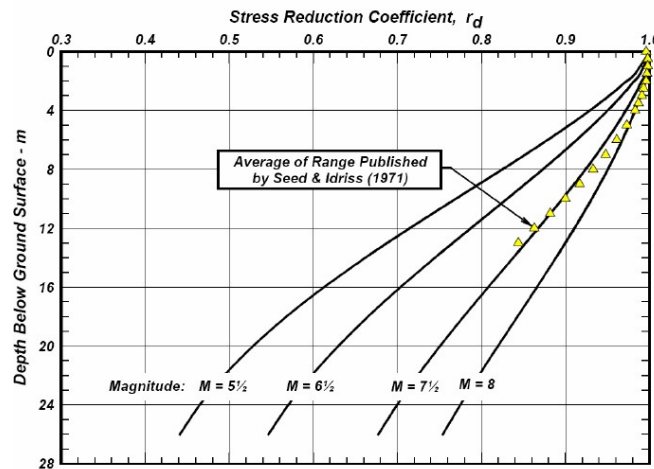
$$r_d = 1,00 - 0,00765z \quad \text{untuk } z \leq 9,15 \text{ m} \quad (3.25)$$

$$r_d = 1,174 - 0,0267z \quad \text{untuk } 9,15 \leq z \leq 23 \text{ m} \quad (3.26)$$

$$r_d = 0,744 - 0,008z \text{ untuk } 23 \leq z \leq 30m \quad (3.27)$$

$$r_d = 0,5z \text{ untuk } z \geq 23m \quad (3.28)$$

Dimana, z = kedalaman lapisan tanah yang ditinjau. Sedangkan kurva dengan magnitude yang berbeda terhadap koef reduksi dapat dilihat pada Gambar 3.11.



Gambar 3. 11 r_d versus Depth Curves Developed by Seed and Idriss (1971)
(Sumber : *Soil Liquefaction During Earthquake* by I.M Idriss and R.W. Boulanger)

Untuk memudahkan perhitungan, TF Blake (1996) memperkirakan rata-rata (nilai tengah) plot kurva pada Gambar 3.11, oleh Persamaan 3.29 berikut:

$$R_d = \frac{1,000 - 0,4113z^{0,5} + 0,04052z + 0,001753z^{1,5}}{1,000 - 0,4177z^{0,5} + 0,05729z - 0,006205z^{1,5} + 0,001210z^2} \quad (3.29)$$

dimana

z = kedalaman dibawah permukaan tanah dalam satuan meter

Sedangkan Idriss (1999), meneruskan Goleosorkhi (1989) dilakukan bahwa nilai r_d menunjukkan fungsi kedalaman dan *earthquake magnitude* (M_w). Pada Persamaan 3.30, Persamaan 3.31 dan Persamaan 3.32 berikut:

$$r_d = \exp (\alpha (z) + \beta (z) M) \quad (3.30)$$

$$\alpha(z) = -1,012 - 1,126 \sin \left(\frac{z}{11,73} + 5,133 \right) \quad (3.31)$$

$$\beta(z) = 0,106 + 0,118 \sin\left(\frac{z}{11,38} + 5,412\right) \quad (3.32)$$

Dengan z sebagai kedalaman (meter), dan M_w adalah momen magnitude. Persamaan diatas secara matematik dapat diterapkan pada kedalaman $z \leq 34$ m. Namun ketidakpastian nilai rd dengan meningkatnya kedalaman, maka persamaan diatas sebenarnya hanya bisa diterapkan pada kedalaman kurang dari 20 m.

3.4.3. Potensi Likuefaksi Berdasarkan data Standart Penetration Test (SPT)

Cyclic Resitance Ratio (CRR) berdasarkan nilai SPT dari Youd, T.L dan Idriss, (2001), Persamaan 3.33.

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N1)_{60cs}} + \frac{(N1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{(10 \cdot (N1)_{60cs} + 45)^2} - \frac{1}{200} \quad (3.33)$$

Korelasi Nilai SPT (Standart Penetration Test) Berdasarkan nilai SPT, terhadap potensi likuefaksi sebagai berikut.

N SPT = 0 – 20 (Potensi likuefaksi besar)

N SPT = 20 – 30 (Potensi likuefaksi sedang)

N SPT > 30 (Potensi likuefaksi tidak berarti)

Likuefaksi dipengaruhi oleh plastisitas tanah, I. M. Idriss berdasarkan R. B. Seed menentukan faktor koreksi $(N1)_{60cs}$ pada Persamaan 3.34 sebagai berikut.

$$(N1)_{60cs} = \alpha + \beta(N1)_{60} \quad (3.34)$$

Dengan nilai-nilai α dan β dipengaruhi oleh persentase *finer content*, FC (sebagai *variable*), sesuai Persamaan 3.34a, 3.34b, 3.34c, dan 3.34d,

$$\alpha = 0, \beta = 1, FC \leq 5\% \quad (3.34a)$$

$$\alpha = \exp[1,76 - (190/FC^2)] \quad 5\% < FC < 35\% \quad (3.34b)$$

$$\beta = [0, 99 - (FC/1,5/1000)] \quad 5\% < FC < 35\% \quad (3.34c)$$

$$\alpha = 5 \quad \beta = 1,2 \quad FC \geq 35\% \quad (3.34d)$$

Youd dan Idriss (2001) dan Cetin dkk (2004) memberikan koreksi terhadap nilai $(N1)_{60}$, pada Persamaan 3.35 yaitu:

$$(N1)_{60} = N_m \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad (3.35)$$

Nilai SPT koreksi bergantung pada nilai SPT yang diperoleh dari tes lapangan (N_m), Faktor koreksi untuk normalisasi *effective overburden pressure* σ'_{vo} (C_N), Koreksi untuk *efficiency energy* (C_E), Koreksi untuk diameter *borehole* (C_B), Faktor koreksi dari panjang tali (*rod length*) (C_R), dan Koreksi untuk sampel d atau tidaknya (linier) (C_S). Tabel 3.4.

Tabel 3. 4 Koreksi pada Pengujian SPT Youd dan Idriss (2001)

Faktor	Jenis Alat	Parameter	Koreksi
Tegangan vertikal efektif		C_N	$2,2 / (1,2 + (\sigma'_{vo}/Pa))$
Tegangan vertikal efektif		C_N	$C_N \leq 1,7$
Rasio tenaga	Palu donat (<i>Donut hammer</i>)	C_E	0,5 s.d 1,0
Rasio tenaga	Palu pengaman (<i>Safety hammer</i>)	C_E	0,7 s.d 1,2
Rasio tenaga	Palu otomatis (<i>Automatic-trip Donut-type hammer</i>)	C_E	0,8 s.d 1,3
Diameter bor	65 s.d 115 mm	C_B	1,0
Diameter bor	150 mm	C_B	1,05
Diameter bor	200 mm	C_B	1,15
Panjang batang	< 3 m	C_R	0,75
Panjang batang	3 s.d 4 m	C_R	0,8
Panjang batang	4 s.d 6 m	C_R	0,85
Panjang batang	6 s.d 10 m	C_R	0,95
Panjang batang	10 s.d 30 m	C_R	1,0
Pengambilan contoh	tabung standar	C_S	1,0
Pengambilan contoh	tabung dengan pelapis (<i>liner</i>)	C_S	1,1 s.d 1,3

Sumber: SNI 4153:2008, Cara uji penetrasi lapangan dengan SPT

3.4.4. Potensi Likuefaksi Berdasarkan data Cone Penetration Test (CPT)

Perhitungan potensi likuefaksi berdasarkan data CPT memperhitungkan nilai q_{cIN} , yaitu nilai tahanan ujung teroreksi yang akan di rumuskan sebagai persamaan berikut, Persamaan 3.36.

$$q_{cIN} = C_Q (q_c/P_a) \quad (3.36)$$

Dimana :

C_Q = faktor normalisasi tahanan ujung konus
 P_a = adalah tekanan pada 1 atm

Selanjutnya, ulangi nilai I_c dengan fungsi eksponensial “n” untuk menentukan jenis tanah dan mengkonfirmasi jenis tanah yang diuji. Pasalnya, teknologi CPT tidak memungkinkan penggunaan sampel yang bisa diuji di laboratorium. Rumus untuk mencari I_c , Persamaan 3.37.

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5} \quad (3.37)$$

Jika nilai I_c yang dihasilkan lebih besar dari 2.6, harus ditulis ulang sebagai nilai Q atau eksponen “n”. Hal ini dikarenakan ketika nilai I_c melebihi 2.6, terdapat banyak partikel halus di dalam tanah menandakan bahwa tanah yang keras sulit untuk ditiarkan. Tidak perlu melanjutkan perhitungan.

Selanjutnya Hitung nilai Q dimana nilai iterasi “n” sama dengan 1. Ini berarti bahwa tanah dianggap liat. Untuk pasir bersih, indeks yang cocok adalah 0,5. Rumus untuk mencari nilai Q Persamaan 3.38 :

$$Q = [(Q_c - \sigma_{va})/P_a] [P_a/\sigma_{va}^2] = [(q_{c-\sigma_{va}})/\sigma_{va}] \quad (3.38)$$

Nilai Q juga dapat dikorelasikan dengan nilai FR (*Friction Ratio*), Persamaan 3.39.

$$\text{Normalized Friction Ratio, } F = \frac{f_x}{q_1 - \sigma_{va}} \times 100\% \quad (3.39)$$

Nilai *Cone Penetration Resistance* (q_{c1N}) perlu di sesuaikan pada kondisi *normalized clean-sand cone penetration resistances* (q_{c1N})_{cs}.

Menurut Youd dan Idriss (2001), pada Persamaan 3.40 sebagai berikut:

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c \cdot (q_{c1N}) \quad (3.40)$$

Nilai (q_{c1N}) merupakan perlawanan penetrasi konus yang dinormalisasikan ke tekanan 100kPa. Sedangkan K_c adalah *correction factor* untuk *grain characteristic* pada Persamaan 3.41a dan Persamaan 3.41b.

$$K_c = 1 \text{ untuk } I_c \leq 1,64 \quad (3.41a)$$

$$K_c = -0,403.I_c^4 + 5,581.I_c^3 - 21,63.I_c^2 - 33,75.I_c - 17,88 \text{ untuk } I_c > 1,64 \quad (3.41b)$$

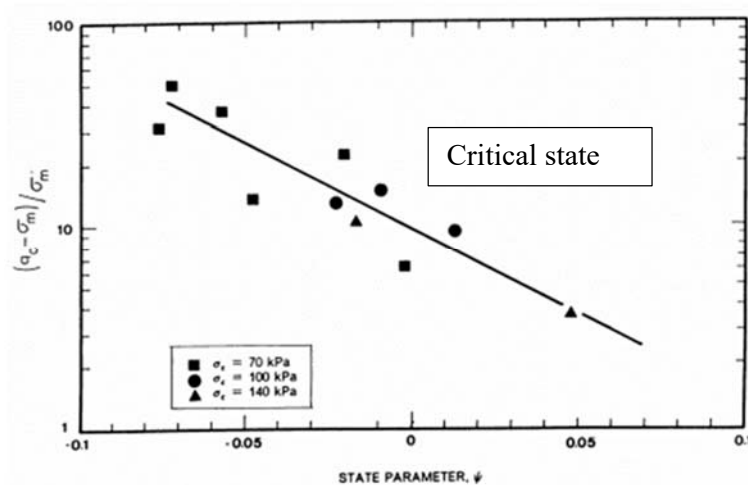
Dimana, $I_c = \text{soil behavior type index}$

Sehingga *Cyclic Resistance Ratio* (CRR) pada Persamaan 3.42a dan Persamaan 3.42b sebagai berikut:

$$CRR_{7,5} = 0,833 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0,05 \text{ untuk } (q_{c1N})_{cs} < 50 \quad (3.42a)$$

$$CRR_{7,5} = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0,08 \text{ untuk } 50 < (q_{c1N})_{cs} < 160 \quad (3.42b)$$

Sedangkan Gambar 3.12 menunjukkan hubungan nilai CPT dari tahanan ujung terhadap nilai state parameter



Gambar 3. 12 Grafik Tahanan Ujung versus state parameter

3.5. Analisis Hazard Gempa Deterministik (DSHA)

Kajian *seismic hazard* probabilistik McGuire.R.K (2007), merupakan salah satu cara untuk mengurangi dampak yang tidak baik dari gempa bumi, yang berupa perhitungan probabilistik kejadian persatuan waktu dari gerakan tanah pada level tertentu yang disebabkan oleh gempa bumi. Analisis bahaya seismik dimaksudkan untuk mengetahui lebih jauh terhadap risiko yang dapat ditimbulkan akibat getaran gempa bumi di suatu wilayah, metode ini dikembangkan oleh

Cornell (1968 dan 1971). Analisis seismik dapat dilakukan dengan metode *Deterministic Sesmic Hazard Analysis* (DSHA) atau *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA). Kedua metode tersebut dapat saling melengkapi dalam melakukan verifikasi hasil terhadap metode lainnya.

Analisis Hazard Gempa Deterministik (DSHA) banyak digunakan pada periode awal dari perhitungan *seismic hazard*. Konsep dasar DSHA adalah menentukan parameter *ground motion* dengan menggunakan magnituda gempa maksimum dan jarak sumber gempa yang paling dekat dari titik pengamatan. Metode deterministik merupakan salah satu metode pendekatan standar yang mempertimbangkan efek dari gempa terbesar pada perhitungan *Maximum Considered Earthquake* (MCE), yang berasal dari semua sumber gempa yang dibandingkan dengan sumber gempa yang menghasilkan MCE terbesar.

Metode pendekatan DSHA dapat dibagi menjadi 4 tahapan (Irsyam 2010).

1. Melakukan identifikasi terhadap sumber-sumber gempa yang kemungkinan akan berpengaruh pada lokasi pengamatan (site). Identifikasi terhadap sumber gempa dilakukan dengan cara menentukan lokasi geometri, mekanisme kegempaan, sejarah kegempaan magnituda maksimum dan frekuensi keberulangan dari sumber gempa yang pernah terjadi pada suatu wilayah.
2. Menentukan skenario parameter gempa dengan cara memilih magnituda maksimum dan lokasi terdekat dari sumber gempa yang diperkirakan akan menghasilkan dampak pada site.
3. Menentukan parameter gerakan tanah pada lokasi pengamatan dengan menggunakan fungsi GMPE. Pemilihan fungsi GMPE sangat dipengaruhi oleh mekanisme kegempaan dari sumber gempa.
4. Menentukan parameter gerakan tanah terbesar yang diperkirakan akan terjadi pada lokasi pengamatan.

Metode DSHA sangat cocok digunakan untuk perencanaan bangunan-bangunan dengan resiko kerusakan yang sangat tinggi seperti pembangkit listrik tenaga nuklir, bendungan, bangunan tinggi, jembatan dengan bentang panjang dan lain-lain Irsyam (2010) dan Kramer (1996).

3.5.1. Prediksi Gerakan Tanah

Formula Prediksi Gerakan Tanah atau *Ground Motion Prediction Equation* (GMPE) atau persamaan GMPE gerakan tanahtelah dikembangkan antara lain oleh Sadigh dkk (1997), Indriss (2007) dan Kanno dkk (2006).

GMPE Sadigh dkk 1997

GMPE yang diberikan Sadigh dkk (1997) adalah untuk memprediksi percepatan tanah puncak dan respon Spectra percepatan akibat gempa-gempa *shallow crustal*. Hubungan ini didasarkan pada data gerakan tanah kuat yang diperoleh terutama dari tempat gempa-gempa California. Hubungan diturunkan berdasarkan gempa-gempa *strike-slip* dan *reverse-faulting* dengan *site* berupa batuan dan tanah dengan magnitude momen tempat berkisar $M - 4$ sampai dengan $M - 8$ dan jarak dari site sumber gempa (R_{rup}) lebih besar dari 100 km. Bentuk persamaan dari GMPE ini adalah:

Sadigh (1997) batuan, Persamaan 3.43a.

$$\ln Y - C_1 - C_2 M - C_3 (8,5 - M)^{2,5} + C_4 \ln [R_{rup} + \exp (C_5 + C_6 M)] - C_7 \ln (R_{rup} + 2) \quad (3.43a)$$

Sadigh (1997) tanah, Peramaan 3.43b.

$$\ln Y = C_1 + C_2 M + C_3 \ln [R_{rup} + C_4 e^{C_5 M}] + C_6 + C_7 (8,5 - M)^{2,5} \quad (3.43b)$$

Dengan :

y = percepatan spektra

M = magnitude momen ($M = 4 - 8$)

R_{rup} = jarak terdekat ke permukaan rupture ($R_{rup} = 0 - 100$ km)

C_1 sampai dengan C_7 adalah koefisien hasil regresi yang nilainya dapat dilihat pada Tabel 3.5 dan Tabel 3.6. Untuk *magnitude* lebih besar dari 8,5 diambil *magnitude* = 8,5. Penggunaan GMPE Sadigh et al (1997) adalah untuk gempa California.

Tabel 3.5 Koefisien hasil regresi dari GMPE Sadigh dkk (1997) untuk rock

Period	C_{ISS}	C_{IRES}	C_2	C_3	C_4	C_5	C_{6SS}	C_{6RS}	C_7	C_{SI}
$M \leq 6,5$										
PGA	0,624	1.000	0,000	-2,100	-0,624	1.29649	0,0000	0,0000	0,0000	1,520

0,075	0,110	1.000	0,006	-2,128	0,110	1.29649	0,4572	0,4572	0,005	1,540
0,10	0,275	1.000	0,006	-2,148	0,275	1.29649	0,6395	0,6395	0,005	1,540
0,20	0,153	1.000	-0,004	-2,080	0,153	1.29649	0,9187	0,9187	0,004	1,565
0,30	-0,057	1.000	-0,017	-1,990	-0,057	1.29649	0,9547	0,9547	-0,014	1,580
0,40	-0,298	1.000	-0,028	-1,945	-0,298	1.29649	0,9251	0,9005	-0,024	1,595
0,50	-0,588	1.000	-0,040	-1,945	-0,588	1.29649	0,8494	0,8285	-0,033	1,610
0,75	-1,208	1.000	-0,050	-1,865	-1,208	1.29649	0,7010	0,6802	-0,051	1,635
1,00	-1,705	1.000	-0,055	-1,800	-1,705	1.29649	0,5665	0,5075	-0,065	1,660
1,50	-2,407	1.000	-0,065	-1,725	-2,407	1.29649	0,3235	0,2215	-0,090	1,690
2,00	-2,945	1.000	-0,070	-1,670	-2,945	1.29649	0,1001	-0,0526	-0,108	1,700
3,00	-3,700	1.000	-0,080	-1,610	-3,700	1.29649	-0,2801	-0,4905	-0,139	1,710
4,00	-4,230	1.000	-0,100	-1,570	-4,230	1.29649	-0,6274	-0,8907	-0,160	1,710
M > 6,5										
PGA	-1,274	1.100	0,000	-2,100	-0,48451	0,524	0,000	1,390	0,380	-1,274
0,075	-0,540	1.100	0,006	-2,128	-0,48451	0,524	-0,082	1,400	0,380	-0,540
0,10	-0,375	1.100	0,006	-2,148	-0,48451	0,524	-0,041	1,410	0,400	-0,375
0,20	-0,497	1.100	-0,004	-2,080	-0,48451	0,524	0,000	1,430	0,420	-0,497
0,30	-0,707	1.100	-0,017	-2,028	-0,48451	0,524	0,000	1,450	0,440	-0,707
0,40	-0,948	1.100	-0,028	-1,990	-0,48451	0,524	0,000	1,480	0,470	-0,948
0,50	-1,238	1.100	-0,040	-1,945	-0,48451	0,524	0,000	1,500	0,490	-1,238
0,75	-1,858	1.100	-0,050	-1,865	-0,48451	0,524	0,000	1,520	0,510	-1,858
1,00	-2,355	1.100	-0,055	-1,800	-0,48451	0,524	0,000	1,530	0,520	-2,355
1,50	-3,050	1.100	-0,065	-1,725	-0,48451	0,524	0,000	1,530	0,520	-3,050
2,00	-3,595	1.100	-0,070	-1,670	-0,48451	0,524	0,000	1,530	0,520	-3,595
3,00	-4,350	1.100	-0,080	-1,610	-0,48451	0,524	0,000	1,530	0,520	-4,350
4,00	-4,880	1.100	-0,100	-1,570	-0,48451	0,524	0,000	1,530	0,520	-4,880

$$\sigma = C_{s1} - 0,14M \text{ untuk } M < 7,21$$

$$\sigma = C_{s2} \text{ untuk } M \geq 7,21$$

Tabel 3.6 Koefisien hasil regresi dari GMPE Sadig dkk (1997) untuk soil

Period	C_{ISS}	C_{IRES}	C_2	C_3	C_4	C_5	C_{6SS}	C_{6RS}	C_7	C_{SI}
M ≤ 6,5										
PGA	-2,170	1,920	1,0	1,7	2,1863	0,320	0,0000	0,0000	0,000	1,520
0,075	-2,170	1,920	1,0	1,7	2,1863	0,320	0,4572	0,4572	0,005	1,540
0,10	-2,170	1,920	1,0	1,7	2,1863	0,320	0,6395	0,6395	0,005	1,540

0,20	-2,170	1,920	1,0	1,7	2,1863	0,320	0,9187	0,9187	-0,004	1,565
0,30	-2,170	1,920	1,0	1,7	2,1863	0,320	0,9547	0,9547	-0,014	1,580
0,40	-2,170	1,920	1,0	1,7	2,1863	0,320	0,9251	0,9005	-0,024	1,595
0,50	-2,170	1,920	1,0	1,7	2,1863	0,320	0,8494	0,8285	-0,033	1,610
0,75	-2,170	1,920	1,0	1,7	2,1863	0,320	0,7010	0,6802	-0,051	1,635
1,00	-2,170	1,920	1,0	1,7	2,1863	0,320	0,5665	0,5075	-0,065	1,660
1,50	-2,170	1,920	1,0	1,7	2,1863	0,320	0,3235	0,2215	-0,090	1,690
2,00	-2,170	1,920	1,0	1,7	2,1863	0,320	0,1001	-0,0526	-0,108	1,710
3,00	-2,170	1,920	1,0	1,7	2,1863	0,320	0,2801	-0,4905	-0,139	1,710
4,00	-2,170	1,920	1,0	1,7	2,1863	0,320	0,6274	-0,8907	-0,160	1,710
M > 6,5										
PGA	-2,170	-1,920	1,0	1,7	0,3825	0,5882	0,0000	0,0000	0,000	1,520
0,075	-2,170	-1,920	1,0	1,7	0,3825	0,5882	0,4572	0,4572	0,005	1,540
0,10	-2,170	-1,920	1,0	1,7	0,3825	0,5882	0,6395	0,6395	0,005	1,540
0,20	-2,170	-1,920	1,0	1,7	0,3825	0,5882	0,9187	0,9187	-0,004	1,565
0,30	-2,170	-1,920	1,0	1,7	0,3825	0,5882	0,9547	0,9547	-0,014	1,580
0,40	-2,170	-1,920	1,0	1,7	0,3825	0,5882	0,9251	0,9005	-0,024	1,595
0,50	-2,170	-1,920	1,0	1,7	0,3825	0,5882	0,8494	0,8285	-0,033	1,610
0,75	-2,170	-1,920	1,0	1,7	0,3825	0,5882	0,7010	0,6802	-0,051	1,635
1,00	-2,170	-1,920	1,0	1,7	0,3825	0,5882	0,5665	0,5075	-0,065	1,660
1,50	-2,170	-1,920	1,0	1,7	0,3825	0,5882	0,3235	0,2215	-0,090	1,690
2,00	-2,170	-1,920	1,0	1,7	0,3825	0,5882	0,1001	-0,0526	-0,108	1,710
3,00	-2,170	-1,920	1,0	1,7	0,3825	0,5882	-0,2801	-0,4905	-0,139	1,710
4,00	-2,170	-1,920	1,0	1,7	0,3825	0,5882	-0,6274	-0,8907	-0,160	1,710

$$\sigma = C_{s1} - 0,16M$$

GMPE Idriss NGA (2007)

Model GMPE ini diperoleh dari empirical basis model yang dikembangkan untuk estimasi percepatan horisontal puncak rata-rata (PGA) dan nilai horisontal rata rata dari pseudo-absolut-spektra percepatan (PAA) untuk periode 0.02 sampai dengan 5 detik. Tujuan dari program *Next Generation Attenuation* (NGA) adalah untuk menurunkan model estimasi GMPE serupa dengan periode dari 0.01

sampai dengan 10 detik. Namun untuk saat ini yang diestimasi adalah PGA dan percepatan spectra dengan periode seperti yang disebut di atas

Ada 3551 rekaman gerakan kuat yang didapatkan dalam 173 gempa yang termasuk dalam PEER NGA Flatfile version 7.2. Untuk studi NGA digunakan gempa *shallow crustal* saja. Begitu juga dari data gempa *shallow crustal* ini, yang digunakan dalam studi hanya rekaman gempa *free field*.

Gempa yang digunakan dalam studi berada dalam jarak 200 km. Kejadian gempa berjumlah 120 dengan total rekaman gerakan kuat sebanyak 3253. Jumlah ini terdiri dari:

1. California dengan 72 gempa dengan 1233 rekaman
2. Taiwan Chi chi 10 mainshock 414 rekaman dan 5 aftershock 1383 rekaman.
3. Di lain tempat di AS (Alaska, Idaho, Nevada) lalu di Canada Georgia, Georgia, Yunani, Iran, Itali, Meksiko dan Turki dengan 78 gempa 233 rekaman.

Adapun koefisien GMPE Idriss (2007) untuk *fault* dapat dilihat pada Tabel 3.7.

Tabel 3.7 Keofisien GMPE Idriss (2007) untuk *fault*

Period	$M < 6$				$6 \leq M \leq 6,5$			
	α_1	α_2	β_1	β_2	α_1	α_2	β_1	β_2
0,000	2,5030	0,1337	2,8008	-0,1970	4,3387	-0,1754	3,2564	-0,2739
0,030	2,5030	0,1337	2,8008	-0,1970	4,3387	-0,1754	3,2564	-0,2739
0,040	2,9873	0,0290	2,7850	-0,2081	3,9748	-0,1244	3,0378	-0,2468
0,050	3,2201	0,0099	2,7802	-0,2092	3,9125	-0,0972	2,9689	-0,2381
0,060	3,2988	0,0187	2,7784	-0,2083	3,8984	-0,0613	2,9481	-0,2355
0,070	3,2935	0,0378	2,7777	-0,2072	3,8852	-0,0536	2,9448	-0,2352
0,075	3,2702	0,0489	2,7774	-0,2068	3,8613	-0,0462	2,9458	-0,2354
0,080	3,2381	0,0606	2,7773	-0,2065	3,8249	-0,0319	2,9477	-0,2358
0,090	3,1522	0,0845	2,7770	-0,2061	3,7774	-0,0181	2,9527	-0,2367
0,100	3,0467	0,1083	2,7767	-0,2060	3,7206	-0,0046	2,9578	-0,2376
0,110	2,9308	0,1316	2,7763	-0,2061	3,6562	-0,0086	2,9623	-0,2385
0,120	2,8093	0,1541	2,7759	-0,2063	3,5860	0,0215	2,9659	-0,2393
0,130	2,6859	0,1758	2,7754	-0,2066	3,5111	0,0341	2,9685	-0,2401

0,140	2,5579	0,1966	2,7748	-0,2070	3,4327	0,0464	2,9703	-0,2407
0,150	2,4301	0,2166	2,7741	-0,2074	3,3515	0,0586	2,9712	-0,2412
0,160	2,3026	0,2357	2,7733	-0,2079	3,2683	0,0704	2,9713	-0,2416
0,170	2,1785	0,2541	2,7724	-0,2083	3,1837	0,0821	2,9708	-0,2420
0,180	2,0543	0,2718	2,7714	-0,2088	3,0980	0,0934	2,9697	-0,2423
0,190	1,9324	0,2888	2,7704	-0,2092	3,0980	0,0935	2,9681	-0,2425

Model ini juga dikembangkan berdasarkan magnitudo momen dari 4,5 sampai dengan 8.0 dengan kondisi *site* (kecepatan geser tanah) V_{s30} dari 450 m/dt sampai dengan 900 m/dt.

Nilai Median untuk PGA dari hubungan GMPE NGA yang dikembangkan oleh Abrahamson and Silva (2006). Boore and Atkinson (2006), Campbell and Borzognia (2006), Cniou and Youngs (2006) dan Idriss (2006) memiliki perbedaan hasil yang terlalu jauh bila dibandingkan antara model yang satu ini dengan yang lain. Model GMPE yang dikembangkan oleh dkk. Ini merupakan model yang lebih sederhana jika dibandingkan dengan model GMPE NGA yang lain, seperti pada Persamaan 4.44a.

$$\ln PAA(g) = \alpha_1 + \alpha_2 M - (\beta_1 + \beta_2 M) \ln (R_{RUP} + 10) + \gamma R_{RUP} + \varphi F \quad (3.44a)$$

Dengan :

PAA = pseudo-absolut-spectra percepatan (g)

M = magnitudo momen

R_{RUP} = jarak rupture (km)

γ = faktor pendekatan jarak

φ = faktor mekanisme sumber

F = mekanisme sumber ($F= 0$ untuk *strike sleep faulting* dan $F = 1$ untuk *reverse faulting*)

$\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2$ = Parameter yang diperoleh dari proses rekresi yang dapat dilihat pada Tabel 3.7.

Standar error (SE) dari GMPE Idriss (2007), Persamaan 3.44b.

$$SE = \varepsilon - \frac{\varepsilon_{max}}{\varepsilon_{min}} 0,12M \quad (3.44b)$$

GMPE Kanno et. al (2004)

GMPE Kanno (2006) dikembangkan di Jepang dengan latar belakang gempa Hyogo-ken Nanbu Kobe. Mengikuti gempa tahun 1995 Hyogo-ken Nanbu Kobe maka pemerintah Jepang melakukan usaha untuk mencegah bencana akibat gempa dengan melakukan instalasi sejumlah besar jaringan stasiun observasi gerakan tanah kuat. Lebih jauh lagi, dalam bulan Maret 2005 peta *Seismic hazard* Jepang telah tersedia untuk publik di website internet yang diupload oleh *Headquarters for Earthquake Research Promotion*. Namun peta ini mengindikasikan bahwa yang tersedia hanya intensitas seismik lokal untuk Jepang secara empirik dari empirik dapat dikonversi dari kecepatan puncak yang diprediksi dari tanah terkonsolidasi. Untuk berbagai aplikasi maka diperlukan Indek gerakan tanah yang lain seperti respon spectra percepatan. Dalam studi ini database rekaman gerakan tanah kuat dari seluruh Jepang yang tersedia dari tahun 1963-2003 digunakan untuk identifikasi hubungan GMPE yang baru untuk Jepang dalam bentuk respon percepatan seperti nilai puncak. Biasanya sangat sulit untuk menentukan bentuk model yang cocok berkaitan dengan variabelitas yang besar dari data gerakan tanah kuat dan hubungan diantara variabel model karena *couple* kuat dari variabel dalam model GMPE dan data statistik acapkali tidak cukup besar untuk mendukung kebutuhan dari parameter ini. Karena itu dalam studi ini model yang dikembangkan adalah hanya untuk tiga variabel yaitu *magnitude* gempa, jarak terdekat ke bidang *fault seismic* kedalaman focal. Adapun koefisien GMPE Kanno (2006) untuk *fault* dapat dilihat pada Tabel 3.8.

Tabel 3.8 Koefisien GMPE Kanno (2006) untuk *fault*

Period	a_1	b_2	c_1	c_2	p	q	R
0,00	0,56	-0,0031	0,26	0,0055	0,37	-0,55	1,35
0,05	0,54	-0,0035	0,48	0,0061	0,37	-0,32	0,80
0,06	0,54	-0,0037	0,57	0,0065	0,38	-0,26	0,65
0,07	0,53	-0,0039	0,67	0,0066	0,38	-0,24	0,60
0,08	0,52	-0,0040	0,75	0,0069	0,39	-0,26	0,64

0,09	0,52	-0,0041	0,80	0,0071	0,40	-0,29	0,72
0,10	0,52	-0,0041	0,85	0,0073	0,40	-0,32	0,78
0,11	0,50	-0,0040	0,96	0,0061	0,40	-0,35	0,84
0,12	0,51	-0,0040	0,93	0,0062	0,40	-0,39	0,94
0,13	0,51	-0,0039	0,91	0,0062	0,40	-0,43	1,04
0,15	0,52	-0,0038	0,89	0,0060	0,41	-0,53	1,28
0,17	0,53	-0,0037	0,84	0,0056	0,41	-0,61	1,47
0,20	0,54	-0,0034	0,76	0,0053	0,40	-0,68	1,65
0,22	0,54	-0,0032	0,73	0,0048	0,40	-0,72	1,74
0,25	0,54	-0,0029	0,66	0,0044	0,40	-0,75	1,82
0,30	0,56	-0,0026	0,51	0,0039	0,39	-0,80	1,96
0,35	0,56	-0,0024	0,42	0,0036	0,40	-0,85	2,09
0,40	0,58	-0,0021	0,26	0,0033	0,40	-0,87	2,13
0,45	0,59	-0,0019	0,13	0,0030	0,41	-0,89	2,18
0,50	0,59	-0,0016	0,04	0,0022	0,41	-0,91	2,25
0,60	0,62	-0,0014	-0,22	0,0025	0,41	0,92	2,30
0,70	0,63	-0,0012	-0,37	0,0022	0,41	-0,96	2,41
0,80	0,65	-0,0011	-0,54	0,0020	0,41	-0,98	2,46
0,90	0,68	-0,0009	-0,80	0,0019	0,41	-0,97	2,44
1,00	0,71	-0,0009	-1,04	0,0021	0,41	-0,93	2,32
1,10	0,72	-0,0007	-1,19	0,0018	0,41	-0,92	2,30
1,20	0,73	-0,0006	-1,32	0,0014	0,41	-0,91	2,26
1,30	0,74	-0,0006	-1,44	0,0014	0,41	-0,88	2,20
1,50	0,77	-0,0005	-1,70	0,0017	0,40	-0,85	2,12
1,70	0,79	-0,0005	-1,89	0,0019	0,39	-0,83	2,06
2,00	0,80	-0,0004	-2,08	0,0020	0,39	-0,78	1,92
2,20	0,82	-0,0004	-2,24	0,0022	0,38	-0,76	1,88
2,50	0,84	-0,0003	-2,46	0,0023	0,38	-0,72	1,80
3,00	0,86	-0,0002	-2,72	0,0021	0,38	-0,68	1,70
3,50	0,90	-0,0003	-2,99	0,0032	0,37	-0,66	1,64
4,00	0,92	-0,0005	-3,21	0,0045	0,38	-0,62	1,54
4,50	0,94	-0,0007	-3,39	0,0064	0,38	-0,60	1,50
5,00	0,92	-0,0004	-3,35	0,0030	0,38	-0,59	1,46

Untuk memperbaiki prediksi yang dihasilkan oleh model, pada model diberikan suku koreksi site dan suku tambahan untuk koreksi penyimpangan intensitas

seismik berkaitan dengan model dasar yang ditentukan. Kesesuaian yang baik antara model dan rekaman gerakan tanah teramati, yang memperlihatkan bahwa model yang baru ini menjadi sangat tepat. Fungsi dari GMPE Kanno dkk (2006) dapat dilihat pada Persamaan 3.45a.

$$\log y = a_1 M + b_2 R_{RUP} - \log (R_{RUP} + c_1 + c_4 10^{0.5M}) + p \log V_{s30} + q \quad (3.45a)$$

Persamaan 3.45a memberikan hasil dalam satuan cm/dt^2 . Dalam bentuk logaritma bilangan alam dengan y dalam grafitasi (g) maka Persamaan 3.45b dapat ditulis dalam bentuk :

$$\ln y = \ln (10) \log y - \ln (100g) \quad (3.45b)$$

Dengan :

y = parameter gerakan tanah (g)

M = magnitude

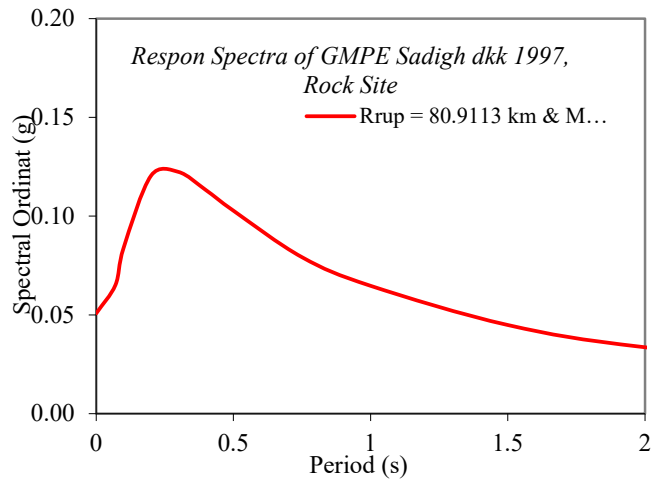
R_{RUP} = jarak terdekat ke satu bidang *rupture*

Koefisien hasil regresi $a_1, b_2, c_1, c_4, p,$ dan q dapat dilihat di dalam Tabel 3.8 di atas.

3.5.2 Respon Spektra Target

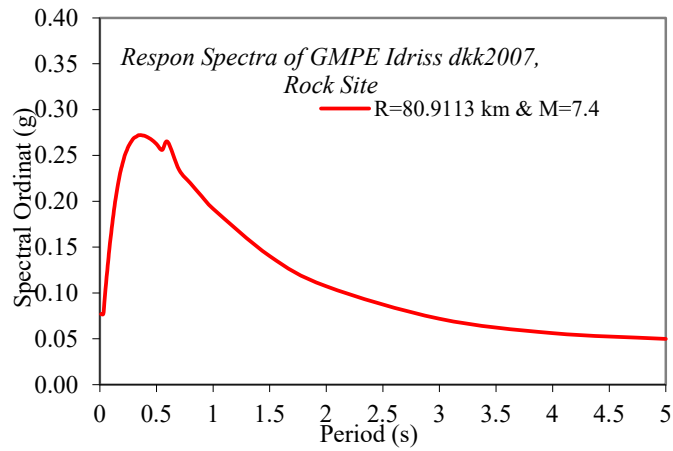
Respon spektra target pada penelitian ini akan dihitung berdasarkan tiga buah persamaan prediksi gerakan tanah (*Ground Motion Prediction Equation/GMPE*) yaitu Sadigh dkk (1997), Indriss (2007) dan Kanno dkk (2006). Ketiga GMPE ini menggunakan jarak *rupture* (R_{rup}) sebagai salah satu parameter untuk memperoleh percepatan gerakan tanah. Namun dari data yang tersedia yang ada hanya jarak episenter (R_{epi}) dan jarak hiposenter (R_{hipo}). Oleh karena itu sebagai pengganti jarak *rupture* (R_{rup}) akan digunakan jarak hiposenter (R_{hipo}) karena jarak *rupture* tidak mudah ditentukan time history aktual. Respon Spectra target adalah respon spectra yang dikembangkan sesuai dengan kondisi tanah dan kondisi seismik dari site yang akan ditinjau sebagai tempat studi.

Respon Spectra yang digunakan dalam penelitian ini berupa *Ground Motion Prediction Equation (GMPE) response spectrum*. Contoh bentuk respon spektra Sadigh dkk (1997) dapat dilihat di dalam Gambar 3.14.



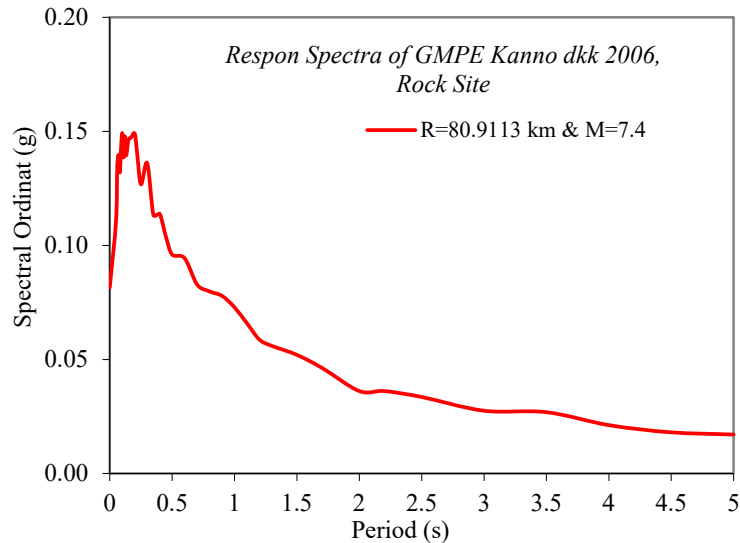
Gambar 3.14. Respon spectra GMPE Sadigh dkk (1997)

Contoh bentuk respon spektra GMPE Idriss (2007) dapat dilihat di dalam Gambar 3.15.



Gambar 3.15. Respon spectra GMPE Idriss. (2007)

Contoh bentuk respon spektra GMPE Kanno dkk (2006) dapat dilihat di dalam Gambar 3.16



Gambar 3.16 Respon Spectra GMPE Kanno dkk (2006)

3.5.3. Spectral Matching

Dalam Menghitung *Time History Artifisial*, dengan menggunakan procedure spectral matching ditambah dengan adanya data gempa hasil pengukuran yang disebut sebagai *time history actual* dan respon spectra target maka dapat dikembangkan *time history* baru yang disebut sebagai *time history* percepatan gempa artifisial. Dalam domain frekuensi proses perhitungan matching langsung memberikan sebuah *time history* yang merupakan hasil *spectral matching*.

Dasar pemikiran yang diterapkan berkaitan dengan *spectral matching* dalam domain frekuensi adalah bahwa gerakan tanah aktual dapat difilter dalam domain frekuensi menggunakan rasio spectra target dan spektra aktual. Analisis Fourier dapat diaplikasikan dalam melakukan *filtering*. Teknik ini diulangi secara iterasi sampai hasil yang diperoleh sesuai dengan apa yang ingin dicapai. Matching dalam domain frekuensi dilakukan dalam rentang perioda getar tertentu. Urutan penyelesaian dari metode ini disarikan dalam langkah-langkah, (a) memilih target spektra $\{S_a^{\text{target}}(T)\}$, (b) memilih *time history* yang hendak di matching (TH_{aktual}), (c) menghitung respon spektra $S_a^{\text{aktual}}(T)$ dengan redaman yang sama dengan target spectra, (d) menghitung rasio antara respon spektra *time history* aktual dan target spectra $\{SPR(T)\}$, (e) menghitung spektra fourier aktual $\{F_{\text{aktual}}(\omega)\}$ dari

time history $TH_{\text{aktual}}(t)$ menggunakan algoritma analisis fourier diskrit (*DFA*), (f) menggunakan domain frekuensi $SPR(\omega)$ dalam bentuk Persamaan 3.46 untuk melakukan filtering terhadap Fourier aktual dengan hasil filtering berupa Fourier filtered [$F_{\text{filtered}}(\omega)$] dalam bentuk Persamaan 3.47, (g) menghitung *time history* dengan karakteristik frekuensi pada langkah f menggunakan invers fourier untuk mendapatkan $TH(t)$ dari target spectra, (h) menghitung error rata-rata (diviasi respon spektra dari $TH(t)$ terhadap target spektra). Jika error terhitung pada langkah ini diterima dalam batas toleransi yang ditentukan, maka perhitungan telah selesai. Jika error tidak diterima, maka langkah (b) sampai dengan (h) diulangi sampai error dapat diterima.

$$SPR(T) = \frac{S_a^{\text{target}}(T)}{S_a^{\text{aktual}}(T)} \quad (3.46)$$

$$FILT(\omega) = \begin{cases} 1, & \omega < \omega_{\min} \\ SPR(\omega), & \omega_{\min} \leq \omega \leq \omega_{\max} \\ 1, & \omega > \omega_{\max} \end{cases} \quad (3.47)$$

$$F_{\text{filtered}}(\omega) = FILT(\omega)F_{43\text{ctual}}(\omega) \quad (3.48)$$

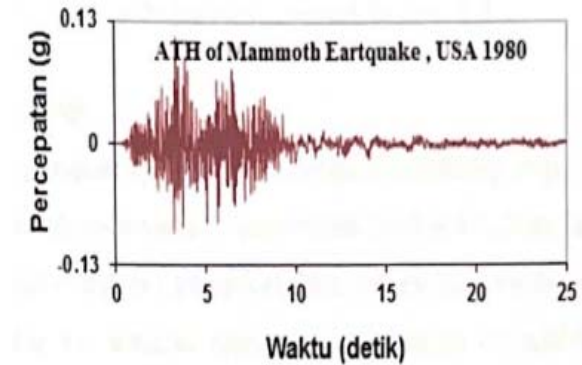
dengan T dan ω berturut-turut adalah periode spektra (periode gelombang) dan frekuensi siklik. Sedang ω_{\min} dan ω_{\max} adalah minimum dan maksimum frekuensi matching.

Dalam matching dengan domain frekuensi, estimasi kesalahan dapat dilakukan dengan Persamaan 3.49 Widodo, (2012)

$$|Error|_N \% = 100 \frac{\sqrt{\int_{T_A}^{T_B} (S_a^{\text{scaled}} - S_a^{\text{target}})^2 dT}}{\int_{T_A}^{T_B} S_a^{\text{target}} dT} \quad (3.49)$$

dengan $S_a^{\text{scaled}}(T)$ adalah respon spektra *time history* $TH_{\text{aktual}}(t)$ yang dihasilkan oleh *spectral matching* dalam domain frekuensi dan $S_a^{\text{target}}(T)$ target spektra.

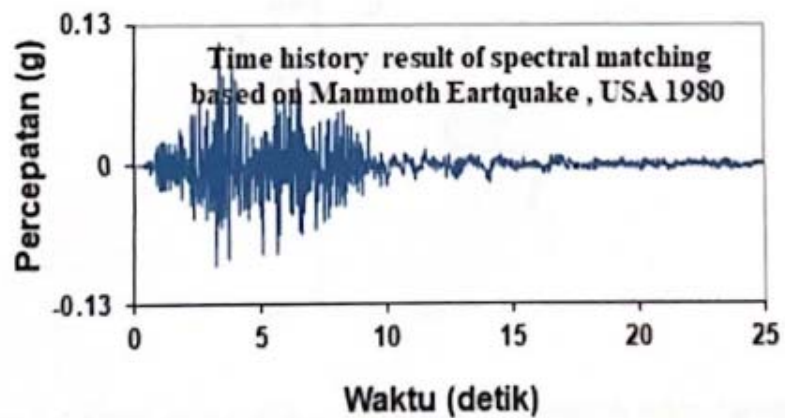
Dasar yang lain dalam menentukan *time history* percepatan tanah gempa artifisial adalah *time history* hasil pengukuran yang disebut juga sebagai *time history* aktual. Untuk kepentingan ini akan digunakan rekaman gempa “Mammoth Lakes-06, 5/27/1980, Bishop – Paradise Lodge, 70, USA. Bentuk dari *time history* ini dapat dilihat di dalam Gambar 3.17



Gambar 3.17 *Time history* Mammoth Lakes-06, 1980, Paradise Lodge, USA

3.5.4. Hasil *Matching*

Hasil matching respon spectra actual terhadap respon spectra target adalah respon spectra gabungan. *Time history* ini adalah *time history* hasil perhitungan di batuan dasar. *Time history* ini akan dirambatkan ke permukaan tanah menggunakan analisis respon lapisan yang programnya sudah dikembangkan dengan nama DEEPSOIL, Gambar 3.18



Gambar 3.18 *Time history* di batuan dasar hasil matching antara respon spectra

3.5.5. Perambatan Gelombang Gempa

Perambatan gelombang gempa, dari batuan dasar ke permukaan. Untuk merambatkan gelombang gempa dari batuan dasar ke permukaan tanah memerlukan data lapisan tanah hasil borlog pada *site*. Dalam perhitungan proses perambatan gelombang gempa dari batuan dasar ke permukaan tanah adalah kecepatan gelombang geser tanah (V_s) maka nilai N-SPT (N) dapat dikonversi menjadi kecepatan gelombang geser tanah (V_s) dengan fungsi yang merupakan hubungan antara V_s dan N .

Perhitungan kecepatan gelombang geser tanah (V_s) dilakukan dengan formula yang dikembangkan oleh Ohta dan Goto (2001) dan oleh Inai dan Tonouchi (2002). Formula yang dimaksud adalah Persamaan 3.50 dikembangkan oleh Ohta dan Goto dan Persamaan 3.51 dikembangkan oleh Inai dan Tonouchi.

$$V_s = 85.3 N^{0.341} \quad (3.50)$$

$$V_s = 96.9 N^{0.314} \quad (3.51)$$

Perambatan gelombang gempa dari batuan dasar ke permukaan tanah diselesaikan dengan teori analisis respon tanah satu dimensi. Analisis ini berkaitan dengan perambatan gelombang geser tanah (V_s) secara vertical dari batuan dasar ke permukaan tanah dengan system lapisan tanah satu dimensi. Teori ini telah digunakan untuk mengembangkan program computer yang diberi nama DEEPSOIL yang dapat digunakan untuk analisis respon site non linear untuk deposit tanah yang berlapis-lapis.

3.6. Analisis Hazard Gempa Probabilistik (PSHA)

Analisis seismik hazard probabilistic atau lebih dikenal sebagai PSHA (*Probabilistic Seismic Hazard Analysis*) merupakan metode perhitungan bahaya seismic yang menghitung berbagai macam faktor-faktor ketidakpastian ketidakpastian. Sehingga metode PSHA merupakan metode yang terlengkap karena

bukan saja menghitung magnitudo terbesar dan jarak terdekat saja tetapi semua kemungkinan berdasarkan parameter gempa bumi, seperti lokasi, frekuensi kejadian gempa, magnitudo, dan GMPE guncangan gempa dari sumber ke site yang akan mempengaruhi suatu tempat dipermukaan bumi.

Ketidakpastian Widodo (2018), meliputi ketidakpastian aleatory (*aleatory uncertainty*) dan ketidakpastian epistemic (*epistemic uncertainty*). Ketidakpastian epistemic disebabkan oleh ketidaklengkapan pengetahuan seperti pemilihan model yang tidak tepat, kesalahan statistika, kesalahan pengukuran, dan kesalahan dalam basis data. Pada PSHA maka ketidakpastian epistemic dapat diatasi dengan pengaplikasian *logic tree* model. Sedangkan ketidakpastian *aleatory* disebabkan oleh varian dari tanah, non-linearity tanah atau amplifikasi dilokasi, yang biasanya terdiri dari intra dan *inter-event* dan disajikan dengan standart deviasi.

PSHA dimulai dengan laju tahunan rata-rata terlampaui (λ) dari percepatan, *maginute* dan jarak. yang didefinisikan dalam bentuk Persamaan integral Kramer (1996), Persamaan 3.52 yaitu.

$$\lambda_X(x) = v \int_r \int_m P_X(x | m, r) f_M(m) f_R(r) dm dr \quad (3.52)$$

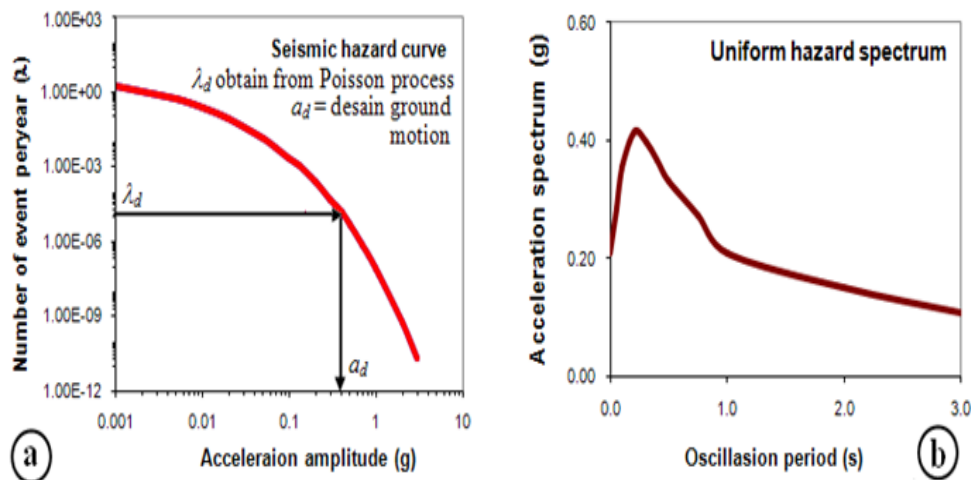
dengan:

- $\lambda_X(x)$ = laju tahunan rata-rata terlampaui dari satu nilai tertentu x olah parameter gerakan tanah X .
- $P_X(x|m,r)$ = fungsi kerapatan distribusi parameter gempa x berkaitan dengan magnitudo gempa M dan jarak site-sumber R .
- $f_M(m)$ = fungsi kerapatan distribusi magnitudo.
- $f_R(r)$ = fungsi kerapatan distribusi jarak site-sumber.
- v = laju rata-rata kejadian magnitudo batas bawah (*rate*) yang didefinisikan sebagai, Persamaan 3.53

$$v = e^{\alpha - \beta m_0} \quad (3.53)$$

dengan: α dan β adalah parameter sumber gempa dan m_0 = magnitudo batas bawah. Hubungan antara gerakan tanah dan periode spectra disebut sebagai UHS. Gambar 3.19.

Analisis seismik *hazard probabilistic* atau lebih dikenal sebagai PSHA (*Probabilistic Seismic Hazard Analysis*) merupakan metode perhitungan bahaya seismic yang menghitung berbagai macam faktor-faktor ketidakpastian ketidakpastian. Sehingga metode PSHA merupakan metode yang terlengkap karena bukan saja menghitung magnitudo terbesar dan jarak terdekat saja tetapi semua kemungkinan berdasarkan parameter gempabumi, seperti lokasi, frekuensi kejadian gempa, magnitudo, dan GMPE guncangan gempa dari sumber ke site yang akan mempengaruhi suatu tempat dipermukaan bumi. Pada Gambar 3.13 *Number of event per year* (λ) biasa disebut laju tahunan rata-rata atau *Annual rate of exceedance*.



Gambar 3. 13 (a) seismic hazard curve dan (b) UHS

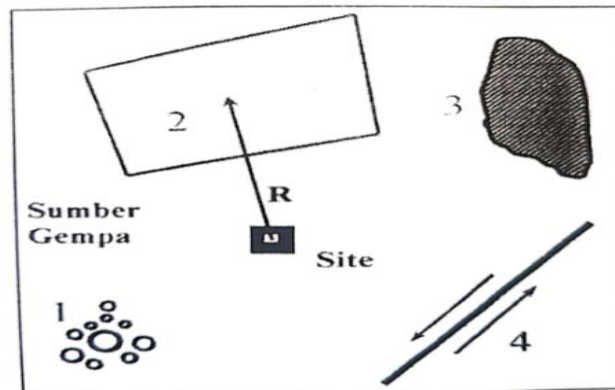
Ketidakpastian McGuire (2004) meliputi ketidakpastian *aleatory* (*aleatory uncertainty*) dan ketidakpastian *epistemic* (*epistemic uncertainty*). Ketidakpastian *aleatory* merupakan probabilitas ketidakpastian melekat dalam fenomena acak atau variabilitas melekat. Ketidakpastian *aleatory* ini meliputi lokasi gempa yang akan

datang, magnitude gempa, fault rupture, dan gerakan tanah pada site yang memberikan nilai median dari gerakan tanah. Sedangkan ketidakpastian *epistemic* Diakibatkan kurangnya pengetahuan terhadap parameter dan model, sehingga dapat dikurangi dengan menambahkan informasi kegempaan antaralain: distribusi parameter sumber gempa, geometri zona seismotektonik dan seismogenik, nilai median gerakan tanah dan batasan goncangan tanah. Makruf L.L (2009) menyatakan ketidakpastian *aleatory* lebih dikenal dengan variabilitas melekat, dan ketidakpastian *epistemic* dikenal ketidakpastian statik atau ketidakpastian profesional.

Berdasarkan Makruf L.L (2009), Tahapan *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA) dapat diurutkan sebagai berikut.

1. Peninjauan terhadap sismisitas local (*local seismicity*)

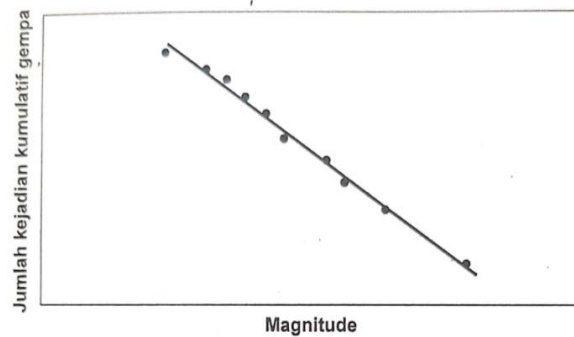
Penentuan sismisitas local dimaksudkan untuk memperoleh sumber gempa potensial yang sesuai dengan kondisi geologi dan sejarah (*history*) kegempaan dari suatu daerah, dapat dilihat Gambar 3.20.



Gambar 3.20. Contoh-contoh sumber gempa (Makruf L.L., 2009)

2. Historical gempa

Melakukan pencarian kemudian dilakukan plotting terhadap kejadian gempa sebelumnya terhadap catatan magnitude intensitas gempa, yang ditunjukkan pada gambar Gambar 3.21.

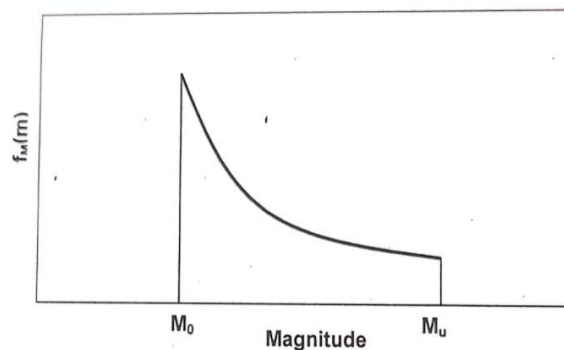


Gambar 3. 21 Plotting magnitudo terhadap jumlah kejadian kumulatif gempa (Makrup L.L., 2009)

3. Penurunan model probabilistik

Dari hasil plotting jumlah kejadian kumulatif gempa terhadap magnitudo, maka diturunkan model probabilistic untuk memprediksi kemungkinan tiap sumber dapat menimbulkan gempa dengan magnitudo tertentu pada periode kurun waktu tertentu dapat dilihat pada Persamaan 3.54 dan Gambar 3.22

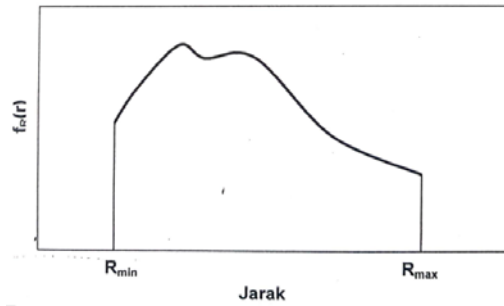
$$f_M(m) = \frac{\beta e^{-\beta(m-m_{min})}}{1 - e^{-\beta(m_{max}-m_{min})}}, m_{min} < m < m_{max} \quad (3.54)$$



Gambar 3. 22 Fungsi kerapatan distribusi terhadap magnitudo (Makrup L.L., 2009)

4. Perhitungan terhadap distribusi probabilitas jarak

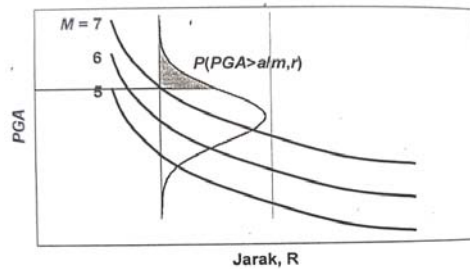
Dilakukan perhitungan probabilitas jarak, salah satunya dengan mengetahui jarak sumber gempa terhadap jarak *site* yang dipengaruhi oleh geometrinya, Gambar 3.23



Gambar 3. 23 Probabilitas Jarak Makrup (2009)

5. Memprediksi Parameter Seismik

Parameter seismic berupa percepatan tanah dan respon spectra menggunakan fungsi dari magnitude dan jarak dari *site* ke sumber sehingga menggambarkan kondisi geologi di bawah permukaan tanah yang dikenal dengan sebutan GMPE, Gambar 3.23.



Gambar 3. 24 Hubungan GMPE Jarak terhadap PGA
Sumber: Makrup (2009)

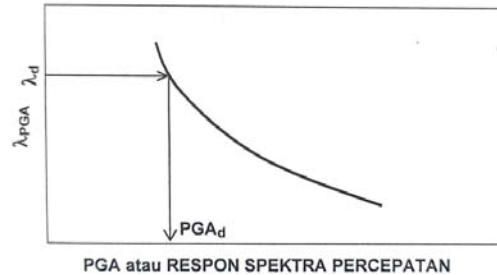
6. Integrasi Persamaan

Berdasarkan ketidakpastian pada tahapan 1 (satu) sampai dengan 5 (lima) maka dilakukan integrasi persamaan Cornell (1968), seperti pada Persamaan 3.55.

$$P_X(x) = \int_M \int_R P(X > x|m, r) f_M(m) f_R(r) dr dm \quad (3.55)$$

Integrasi dilakukan untuk memperoleh probabilitas dari parameter seismic yang akan terlampaui dimasa datang berdasarkan periode ulang yang ditentukan untuk setiap sumber gempa. Integrasi ini dilakukan dalam rentang probabilitas variable acak. Hasil yang diperoleh berupa kurva seismic hazard yaitu laju terlampaui nya parameter terhadap intensitas. *Seismic Hazard Curve* (SHC),

Gambar 3.25, diperoleh dari penjumlahan kontribusi setiap sumber gempa dari parameter yang dipilih sebagai desain.



Gambar 3. 14 Kurva *seismic hazard*
Sumber: Makrup L.L (2009)

Kurva *Seismic Hazard* dapat digunakan pada *time independent*, yaitu pemodelan yang biasa menggunakan distribusi Poisson. Pada pemodelan ini dapat diketahui amplitudo gerakan tanah pada periode waktu tertentu sesuai dengan probabilitas terlampauinya amplitudo seperti telah ditentukan sebelumnya.

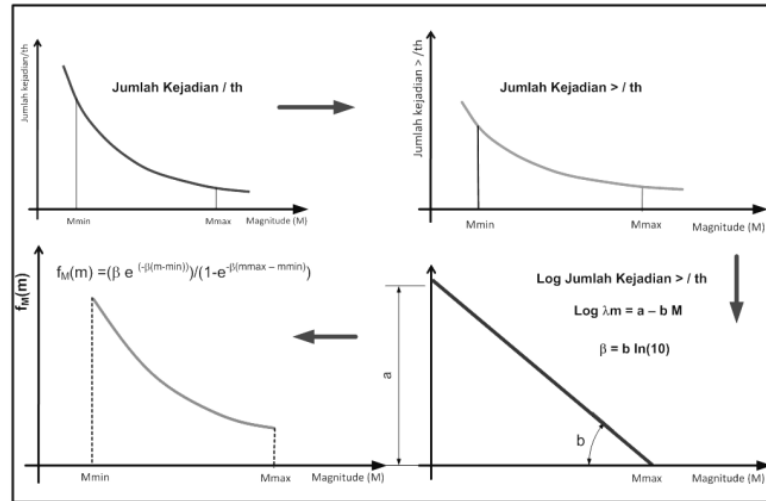
3.7. Distribusi Probabilitas *Magnitude*

Magnitude sebagai salah satu parameter perhitungan dalam analisis *seismic hazard* akan berbeda antara menggunakan metode probabilistik dan metode deterministic. Sebagai pengganti dari satu kontrol unik dipilih *magnitude* maksimum yang kredibel seperti yang telah ditetapkan dalam analisis deterministik, maka pada tekstur probabilistik, yang dimanfaatkan dalam analisis adalah hubungan berulang dari *magnitude* gempa Makrup (2009). Dalam perhitungan dimasukkan semua gempa yang pernah terjadi pada sebuah sumber gempa, dan diproyeksikan ke masa depan. Metode yang digunakan untuk *magnitude* (M) juga diterapkan untuk intensitas gempa Nicolaou A.S., (1998).

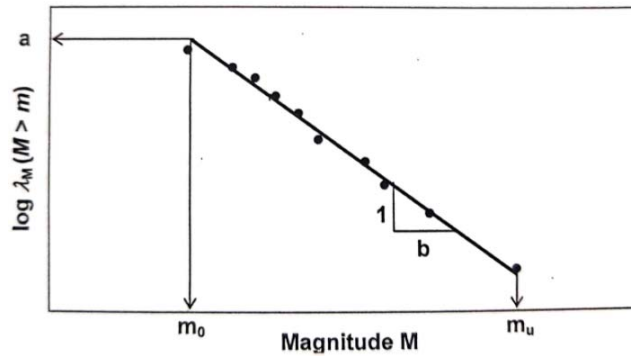
3.7.1 Model Gutenberg – Richter

Gutenberg-Richter (1944) memodelkan keberulangan (*recurrence model*) menggunakan model eksponensial yang diekspresikan dengan garis b, berdasarkan penelitian yang dilakukan terhadap kumpulan data di California bagian selatan.

Gutenberg-Richter mendefinisikan tentang laju tahunan rata-rata terlampaui (*the mean annual rate of exceedance*) λ_M , seperti ditunjukkan Gambar 3.26.



Gambar 3.26. Analisa probabilitas magnitudo Kramer, (1996)



Gambar 3. 27. Tipikal garis Gutenberg-Richter, (1944)

Nilai logaritma λ_M versus magnitudo M , yang diplotting dengan menghasilkan hubungan yang mendekati linier antara nilai a dan b , dikenal dengan hukum Gutenberg-Richter, seperti ditunjukkan pada Persamaan 3.56, Persamaan 3.57, dan Persamaan 3.58.

$$\beta = b \ln(10) \tag{3.56}$$

$$\log \lambda_M(m) = a - b m \tag{3.57}$$

$$\lambda_M = 10^{a - bm} = e^{\alpha - \beta m} \tag{3.58}$$

λ_M adalah laju tahunan rata-rata terlampaui yaitu jumlah kejadian gempa dengan magnitude $\geq m$ tertentu dalam 1 tahun (*event*/tahun). Sedangkan m adalah magnitude gempa. a dan b merupakan parameter regresi, yang merupakan *fitting* terbaik dari data yang 2,303 tersedia.

Persamaan 3.59 dan Persamaan 3.60 akan memberikan nilai α dan β dalam bentuk eksponensial.

$$\text{nilai } \alpha = a \ln 10 \approx 2,303 a \quad (3.59)$$

$$\text{nilai } \beta = b \ln 10 = 2,303 b \quad (3.60)$$

Arti fisik dari parameter a dan b adalah Makrup (2009) :

1. Parameter a berkaitan dengan komponen 10^a dalam persamaan 2, 25, 10^a tidak lain adalah representasi jumlah total gempa pertahun serta nilai ini akan menjadi nilai λ_M . Untuk $M=0$.
2. Parameter b adalah kemiringan garis, yang merepresentasikan kemungkinan relatif kejadian dari gempa yang berbeda. Dalam hal ini probabilitas gempa besar akan menjadi kecil bila nilai b bertambah atau akan diperoleh garis linier akan menjadi semakin datar.

Berbanding terbalik dengan laju tahunan rata-rata λ_M adalah periode ulang T_r dari gempa yang memiliki magnitude M yang lebih besar atau sama dengan m . Selama λ_M merepresentasikan jumlah kejadian dalam periode satu tahun maka T_r adalah periode waktu yang diperlukan oleh satu kejadian dari satu gempa dengan magnitude m atau yang lebih besar dari m Makrup (2009). Persamaan 3.61.

$$T_r = 1/\lambda_M \quad (\text{tahun/event}) \quad (3.61)$$

Dalam keseluruhan analisis *hazard* m_0 memiliki rentang nilai diantara 3 dan 5 EPRI (1986). Laju tahunan rata-rata terlampaui λ_M dapat ditulis kembali dalam bentuk yang didalamnya termasuk m_0 . Batas bawah pemotongan data magnitude (m_0) dapat dimasukkan pada Persamaan 3.62 untuk membuang magnitude kecil yang boleh diabaikan dalam analisis keteknikan, dengan $N e^{-\beta(m-m_0)}$ adalah jumlah total gempa pertahun lebih besar dari m_0 .

$$\lambda_M = e^{\alpha - \beta m} = e^{\alpha - \beta m_0} e^{-\alpha + \beta m_0} e^{\alpha - \beta m} = N e^{-\beta(m-m_0)} \quad (3.62)$$

Soong, T.T., (1981) menyatakan $F_M(m)$ adalah Fungsi distribusi kumulatif dari variabel acak M yang lebih kecil dari m yang memberikan indikasi bahwa semua magnitude yang lebih besar atau sama dengan m_0 diperhitungkan dalam analisis, Persamaan 3.63.

$$F_M(m) = P(M < m | M > m_0) = 1 - P(M > m | M > m_0) \quad (3.63)$$

Untuk $F_M = 0$ pada $M < m_0$ dan $F_M = 1$ untuk $M > \infty$ (nilai *magnitude* sangat besar). Untuk M pada rentang harga menengah, maka F_M dapat diturunkan dalam bentuk perbandingan antara jumlah kejadian yang lebih kecil dari m dengan keseluruhan jumlah total gempa pada Persamaan 3.64

$$\begin{aligned} F_M(m) &= \frac{\text{Jml Gempa dalam } M < m}{\text{Jml total gempa}} \\ &= \frac{\lambda_M(m_0) - \lambda_M(m)}{\lambda_M(m_0)} \end{aligned} \quad (3.64)$$

Substitusi persamaan 3.66 ke persamaan 3.67 akan menghasilkan Persamaan 3.65.

$$F_M(m) = \frac{e^{\alpha - \beta m_0} - e^{\alpha - \beta m}}{e^{\alpha - \beta m_0}} = 1 - e^{-\beta(m-m_0)} \quad (3.65)$$

Adapun Fungsi distribusi kumulatif (F_M) secara lengkap pada Persamaan 3.66.

$$F_M(m) = \begin{cases} 0, & m < m_0 \\ 1 - e^{-\beta(m-m_0)}, & m_0 \leq m < \infty \\ 1, & m = \infty \end{cases} \quad (3.66)$$

Kerapatan probabilitas $F_M(m)$ yang dikenal juga dengan sebutan distribusi eksponensial terpancung dibawah m_0 maka $F_M(m)$ dapat diturunkan secara sederhana dengan melakukan diferensial dalam arah m terhadap fungsi probabilitas kumulatif. Hasil perhitungan probabilitas kejadian dilakukan dengan nilai magnitude yang sangat besar (tak terbatas besarnya) sehingga merupakan nilai

magnitude yang tidak realistis. Untuk itu maka diperlukan batas atas magnitude m_u pada analisis. Magnitude m_u didefinisikan sebagai gempa terbesar yang terjadi sepanjang keberadaan sumber gempa, seperti ditunjukkan pada Persamaan 3.67, Makrup (2009).

$$F_M(m) = \frac{dF_M(m)}{dm} = \beta e^{-\beta(m-m_0)}, M \geq m_0 \quad (3.67)$$

Cornell dan Vanmarcke (1969), mengusulkan modifikasi terhadap kurva Gutenberg-Richter yang asli, agar dapat menghitung sesuai cara menghitung m_0 untuk perhitungan m_u . Magnitude maksimum dari sumber, dipilih batas bawah untuk nilai m_u dan nilai aktual m_u yang dipilih untuk PSHA ditentukan berdasarkan hasil investigasi geologi di daerah sumber gempa yang akan menyediakan informasi tentang *fault rupture* maksimum. Dari dasar informasi tersebut dapat ditentukan besarnya energi maksimum dan magnitude yang diinginkan. Metode lain untuk menentukan m_u adalah yang diusulkan oleh Nutili dan Herman (1978) termasuk didalamnya pengembangan kurva Gutenberg-Richter sampai dengan periode 1000 tahun, hal ini khusus berlaku untuk Amerika bagian tengah, nilai λ_M tersebut ditunjukkan pada Persamaan 3.68 Makrup (2009).

$$\begin{aligned} \lambda_M &= e^{\alpha-\beta m} - e^{\alpha-\beta m_u} = N \frac{e^{\alpha-\beta m} - e^{\alpha-\beta m_u}}{e^{\alpha-\beta m_0} - e^{\alpha-\beta m_u}} \\ &= N \frac{e^{-\beta(m-m_u)} - e^{-\beta(m_u-m_0)}}{1 - e^{-\beta(m_u-m_0)}} \end{aligned} \quad (3.68)$$

Jumlah total kejadian pertahun antara m_0 dan m_u adalah $N = e^{\alpha-\beta m_0} - e^{\alpha-\beta m_u}$. Fungsi distribusi kumulatif M menggambarkan probabilitas magnitude M yang lebih kecil dari satu nilai m , dengan nilai M harus berada dalam rentang antara m_0 dan m_u pada Persamaan 3.69.

$$F_M(m) = P(M < m | m_0 < M < m_u) = 1 - p(m < m | m_0 < m < m_u) \quad (3.69)$$

Dan dalam bentuk fungsi eksponensial, Persamaan 3.70 menjadi Makrup (2009).

$$F_M(m) = \frac{\lambda_M(m_0) - \lambda_M(m)}{\lambda_M(m_0) - \lambda_M(m_u)} = \frac{e^{\alpha-\beta m_0} - e^{\alpha-\beta m}}{e^{\alpha-\beta m_0} - e^{\alpha-\beta m_u}} \quad (3.70)$$

$$= \frac{1 - e^{-\beta(m-m_0)}}{1 - e^{-\beta(m_u-m_0)}}$$

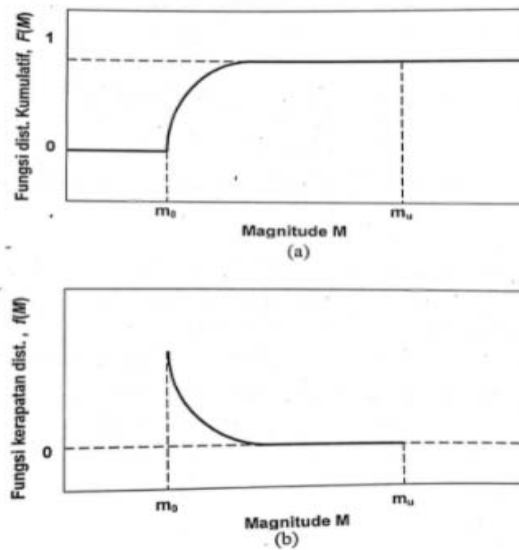
Fungsi distributif kumulatif yang lengkap dari $F_M(m)$, Persamaan 3.71.

$$F_M(m) = \begin{cases} 0 & , m < m_0 \\ \frac{1 - e^{-\beta(m-m_0)}}{1 - e^{-\beta(m_u-m_0)}} & , m_0 < m < m_u \\ 1 & , m > m_u \end{cases} \quad (3.71)$$

Fungsi kerapatan probabilitas, Persamaan 3.72.

$$f_M(m) = \frac{\beta e^{-\beta(m-m_0)}}{1 - e^{-\beta(m_u-m_0)}} \quad (3.72)$$

Adapun gambar fungsi persamaan 3.73 dan 3.74 ditunjukkan pada Gambar 3.28 (a) dan (b).



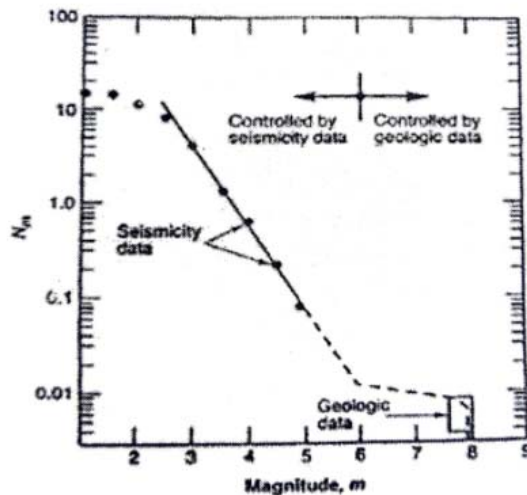
Gambar 3. 28 (a) fungsi distribusi kumulatif
(b) fungsi kerapatan distribusi Makrup (2009)

Integral $F_M(m)$ dalam batas keseluruhan magnitudo ditunjukkan Persamaan 3.73 Makrup (2009).

$$\int_{M_0}^{M_u} F_M(m) dm = \int_{M_0}^{M_u} \frac{\beta e^{-\beta(m-m_0)}}{1 - e^{-\beta(m_u-m_0)}} dm = F_M(m_u) - F_M(m_0) = 1 \quad (3.73)$$

3.7.2. Characteristic Recurrence Law

Hasil PSHA sangat ditentukan oleh faktor geologis dan patahan tunggal, untuk suatu lokasi tertentu, hal inilah yang menjadi pertimbangan dikembangkannya *Characteristic recurrence law*. Studi paleoseismik menyebutkan setiap lokasi patahan atau segmen patahan cenderung bergerak dengan jarak yang sama pada setiap gempa yang terjadi. Dengan demikian dapat dikatakan bahwa patahan tunggal tersebut secara berulang-ulang akan menghasilkan gempa dengan ukuran sebesar 1,5 kali magnitudo maksimum di dekat atau pada magnitudo maksimum tersebut. Gempa ini dinamakan dengan gempa karakteristik (*characteristic earthquake*). Bukti-bukti geologis menunjukkan bahwa gempa karakteristik ini lebih sering terjadi dibandingkan dengan gempa yang diperkirakan dari ekstrapolasi Gutenberg-Richter *recurrence law*, seperti ditunjukkan Gambar 3.29.



Gambar 3. 29 *Recurrence law* berdasarkan data seismik (*Gutenberg-Richter law*) dan data geologi (*characteristic law*) Kramer, S.L., (1996)

3.7.3. Penentuan Parameter a Berdasarkan *Slip Rate*

Parameter a , α dan rate (v) pada hukum Gutenberg-Richter dapat juga ditentukan berdasarkan *slip rate* gerakan *fault* Shah and Boen (1996).

Prosedur untuk menentukan nilai parameter a sebagai berikut.

1. Tentukan magnitude maksimum (M_{max}), dapat ditentukan dengan persamaan Well dan Coppersmith (1994), Persamaan 3.74, dengan L_f merupakan *rupture length*.

$$M_{max} = 5.08 + 1.16 \log L_f \quad (3.74)$$

2. Hitung periode ulang magnitude maksimum (T_{max}) dalam kaitannya dengan *slip rate*. Dapat menggunakan persamaan Well dan Coopersmith (1994), Persamaan 3.75.

$$T_{max} = \left(\frac{1000}{\text{slip rate}} \right) 10^{(-5.46+0.82M_{max})} \quad (3.75)$$

3. Perkirakan nilai parameter b atau β , setelah itu nilai parameter a atau α , dapat ditentukan menggunakan hukum Gutenberg-Richter, Persamaan 3.76 dan Persamaan 3.77

$$a = -bM_{max} - \log T_{max} \quad (3.76)$$

$$\alpha = -\beta M_{max} - \ln T_{max} \quad (3.77)$$

4. *Rate (recurrence rate)* kejadian gempa tertentu dihitung berdasarkan parameter a atau α dan b atau β yang sudah diketahui, Persamaan 3.78 dan Persamaan 3.79

$$v = 10^{a-bm_0} \quad (3.78)$$

$$v = \exp(\alpha - \beta m_0) \quad (3.79)$$

3.7.4 Magnitude Completeness

Magnitude completeness (Mc) adalah analisis terhadap data gempa untuk mengetahui apakah data gempa yang akan digunakan dalam analisis probabilistic telah lengkap dari aspek magnitude. Apabila magnitude data gempa belum lengkap maka diperlukan analisis *completeness* data, sehingga kelengkapan data magnitude

diperoleh. Dari hasil analisis kelengkapan diperoleh untuk menentukan nilai-b dan nilai-a. Menurut Irsyam dkk., (2010), ketidaklengkapan data gempa mengakibatkan parameter resiko gempa yang dihasilkan menjadi *overestimated* atau *underestimated*. M_c dapat diperkirakan melalui model Gutenberg – Richter (GR) dengan mengamati distribusi frekuensi magnitudo. Magnitudo terendah pada distribusi frekuensi magnitudo GR dapat diambil sebagai perkiraan M_c Zuniga, F.R., and Wyss, M., (1995). M_c juga dapat diperoleh dengan cukup akurat dari data observasi dengan mengasumsikan sebuah *power-law distribution* sehingga kehilangan data diujung katalog dapat dimodelkan Rohadi, S. Dkk., (2007).

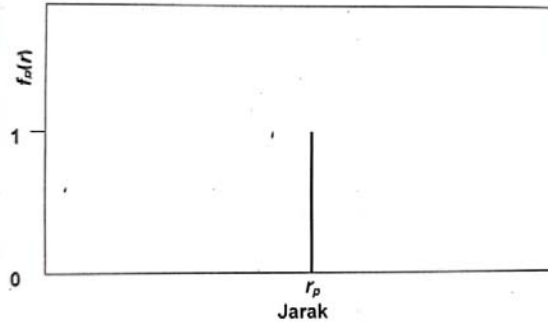
3.8. Distribusi Probabilitas Jarak

Hasil *generate* PSHA salah satunya didasarkan pada identifikasian sumber gempa potensial. Dalam bidang seismologi, sumber gempa dapat berasal dari (i) batas *plate* tektonik seperti zona subduksi dan *fault* dan (ii) dari suatu bidang yang telah tercatat adanya gempa, namun tidak ada disifatkan sebagai sumber gempa dengan formasi tektonik tertentu. Berdasarkan kedua kasus sumber gempa, geometri dari sumber harus didefinisi secara cermat, agar dalam menentukan jarak dari *site* ke sumber gempa, yang digunakan sebagai dasar perhitungan dapat ditentukan secara tepat. Dalam setiap perhitungan faktor bentuk, kedalaman dan *dip* dari sumber gempa harus diikutsertakan.

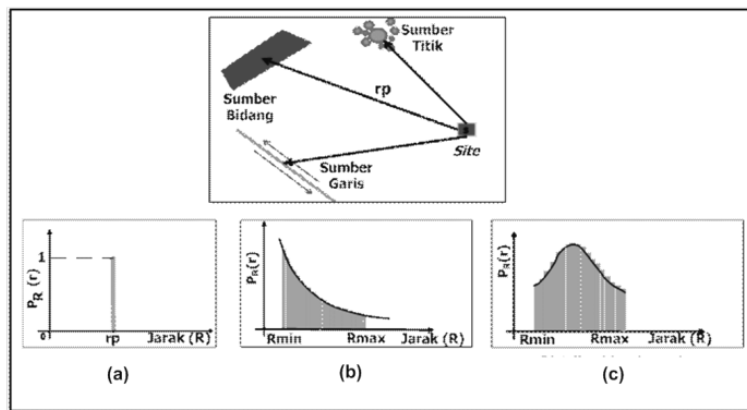
3.8.1. Sumber Titik (*Point Sources*)

Pada kasus-kasus tertentu digunakan sumber gempa titik, apabila (i) kejadian gempa pada suatu daerah dipandang terkonsentrasi dalam satu luasan yang sangat kecil sehingga dianggap sebagai titik, dan (ii) jika jarak dari *site* ke sumber gempa sangat jauh sehingga kontribusi keseluruhan *hazard* yang diterima di *site* menjadi minimal sebagaimana contoh pada Gambar 3.30.

Jarak dari *site* ke sumber gempa sifatnya deterministik dan dalam kaidah probabilistik dapat digambarkan dalam bentuk fungsi distribusi kumulatif F_R sebagaimana contoh pada Gambar 3.31.



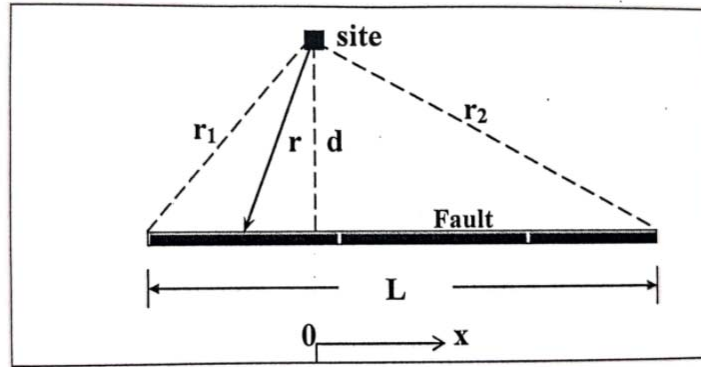
Gambar 3. 30. Probabilitas sumber gempa titik Makrup (2009)



Gambar 3.31. Distribusi jarak site ke sumber gempa dari berbagai model sumber gempa (a) sumber gempa titik (b) sumber gempa garis (c) sumber gempa bidang Widodo,(2015), modifikasi Makruf (2009)

3.8.2. Sumber Satu Dimensi (*Line Sources*)

Model dari sumber gempa satu dimensi dalam seismologi berbentuk trase *fault* di permukaan. Distribusi jarak pada sumber gempa berbentuk garis dan dapat dihitung secara analitik Nicolaou A.S., (1998). Pada Gambar 3.32 dapat dilihat bentuk umum konfigurasi *site* dan sumber. Variabel acak X mencerminkan lokasi episenter yang terletak sepanjang trase *fault* dengan anggapan bahwa *trase fault* berbentuk garis lurus dan panjang trase *fault* adalah L .



Gambar 3. 32 Konfigurasi site dan sumber gempa satu dimensi Makrup (2009)

Uniform distributions dengan fungsi kerapatan distribusi dari Nicolaou A. S., (1998), Persamaan 3.80 dan Persamaan 3.81.

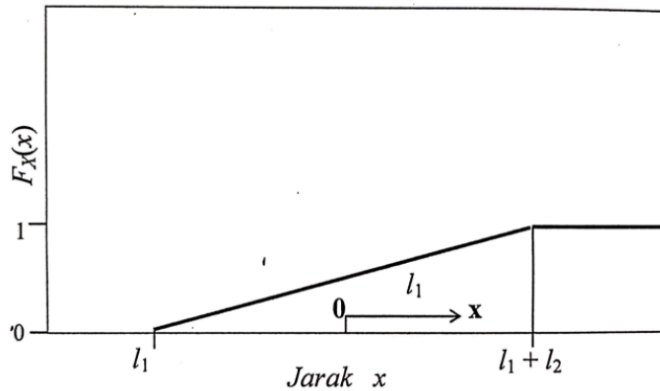
$$F_R = \begin{cases} 0, r < r_p \\ 1, r \geq r_p \end{cases} \quad (3.80)$$

$$f_x(x) = \begin{cases} \frac{1}{L}, -l_1 \leq x \leq l_1 + l_2 \\ 0, \text{sepanjang sumber} \end{cases} \quad (3.81)$$

dan fungsi distribusi kumulatifnya menjadi Persamaan 3.82.

$$F_x(x) = P(X > x) = \begin{cases} 0, x < l_1 \\ \frac{x}{L} + c, -l_1 \leq x \leq l_1 + l_2 \\ 1, x > l_1 + l_2 \end{cases} \quad (3.82)$$

dengan $c = \frac{1}{2+l_1/l_2}$, Probabilitas $F_x(x)$ ditunjukkan pada Gambar 3.33.



Gambar 3. 33. Probabilitas $F_x(x)$ Makrup L.L., (2009)

Variabel acak dalam kaitannya dengan jarak sumber ke *site* dapat bernilai diantara r_1 dan r_2 dengan $r_1 = \sqrt{l_1^2 + d}$ dan $r_2 = \sqrt{(l_1 + l_2)^2 + d^2}$ dan d adalah jarak terdekat titik *site* ke sumber gempa, seperti terlihat pada Gambar 3.32. Ada dua rentang nilai yang dapat dijumpai yaitu nilai x positif dalam rentang $0 < x < l_1$ dan x negatif dalam rentang $-l_1 < x < 0$ dan nilai x yang lain dapat dilihat diantara r_1 dan r_2 dengan rentang $l_1 < x < l_1 + l_2$.

Hubungan fungsi $g(x)$ diantara x dan d pada Persamaan 3.83 (Nicolaou A. S., 1998).

$$r = g(x) = \sqrt{x^2 + d^2} \quad (3.83)$$

dan invers dari $g(x)$ dalam fungsi r pada Persamaan 3.84.

$$x = g^{-1}(x) = \sqrt{r^2 - d^2} \quad (3.84)$$

Distribusi R dapat diturunkan dari distribusi X Soong, T.T., (1981) jika domain jarak berupa dua yaitu yang pertama akar-akar dari $g^{-1}(x)$ ada dua dan yang lain adalah akar dari $g^{-1}(x)$ hanya ada satu, Nicolaou A. S., (1998), Persamaan 3.85 atau Persamaan 3.86

$$f_R(r) = \begin{cases} \sum_{j=1}^2 f_x(g^{-1}(x)) \left| \frac{dg_j^{-1}(r)}{dr} \right|, & d \leq r \leq r_1 \\ f_x(g^{-1}(x)) \left| \frac{dg_j^{-1}(r)}{dr} \right|, & r_1 \leq r \leq r_2 \\ 0, & \text{dimana saja} \end{cases} \quad (3.85)$$

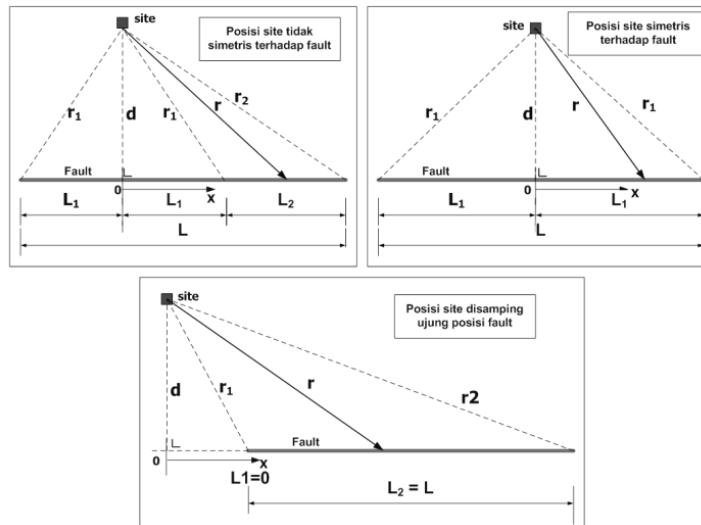
Atau

$$f_R(r) = \begin{cases} \frac{1}{L} \frac{r}{\sqrt{r^2 - d^2}} + \frac{1}{L} \frac{r}{\sqrt{r^2 - d^2}} = \frac{2}{L} \frac{r}{\sqrt{r^2 - d^2}}, & d \leq r \leq r_1 \\ \frac{1}{L} \frac{r}{\sqrt{r^2 - d^2}}, & r_1 \leq r \leq r_2 \\ 0, & \text{dimana saja} \end{cases} \quad (3.86)$$

Bentuk distribusi kumulatif dari $f_R(r)$ menjadi Persamaan 3.87 (Nicolaou A. S., 1998).

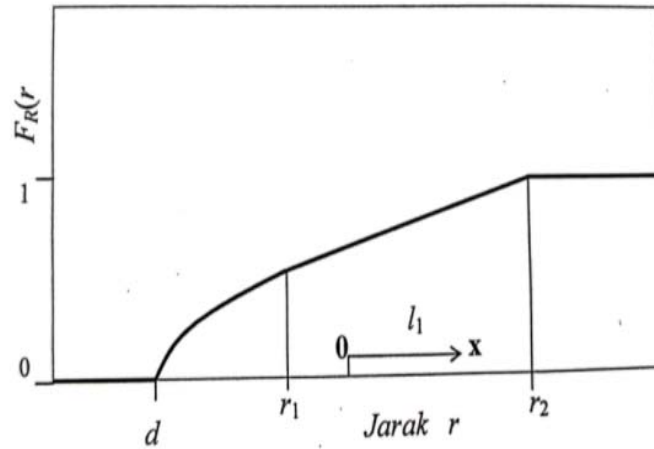
$$f_R(r) = P(R < r) = \begin{cases} 0, & r < d \\ \int_d^r f_R(p) dp, & d \leq r \leq r_2 \\ 1, & r > r_2 \end{cases} \quad (3.87)$$

Untuk $d \leq r \leq r_1$, Gambar 3.34.



Gambar 3. 34. Kemungkinan bentuk konfigurasi antara site dan sumber gempa
 (a) Posisi site disamping ujung garis fault, (b) posisi site simetris garis fault,
 (c) posisi site tidak simetris terhadap garis *fault*, Widodo, (2015),
 modifikasi Nicolaou A. S., (1998).

Probabilitas $F_R(r)$ persamaan, di tunjukkan pada Gambar 3.35.



Gambar 3. 35 Probabilitas $F_R(r)$, Makrup L.L., (2009).

Probabilitas $F_R(r)$ Persamaan 3.88 dan 3.88a. pada batasan antara d hingga jarak r .

$$F_R(r) = \int_d^r f_R(p) dp = \frac{2}{L} \int_d^r \frac{p}{\sqrt{p^2 - d^2}} dp = \frac{2}{L} \sqrt{p^2 - d^2} \Big|_d^r \quad (3.88)$$

$$F_R(r) = \frac{2}{L} \frac{r}{\sqrt{r^2 - d^2}} \quad (3.88a)$$

Untuk $r_1 \leq r \leq r_2$, Persamaan 3.89:

$$\begin{aligned} F_R(r) &= \int_d^{r_1} f_R(p) dp + \int_{r_1}^r f_R(p) dp = \frac{2l_1}{L} + \frac{2}{L} \sqrt{p^2 - d^2} \Big|_{r_1}^r \\ &= \frac{2l_1 + \sqrt{p^2 - d^2} - l_1}{L} \\ F_R(r) &= \frac{l_1 + \sqrt{p^2 - d^2}}{L} \quad (3.89) \end{aligned}$$

Fungsi probabilitas kumulatif dapat ditulis secara umum sebagai berikut Nicolaou A. S., (1998), Persamaan 3.90.

$$F_R(r) = \begin{cases} 0, r < d \\ (2\sqrt{p^2 - d^2})/L, d \leq r \leq r_1 \\ (l_1 + \sqrt{p^2 - d^2})/L, r_1 \leq r \leq r_2 \\ 1, r > r_2 \end{cases} \quad (3.90)$$

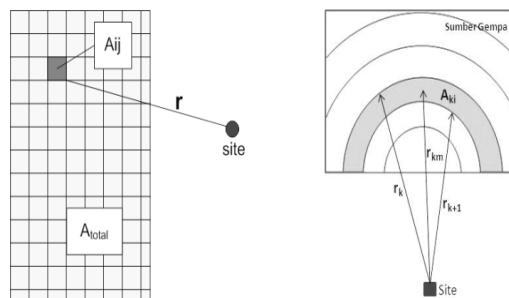
Untuk jarak *site* ke sumber $R = A$ km dan $R = B$ km maka probabilitas kumulatifnya menjadi Persamaan 3.91.

$$P(A < R < B) = F_R(B) - F_R(A) \quad (3.91)$$

Persamaan 3.92 dan 3.93 merupakan persamaan yang dapat mencakup semua kemungkinan konfigurasi *site* dan sumber gempa. Pada kasus simetrik Gambar 3.33 (b), dalam perhitungan dapat diambil hanya bagian $d \leq r \leq r_1$, begitu juga dengan kasus Gambar 3.33 (c), yang dihitung adalah $r_1 \leq r \leq r_2$.

3.8.3. Sumber Dua Dimensi (*Area Sources*)

Pemodelan sumber dua dimensi dimanfaatkan pada daerah yang ada catatan kejadian gempa, tetapi tidak dapat dikorelasikan terhadap *fault* tertentu. Asumsi yang diterapkan pada model ini Makrup L.L., (2009) adalah, (i) pada suatu area sumber, dan (ii) gempa diperlukan sebagai sumber gempa titik yang terisolasi (tertutup) dan tak ada panjang *repture* yang dilibatkan dalam perhitungan. Solusi analitik untuk distribusi jarak dari *site* ke sumber gempa (R), sulit untuk didapatkan, bahkan untuk bentuk sumber area yang relatif sederhana sekalipun. Untuk nilai diskrit jarak, probabilitas P_R dari jarak R yang berada dalam rentang nilai r_k dan r_{k+1} dalam sumber ke I pada Gambar 3.36, Nicolaou A. S., (1998).



Gambar 3. 36. Model sumber gempa dua dimensi berupa bidang, Widodo, (2015) modifikasi Makruf, L.L., (2009)

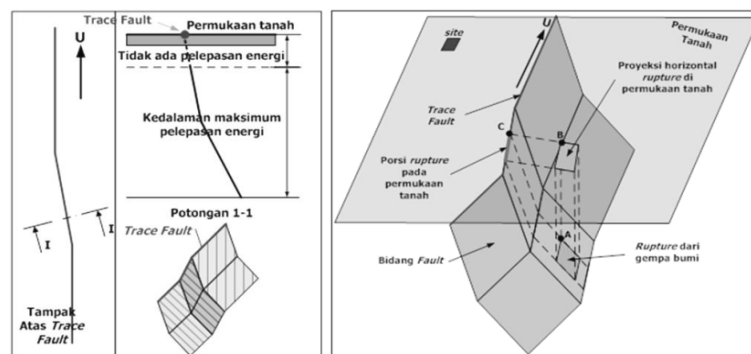
Adapun P_R dari jarak R , dapat dilihat pada Persamaan 3.92.

$$P(r_k \leq R \leq r_{k+1}) = P\left(R = \frac{r_k + r_{k+1}}{2} = r_k^m\right) = \frac{A_{ki}}{A_i} \quad (3.92)$$

dengan A_i adalah luas total sumber gempa ke I , dan A_{ki} adalah luas sub-area yang terletak di dalam area sumber yang digambar berada di antara dua lingkaran dengan pusat kedua lingkaran berimpit dengan titik *site* serta dengan jari-jari r_k dan r_{k+1} .

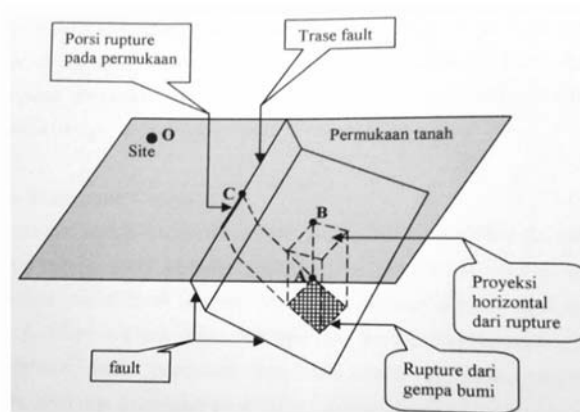
3.8.4. Sumber Tiga Dimensi (3D)

Menurut McGuire, R.K., EZ-FRISK, (2005), sumber gempa tiga dimensi (3D) bukan merupakan sumber gempa volumetrik, tetapi sumber gempa tiga dimensi (3D) adalah sumber gempa bergeometri *fault* dalam gambaran (*representation*) tiga dimensi. *Fault* dicirikan (*characterized*) dalam bentuk trase *fault* pada permukaan dan potongan vertikal pada trase *fault* yang bersangkutan. Trase *fault* pada permukaan digambarkan dengan garis lurus yang menghubungkan titik-titik *fault*. Potongan vertikal dicirikan dengan dua sudut *dip* dan tiga kedalaman pada arah *vertical*. Kedalaman-kedalaman ini menentukan kedalaman minimum pelepasan energi dari *rupture*, kedalaman pada titik perubahan sudut *dip* dan kedalaman yang memberikan pelepasan energi maksimum. Dalam penggambaran geometri *fault*, potongan melintang *fault* tidak diperbolehkan bervariasi dalam arah memanjang *fault*. Gambaran tentang bentuk tiga dimensi dari geometri *fault* dapat dilihat pada Gambar 3.37 Makrup (2009).



Gambar 3. 37. Fault dengan geometri tiga dimensi Widodo, (2015)., modifikasi gambar EZ-FRISK,(2011).

Definisi jarak yang berhubungan dengan penjelasan sumber gempa dari sumber ke *site* pada Gambar 3.38.



Gambar 3.38. Definisi jarak pada fault rupture modifikasi gambar McGuire, R.K., EZ-FRISK, (2005).

Dijelaskan bahwa jarak terdekat ke *fault rupture* $R_0 = OA$, jarak terdekat ke proyeksi *rupture* $R_1 = OB$, dan jarak terdekat ke porsi *rupture* pada *fault* $R_2 = OC$. Distribusi jarak ditentukan oleh dimensi dari pada sumber yang dalam hal ini adalah dimensi dari *rupture* dan jarak. Jika ukuran *rupture* (robekan) dilibatkan dalam perhitungan jarak, maka distribusi jarak bergantung pada magnitudo.

3.9. Distribusi Probabilitas Parameter Seismik Terlampaui

Distribusi probabilitas parameter seismik terlampaui a yang ditulis dalam notasi probabilitas $P(A > a|m, r)$ adalah probabilitas dari gempa dengan magnitudo m pada jarak r yang akan menghasilkan gerakan tanah dengan amplitudo A pada lokasi terjadinya gempa yang lebih besar dari a [$\ln A = \ln(PHA)$] Makrup L.L., (2009).

3.9.1. Distribusi Log-Normal

Fungsi distribusi probabilitas parameter seismik terlampaui a didekati dengan fungsi distribusi log-normal. Bentuk fungsi kerapatan distribusi dan

probabilitas kumulatif dari sebaran log-normal berturut-turut seperti pada Persamaan 3.93 dan Persamaan 3.94. Makrup L.L., 200(9).

$$f(y) = \frac{1}{y\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln y - \mu_y)^2}{2\sigma_y^2}} \quad (\text{fungsi kerapatan distribusi}) \quad (3.93)$$

$$P(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^y \frac{1}{y} e^{-\frac{(\ln y - \mu_y)^2}{2\sigma_y^2}} dy \quad (\text{probabilitas kumulatif}) \quad (3.94)$$

Data parameter seismik terlampaui ($y = a$), sehingga logaritma alam data parameter seismik terlampaui $\ln y = \ln a$, dengan nilai rata-rata (*mean*) dari data $\ln y$ (μ_y), dan deviasi standar dari data $\ln y$ (σ_y).

Persamaan 3.95 merupakan pendekatan dari fungsi distribusi parameter seismik terlampaui dengan nilai μ_y dianggap sama dengan nilai persamaan gerakan tanah $\ln(PHA)$ sedangkan nilai σ_y didekati dengan standar deviasi dari persamaan gerakan tanah $\sigma_{\ln(PHA)}$ Makrup L.L., (2009).

3.9.2. Distribusi Normal Standar

Fungsi distribusi normal standar dapat diturunkan dari persamaan 3.94 Makrup L.L., (2009). Diambil nilai variabel normal standar (z) Persamaan 3.95

$$z = \frac{\ln y - \mu_y}{\sigma_y} \quad (3.95)$$

Bentuk diferensial variabel y terhadap z pada Persamaan 3.95 dapat dilihat pada Persamaan 3.96.

$$dy = y\sigma_y dz \quad (3.96)$$

Bila Persamaan 3.95 dan Persamaan 3.96 dimasukkan ke persamaan 3.94 akan diperoleh fungsi probabilitas kumulatif distribusi normal standar pada Persamaan 3.97.

$$P(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-z^2/2} dz \quad (3.97)$$

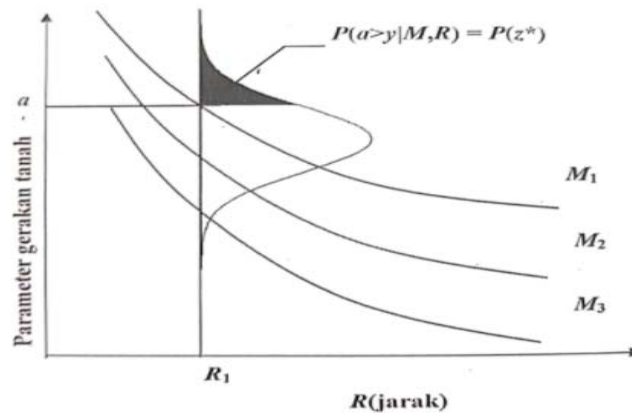
Persamaan 3.97 dalam kaitannya dengan parameter a dan PHA (*Peak Horizontal Acceleration*) menjadi Persamaan 3.98.

$$z^* = \frac{\ln a - \ln(PHA)}{\sigma_{\ln(PHA)}} \quad (3.98)$$

3.9.3. Probabilitas Parameter Seismik Terlampaui

Probabilitas terlampaui parameter a oleh PHA tertentu sama dengan probabilitas variabel normal standar (z^*). Besarnya probabilitas z^* dapat dihitung dengan menggunakan fungsi probabilitas distribusi normal standar Makrup L.L., (2009), Persamaan 3.99 dan besaran probabilitas z^* dapat dilihat pada Gambar 3.39

$$p(z^*) = 1 - \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{z^*} e^{-z^2/2} dz \quad (3.99)$$



Gambar 3. 39. Probabilitas y melampaui a pada M dan R tertentu

atau dengan Persamaan 3.100. Abramowitz dan Stegun Kite, (1988).

$$p(z^*) = 1 - \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-z^2/2} \left[\frac{0.43168}{(1 + 0.33267z)} - \frac{0.12017}{(1 + 0.33267z)^2} + \frac{0.93730}{(1 + 0.33267z)^3} \right] \quad (3.100)$$

dan McGuire, 1976 pada Persamaan 3.101.

$$p(z^*) = 1 - \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-z^2/2} [((c_1 w - c_2) + c_3)w - c_4]w + c_5]w \quad (3.101)$$

dengan $w = 1 + c_0 z$ $c_0 = 0.2316419$ $c_3 = 11.781478$
 $c_1 = 1.330274$ $c_4 = 0.3565638$ $c_2 = 1.821256$ $c_5 = 0.3193815$

Sedang probabilitas parameter seismik terlampaui pada Persamaan 3.102. (Makrup L.L., 2009).

$$P(PHA > a) = p(z^*) \quad (3.102)$$

3.10. Gerakan Tanah Desain

Gerakan tanah desain adalah parameter gerakan tanah yang diperlukan untuk dapat menentukan gerakan desain (*design motion*) yang dapat digunakan untuk kepentingan perancangan struktur diatas permukaan tanah Makrup L.L., (2009). Langkah-langkah yang disampaikan sebelumnya menjelaskan bagaimana menghitung:

1. Perkiraan nilai parameter gempa yang disebabkan oleh magnitudo tertentu dan jarak dari *site* ke sumber tertentu (hubungan GMPE).
2. Probabilitas magnitudo tertentu akan terlampaui selama periode studi (fungsi distribusi probabilitas magnitudo).
3. Probabilitas jarak tertentu akan terlampaui untuk satu geometri sumber gempa tertentu (fungsi distribusi probabilitas jarak).

Untuk mendapatkan parameter gerakan tanah desain (*design ground motion parameter*) diperlukan langkah Makrup L.L., (2009) (i) menurunkan kurva seismic hazard, (ii) aplikasi model Poisson, (iii) analisis percepatan tanah puncak, dan (iv) spectra hazard seragam.

3.10.1. Menurunkan Kurva *Seismic Hazard*

Kombinasi dari semua informasi diatas digunakan untuk mendapatkan:

1. Probabilitas nilai parameter seismik X yang akan terlampaui pada waktu studi dikombinasi dengan semua kemungkinan magnitudo dan jarak.
2. Laju rata-rata terlampaui $\lambda_x(x)$ (jumlah kejadian per tahun) dari parameter gempa (*seismic hazard curve*).

Dengan menggunakan konsep probabilitas total, kemungkinan parameter X melampaui satu nilai x tertentu, diberikan dalam bentuk integrasi dalam keseluruhan rentang magnitudo dan jarak untuk rentang waktu yang ditinjau sebagaimana Persamaan 3.103.

$$P_x(x) = \int_M \int_R P(X > x|m, r) f_M(m) f_R(r) dr dm \quad (3.103)$$

Variabel acak X yang menggambarkan parameter seismik yang ditentukan dalam PSHA berupa A sebagai percepatan tanah puncak (PGA), SA respon spektra percepatan (RSA), SV respon spektra kecepatan (RSV), dan SD respon spektra perpindahan (RSD).

Dengan menggunakan persamaan 3.105 laju rata-rata tahunan terlampaui $\lambda_x(x)$ untuk parameter X dapat dengan mudah ditentukan dengan Persamaan 3.104.

$$\lambda_x(x) = NP(X > x) \quad (3.104)$$

dengan N adalah jumlah total kejadian per tahun yang ditentukan dari sumber, yang dapat diturunkan dengan menggunakan persamaan (3.53 dan (3.57 dengan memasukkan nilai $M = m_0$ (N akan sama dengan λ_{m_0}).

Dalam kasus lebih dari satu gempa potensial, maka prosedur harus diulangi satu per satu untuk semua sumber. Fungsi probabilitas untuk tiap sumber ke i harus dipisahkan dalam menentukan parameter *hazard*. Laju rata-rata kejadian $\lambda_x(x)$ berikutnya ditentukan dengan menjumlahkan kontribusi dari semua sumber gempa Makrup L.L., (2009) sebagaimana Persamaan 3.105.

$$\lambda_x(x) = \sum_i \lambda_x^i(x) = \sum_i N_i \int_M \int_R P_i(X > x|m, r) F_M^i(m) F_R^i(r) dr dm \quad (3.105)$$

dengan $i = 1, 2, 3, \dots, k$ dan k adalah jumlah sumber gempa potensial. Persamaan 3.106 dan Persamaan 3.107 digunakan untuk sumber gempa dua dimensi. Untuk sumber gempa dengan geometri *fault* yang direpresentasikan dalam bentuk tiga dimensi seperti ditunjukkan pada Gambar 3.37 dan Gambar 3.38, maka digunakan bentuk modifikasi Persamaan 3.104 sebagaimana persamaan 3.106 berikut ini McGuire, EZ-FRISK, (2005).

$$P_x(x) = \int_m f_M(m) \int_l f_{LR}(l) \int_r P(X > x|m, r) f_{R|MLR}(r, m, l) dr dl dm \quad (3.106)$$

3.10.2. Aplikasi Model Poisson

Model Poisson adalah model yang populer digunakan untuk memprediksi perilaku statistik dalam kaitannya terhadap waktu atau berbagai desain parameter tanah. Dengan menggunakan laju tahunan kejadian (λ_x) dan model Poisson dapat diperoleh probabilitas yang memiliki n jumlah kejadian melampaui nilai x tertentu dalam periode waktu tertentu sebagaimana dalam Persamaan 3.107

$$P(N = n) = \frac{(\lambda_x t)^n e^{-\lambda_x t}}{n!} \quad (3.107)$$

dengan t adalah periode waktu, λ_x adalah laju tahunan kejadian parameter seismik X dan n adalah jumlah kejadian.

Dalam analisis *seismic hazard*, probabilitas yang biasanya perlu dihitung adalah probabilitas yang memiliki paling sedikit satu gempa melampaui satu nilai tertentu yang diberikan dalam sejumlah waktu sebagaimana Persamaan 3.107 Probabilitas yang memiliki paling sedikit satu kejadian sesungguhnya berlawanan dengan tak ada kejadian yang dimiliki untuk semua Makrup L.L., (2009), Persamaan 3.108.

$$P(N \geq 1) = P(N = 1) + P(N = 2) + \dots + P(N = \infty) = 1 - P(N = 0) \quad (3.108)$$

Memberikan nilai $n=0$ dalam persamaan 3.109 kemudian hasilnya disubstitusikan ke Persamaan 3.110 akan diperoleh Persamaan 3.111

$$P(N \geq 1) = 1 - \frac{(\lambda_x t)^0 e^{-\lambda_x t}}{0!} = 1 - e^{-\lambda_x t} \quad (3.109)$$

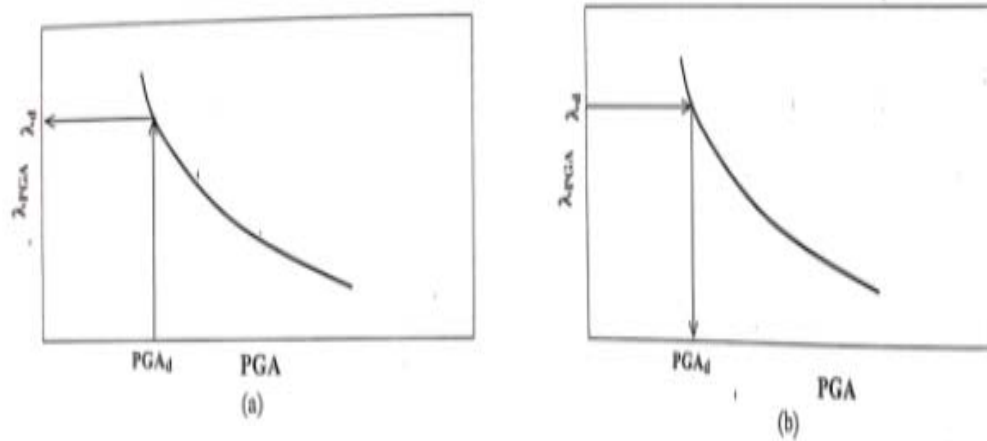
Dengan $\lambda_x t$ adalah jumlah total kejadian melampaui x dalam waktu t .

Asumsi penggunaan model Poisson Makrup L.L., (2009) yaitu (i) kejadian dalam interval waktu diharuskan tidak bergantung dari waktu, dan (ii) tidak lebih dari satu kejadian dalam interval waktu yang sangat kecil dan probabilitas kejadian dalam interval ini, proporsional terhadap intervalnya sendiri. Asumsi ini tidak menghalangi model untuk diaplikasikan dalam banyak kasus studi *seismic hazard*. Pemilihan secara hati-hati data yang digunakan dalam hubungan keberulangan dapat menanggulangi penghambat tersebut. Pada sumber dengan perilaku karakteristik gempa kuat akan mengakibatkan penggunaan model Poisson tidak realistis. Persoalan yang berkaitan dengan dapat teraplikasikannya model tersebut juga telah dilaporkan dalam kasus dimana waktu setelah kejadian signifikan, lebih besar dari interval waktu rata-rata.

Model Poisson terkadang diasumsikan kurang populer karena banyak model lain yang lebih canggih. Tetapi model-model lain jarang digunakan karena tidak cukup data untuk mendukungnya. Sehingga model Poisson nampak dapat mengakomodasi secara memuaskan semua analisis *seismic hazard* dengan cara cepat dan sederhana.

3.10.3. Percepatan Tanah Puncak

Analisis percepatan tanah puncak (PGA) menggunakan penerapan model Poisson terlihat pada Gambar 3.40.



Gambar 3.40. Aplikasi model Poisson dalam penentuan PGA, (a) penentuan λ_d dari kurva *seismic hazard* dengan PGA_d diketahui dan (b) penentuan PGA_d dari kurva *seismic hazard* dengan λ_d diketahui
 Probabilitas P_d dari suatu nilai percepatan tanah tertentu yang melampaui nilai desain PGA_d tertentu, dalam periode t_d tahun, berkaitan dengan Persamaan 3.110.

$$P_d = 1 - e^{-\lambda_{PGA} t_d} \quad (3.110)$$

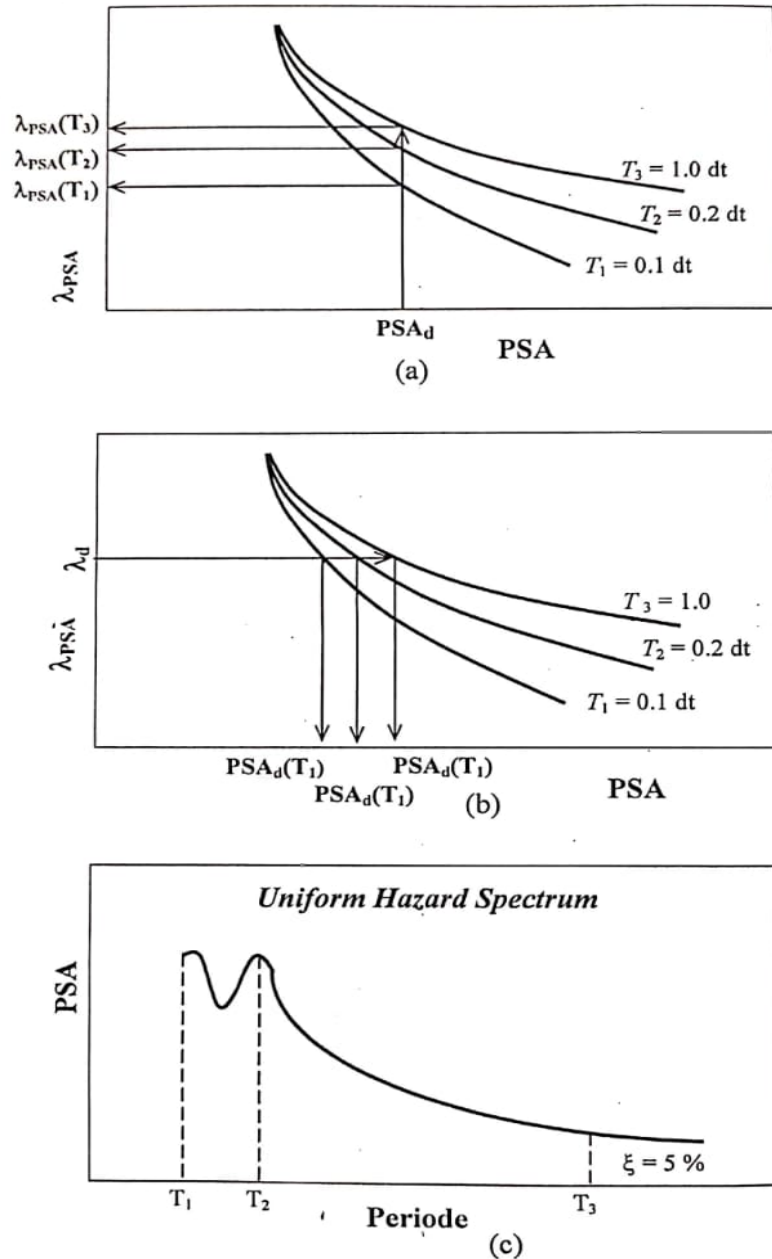
Dengan λ_{PGA} sama dengan λ_d yang diperoleh dengan memplot nilai $PGA = PGA_d$ pada kurva *seismic hazard* sebagaimana ditunjukkan Gambar 3.39 (a). Serupa dengan itu, dengan cara memplot $\lambda_d = \lambda_{PGA}$ persamaan pada kurva *seismic hazard*, akan dapat diperoleh nilai desain PGA_d sebagai nilai PGA pada kurva *seismic hazard* dengan probabilitas tertentu P_d dan dalam waktu t_d . Persamaan 3.111

$$\lambda_{PGA} = -\frac{\ln(1 - P_d)}{t_d} \quad (3.111)$$

3.10.4 Spektra Hazard Seragam (*Uniform Hazard Spectrum*)

Analisis respon spectra juga dapat mengaplikasikan model Poisson, dimana hasilnya disebut spektra *hazard* seragam (*uniform hazard spectrum*) atau dikenal juga dengan UHS, yaitu spektra yang pada setiap titik memiliki probabilitas yang sama untuk terlampaui. Pemanfaatan model ini tidak sesederhana pada penggunaan

untuk analisis PGA karena problem ini membutuhkan parameter ekstra untuk periode getar struktur T sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 3.41.



Gambar 3.41. Aplikasi model Poisson dalam penentuan spektra *hazard* seragam (a) penentuan $\lambda_{PSA}(T)$ dari kurva *seismic hazard* dengan beberapa perioda dengan percepatan spektra (PSA_d) diketahui, (b) penentuan $PSA(T)$ dari kurva *seismic hazard* dengan beberapa perioda dengan λ_d diketahui dan (c) spektra *hazard* seragam yang ditentukan dari (b) Nicolaou A.S., (1998)

Pada kasus satu probabilitas terlampaui tertentu dalam waktu t_d tahun, UHS diturunkan untuk mendapatkan laju tahunan kejadian λ_{PSA} dan lalu mengambil nilai percepatan spektra puncak, PSA (*Peak Spectrum Accelerations*) masing-masing dari kurva *seismic hazard* untuk beberapa periode T dengan Persamaan 3.112.

$$\lambda_{PSA} = -\frac{\ln(1 - P_d)}{td} \quad (3.112)$$

Sebaliknya bila ingin ditemukan nilai probabilitas terlampaui dari PSA_d dalam waktu t_d tahun, untuk satu periode getar T digunakan Persamaan 3.113.

$$P_d(T) = 1 - e^{-\lambda_{PSA} t_d} \quad (3.113)$$

3.11. Persamaan Gerakan Tanah

Persamaan gerakan tanah (*ground motion prediction equation/GMPE*) merupakan persamaan untuk mengestimasi besarnya guncangan tanah akibat gempa. Perhitungan tersebut didasarkan pada magnituda, jarak dari sumber ke lokasi pengamatan dan kondisi sumber gempa tertentu. Persamaan tersebut nantinya akan digunakan untuk mengestimasi parameter gerakan tanah berupa percepatan tanah puncak (*Peak Ground Acceleration/PGA*), kecepatan tanah puncak (*Peak Ground Velocity/PGV*) dan amplitudo respon spektra.

Asrurifak, M., (2010) menyatakan secara matematis GMPE gerakan tanah akibat gempa merupakan hubungan antara parameter gempa (percepatan, kecepatan, simpangan, intensitas gempa dan ukuran gempa) dengan jarak ke lokasi pencatat gempa (jarak episenter, jarak hiposenter dan jarak terdekat).

Untuk mem-*fitting* GMPE gerakan tanah memiliki bentuk umum sebagaimana terlihat pada Persamaan 3.114.

$$\ln X = C f_1(m) + f_2(r) + f_3(m.r) + f_4(s) + \varepsilon \quad (3.114)$$

Parameter X adalah parameter gerakan tanah, C adalah konstanta, f_1, f_2, f_3 adalah fungsi yang nilainya bergantung pada nilai magnituda (m) dan atau jarak (r), f_4 adalah fungsi diperhitungkan berdasarkan kondisi tanah dan struktur serta ε adalah tingkat kesalahan (*error*).

McGuire dkk, (2005) menyatakan bentuk persamaan standart untuk hubungan GMPE pada Persamaan 3.115.

$$\ln A = C_1 + C_2M + C_3 \ln(R + C_5) + C_4R + \varepsilon \quad (3.115)$$

Parameter ε adalah komponen *random* logaritma gerakan tanah dengan nilai magnituda (M) dan lokasi atau jarak (R) diketahui, dan A merupakan amplituda gerakan tanah.

Tiga jenis fungsi GMPE berdasarkan mekanisme sumber gempa (Asrurifak, 2010), adalah fungsi GMPE dari sumber gempa zona subduksi, zona *transform fault* dan fungsi GMPE berdasarkan batasan kedalaman *focus* gempa. Fungsi GMPE untuk sumber gempa zona subduksi dapat dibagi menjadi dua jenis yaitu fungsi GMPE zona *megathrust (interplate)* dan zona *Benioff (intraplate)*. Adapun contoh fungsi GMPE untuk sumber gempa subduksi yaitu yang dikembangkan oleh Crouse (1991), Youngs dkk (1997), Atkinson dan Boore (2003) dan Zhao dkk (2006).

Fungsi GMPE pada *zone patahan (fault)* adalah yang dikembangkan oleh Joyner dan Fumal (1997) dan Sadigh dkk (1997). Pembaharuan fungsi GMPE zona patahan dikenal dengan *Next Generation Attenuation (NGA)*. Makrup, L.L., (2009) menyatakan fungsi GMPE yang termasuk dalam kelompok NGA adalah Boore dan Atkinson (2007), Chiou dan Youngs (2008), Campbell dan Bozorgnia (2007), Idriss (2007) serta Abrahamson dan Silva (2007).

Berdasarkan hasil pertemuan Tim Teknis Revisi Peta Gempa Indonesia pada tahun 2010, Asrurifak (2010) menyampaikan bahwa data pencatatan *accelorograph* yang telah dilakukan oleh BMKG (Badan Meteorologi Klimatologi dan Geofisika) merupakan data percepatan yang berada di permukaan tanah. Disamping itu juga disampaikan bahwa kondisi lapisan tanah dimana alat pendeteksi gerakan tanah ditempatkan juga tidak diketahui secara pasti, sehingga

ketepatan data pencatatan percepatan gerakan tanah juga belum diketahui secara pasti. Ketidak-pastian data pencatatan percepatan gerakan tanah (*peak ground acceleration*) yang dimiliki oleh BMKG menyebabkan belum ditemukannya atau dibuatnya fungsi GMPE untuk wilayah Indonesia.

Saat ini, fungsi GMPE untuk wilayah Indonesia belum tersedia, berdasarkan kondisi tersebut maka fungsi GMPE untuk wilayah Indonesia didasarkan pada kondisi masing-masing sumber gempa antarlain.

1. Sumber gempa *shallow crustal* dengan model yang digunakan berasal dari *fault* dan *shallow background* menggunakan fungsi GMPE yang termasuk kelompok *Next Generation Attenuation (NGA) function* yang dikembangkan oleh Boore dan Atkinson (2008), Champbell dan Bozorgnia (2008) dan Chiou dan Youngs (2008).
2. Sumber gempa subduksi *Megathrust* menggunakan fungsi GMPE yang dikembangkan oleh Youngs dkk (1997), Atkinson dan Boore (2003) dan Zhao dkk (2006).
3. Sumber gempa *Benioff* menggunakan fungsi GMPE yang dikembangkan oleh Atkinson dan Boore (2003) *intraslab seismicity Cascida*, Atkinson dan Boore (2003) *intraslab seismicity worldwide* dan Youngs dkk (1997) *Geomatrix slab seismicity rock*.

3.11.1. Fungsi GMPE dari Youngs dkk (1997)

Persamaan GMPE Youngs dkk (1997) merupakan fungsi GMPE empirik yang dapat digunakan untuk memprediksi percepatan tanah puncak dan percepatan respon spektra pada kejadian gempa zona subduksi *interface* dan *intraslab* dengan nilai magnituda momen ($M \geq 5.0$) serta jarak dari *site* ke sumber gempa dalam bentuk jarak *rupture* (R_{rup}) 10 – 500 km. bentuk dari fungsi GMPE Youngs dkk (1997) secara umum dibagi menjadi dua masing-masing untuk lapisan batuan dan tanah, Persamaan 3.116 dan Persamaan 3.117.

Untuk batuan :

$$\begin{aligned} \ln y = & 0.2148 + 1.414M + C_1 + C_2(10 + M)^3 \\ & - C_3 \ln(r_{rup} + 1.7818e^{0.554M}) \\ & + 0.00607H + 0.4867Z_r \end{aligned} \quad (3.116)$$

Untuk tanah :

$$\begin{aligned} \ln y = & -0.6687 + 1.438M + C_1 + C_2(10 + M)^3 - C_3 \ln(r_{rup} + 1.097e^{0.617M}) \\ & + 0.00648H + 0.3643Z_r \end{aligned} \quad (3.117)$$

Nilai “y” menunjukkan besarnya spektra percepatan dan nilai H menunjukkan kedalaman sumber gempa (dalam km) sedangkan Z_r bernilai 0 atau 1. Angka 0 diberikan untuk sumber gempa *interface* sedangkan 1 untuk sumber gempa *intraslab*.

3.11.2. Fungsi GMPE Atkinson dan Boore (2003)

Fungsi GMPE Atkinson dan Boore (2003) merupakan input penting untuk analisis *seismic hazard*, merupakan hubungan GMPE gerakan tanah untuk gempa-gempa yang terjadi pada zona subduksi. Model GMPE ini digunakan untuk sumber gempa subduksi pada zona *megathrust* dan *benioff*. Hubungan GMPE ini juga dikembangkan dengan kompilasi database respon spektra dari catatan gerakan tanah kuat dengan momen magnituda $M=5$ sampai dengan $M=8.5$ yang terjadi pada zona subduksi seluruh dunia, termasuk di dalamnya kejadian *interface* dan *intraslab*, Persamaan 3.118.

$$\ln y = f_n(M) + C_3h + C_4R - g \log R + C_5S_1S_C + C_6S_1S_D + C_7S_1S_E \quad (3.118)$$

Dimana h menyatakan kedalaman sumber gempa dalam km. sedangkan S_c , S_d dan S_z bernilai 0 atau 1 tergantung jenis tanah dimana gelombang gempa merambat. g dipengaruhi magnituda gempa dan sumber gempa, untuk sumber gempa *interface*, nilai $g = 10^{(1.2-0.13M)}$ sedangkan untuk *intraslab* nilai $g = 10^{(0.301-0.01M)}$.

3.11.3. Fungsi GMPE Zhao dkk (2006).

Model GMPE Zhao dkk (2006) untuk sumber gempa subduksi berdasarkan hasil pencatatan gempa di Jepang Asrurifak, (2010). Bentuk fungsi GMPE Zhao dkk (2006) dapat dilihat pada Persamaan 3.119.

$$\ln(y_{ij}) = aMw + bX_{ij} - \ln(r_{ij}) + e(h - h_c)\delta_c + F_R + S_1 + S_5 + S_{SL} \ln(X_{ij}) + C_k + \xi_{ij} + \eta_{ij} \quad (3.119)$$

Variabel y pada model GMPE ini merupakan spektra percepatan (m/det^2) dengan redaman 5%. Variabel Mw adalah magnituda momen, x adalah jarak sumber ke *site* (km) dan h kedalaman *focal* (km). Variabel F_R pada model ini khusus digunakan untuk sumber gempa *crustal* dengan mekanisme *reverse-faulting*. Parameter S_i merupakan parameter dengan tipe-sumber tektonik yang digunakan untuk gempa *interface* dan nilainya menjadi nol untuk kejadian gempa yang lain sedangkan parameter S_s digunakan untuk kejadian gempa pada slab subduksi dan nilainya akan menjadi nol untuk kejadian gempa yang lain. Parameter S_{SL} merupakan suku modifikasi lintasan independen-magnituda untuk kejadian gempa pada slab subduksi. Parameter C_k merupakan suku kelas-*site* untuk *site* dengan kelas tertentu. Indeks i dan j pada model ini merupakan indeks untuk nomor kejadian gempa dan indeks nomor rekam dari kejadian i . Parameter h_c merupakan konstanta yang menunjukkan kedalaman *focal*. Variabel “ η_{ij} ” merupakan variabel acak untuk *intra-event error* dengan nilai rata-rata nol dan deviasi standar σ sedangkan variabel “ ξ_{ij} ” merupakan variabel acak untuk *inter-event error* dengan nilai rata-rata nol dan deviasi standar τ .

3.11.4. Fungsi GMPE Chiou dan Youngs (2008)

Persamaan GMPE Chiou dan Youngs (2008) memberikan model empirik gerakan tanah untuk menentukan komponen horizontal gerakan tanah yang dikembangkan sebagai bagian dari studi *PEER-NGA*. Model ini diturunkan untuk percepatan tanah puncak (PGA) dan *pseudo*-percepatan spektra dengan redaman 5% dengan rentang periode dari 0.01 sampai 10 detik. Fungsi GMPE Chiou dan

Youngs (2008) dapat digunakan untuk magnituda antara 4 sampai 8.5 dengan mekanisme gempa *strike-slip* sedangkan untuk mekanisme *normal-slip* atau *reverse-slip* magnituda gempa yang dapat digunakan antara 4 sampai 8.0. Untuk perhitungan spektra percepatan juga disarankan jarak *rupture* maksimum 200 km serta V_{S30} antara 150 sampai 1500 m/det. Bentuk fungsi GMPE ini dapat dilihat pada Persamaan 3.120.

$$\begin{aligned} \ln(SA_{ij}) = & \ln(SA_{1130ij}) + \phi_1 [\ln(vs_{30ij}), 0] \min \\ & + \phi_2 [\exp\{\phi_2(vs_{30ij}, 1130)\} \\ & - \exp\{\phi_3(1130 - 360)\}] \ln \left[\frac{(SA_{1130ij}) + \phi_4}{\phi_4} \right] + \\ & \sigma_{Zij} \end{aligned} \quad (3.120)$$

Dengan nilai SA_{1130ij} dapat ditentukan dari Persamaan 3.121.

$$\begin{aligned} \ln(SA_{1130ij}) = & C_1 + C_{1a}F_{Rvi} + C_{1b}F_{Nmi} + C_7(Z_{TORi} - 4) + C_2(M_i - 6) \\ & + [(C_2 + C_3)/C_n] \ln[1 + \exp\{C_n(C_M - M_i)\}] \\ & + C_4 \ln[R_{RUPij} + C_5 \cosh\{C_6(M_i - C_{Hm}, 0) \max\}] \\ & (C_{4a} - C_4) \ln \sqrt{R_{RUPij}^2 + R_{RB}^2} \\ & + [C_{\gamma 1} + C_{\gamma 2} / \cosh\{(M_i - C_{\gamma 3}, 0) \max\}] R_{RUPij} \\ & + C_9 (\cos \delta i)^2 \tanh(R_{RUPij}/2) \tan^{-1} [W_i \cos \delta i / 2(Z_{TORi} - 1)] 1/(\pi/2) \\ & [1 - R_j B_{ij} / (R_j B_{ij} - 0.001)] + \tau z i \end{aligned} \quad (3.121)$$

Variabel “ R_{RUP} ” memberikan gambaran tentang jarak terdekat ke bidang *rupture* dinyatakan dalam km sedangkan variabel “ R_B ” merupakan jarak ke bidang *rupture* sebagaimana diturunkan dari Joiner-Boore dan dinyatakan dalam km. Variabel “ δ ”, “ W ” dan “ Z_{Tor} ” merupakan besaran ukuran bidang *rupture* yang meliputi sudut, lebar dan kedalaman dari bidang *rupture*. Variabel FRV dan FNM bernilai 1 atau 0 dan ditentukan oleh besarnya sudut rake (λ). Variabel “ V_{S30} ” menunjukkan nilai kecepatan geser rata-rata untuk kedalaman tanah 30 m paling atas dan dinyatakan dalam m/det. Nilai “ τ ” dan “ σ ” menyatakan standar *error* untuk *inter-event* dan *intra-event*.

3.11.5. Fungsi GMPE Campbell dan Bozorgnia (2008)

Model gerakan tanah empirik Campbell dan Bozorgnia (2008) sama seperti pada model Campbell dan Bozorgnia (2007). Model Campbell dan Bozorgnia (2007) dikembangkan dibawah kendali proyek *The PEER-Lifelines Next Generation Attenuation of Ground Motion*. Model ini dikembangkan dari database gerakan tanah kuat terekam dari seluruh dunia. Dari kumpulan database ini kemudian dipilih subset data gerakan tanah yang akan digunakan untuk menurunkan variabel prediktor dan bentuk fungsi dari model. Model yang dikembangkan oleh PEER adalah model percepatan tanah puncak (PGA), kecepatan tanah puncak (PGV), *displacement* tanah puncak (PGD) dan respon spektra percepatan (SA) dengan periode osilator berjumlah 21. Periode osilator ini memiliki rentang dari 0.01 sampai dengan 10.0 detik. Model ini akan tepat digunakan dalam wilayah bagian barat Amerika Serikat dan di lain tempat yang memiliki wilayah tektonik aktif dengan sumber gempa berupa *shallow crustal faulting*. Bentuk dari model GMPE Campbell dan Bozorgnia (2008) adalah sebagaimana terlihat pada Persamaan 3.122.

$$\ln y = f_{mag} + f_{dis} + f_{flt} + f_{hng} + f_{site} + f_{sed} \quad (3.122)$$

Variabel-variabel yang digunakan pada model ini adalah magnituda momen (M), jarak terdekat ke *coseismic fault rupture* (Rrup), *style* dari efek *faulting* termasuk efek dari *buried reverse faulting* (FRV) dan *normal faulting* (FNM), kedalaman yang diukur dari permukaan sampai kesisi atas *coseismic fault rupture* (Z_{tor}), *fault dip* (δ), kedalaman kolom sedimentasi termasuk didalamnya sedimen dangkal dan efek basin 3-D (Z_{25}), efek *hanging wall*, kecepatan gelombang geser rata-rata pada 30 meter teratas profil tanah *site* (V_{S30}), serta respon *site* dalam bentuk fungsi V_{S30} . Pada model ini nilai V_{S30} pada batuan diambil sebesar 1100 m/det (A1100).

Pada persamaan tersebut nilai “ f_{mag} ”, “ f_{dis} ”, “ f_{flt} ”, “ f_{hng} ”, “ f_{site} ” dan “ f_{sed} ” masing-masing merupakan fungsi kebergantungan pada magnituda, jarak sumber ke *site* (Rrup), *site faulting*, efek *hanging wall* dan kondisi *site linier* dan *non linier* dangkal serta efek sedimen dangkal dan efek basin 3-D. Model gerakan tanah

empirik Campbell dan Bozorgnia akan tepat digunakan untuk gempa *continental* dangkal dalam wilayah tektonik aktif seluruh dunia dengan mengaplikasikan kondisi sumber gempa dan harga M .

Untuk sumber gempa *strike-slip faulting*, *reverse faulting* dan *normal faulting*, nilai M minimum 4 dan maksimum 8.5. Nilai " R_{rup} " pada fungsi Campbell-Bozorgnia (2008) maksimum 200 km dengan kedalaman *rupture* antara 6 km sampai 20 km dan sudut dip *rupture* antara 15° sampai 90° . Fungsi GMPE Campbell dan Bozorgnia (2008) dapat digunakan untuk kecepatan gelombang antara 180 sampai 1500 m/s.

3.11.6. Fungsi GMPE Boore dan Atkinson (2008)

Model GMPE Boore dan Atkinson (2008) memiliki perubahan pada nama parameter untuk perhitungan skala magnitudadari GMPE Boore dan Atkinson (2007). Persamaan ini untuk menentukan percepatan tanah puncak (PGA), kecepatan tanah puncak (PGV) dan spektra percepatan *pseudo-absolute* dengan 5% redaman untuk periode 0.01 detik sampai dengan 10 detik. Persamaan Boore-Atkinson (2007) NGA diturunkan dengan menggunakan regresi empirik berdasarkan database gerakan tanah kuat dari PEER NGA. Untuk periode kurang dari 1 detik, analisis menggunakan 1574 rekaman data dari 58 *mainshock* yang memiliki jarak dari 0 km sampai dengan 400 km. Jumlah data yang digunakan berkurang dengan bertambahnya periode.

Bentuk dari model GMPE Boore dan Atkinson (2008) dapat dilihat pada Persamaan 3.123.

$$\ln Y = F_M(M) + F_D(R_{jb}, M) + F_S(v_{s30}, R_{JB}, M) + \varepsilon\sigma_T \quad (3.123)$$

Dimana $F_M(M)$ adalah model penskalaan magnitude, $F_D(R_{jb}M)$ adalah fungsi pengaruh jarak sedangkan F_S adalah efek amplifikasi jarak. Harga M yang digunakan antara 4 sampai 8.5 dengan jarak R_{jb} maksimum 200 km dan kecepatan rambat gelombang V_{s30} antara 180 sampai 1300 m/s.

3.11.7. Fungsi GMPE Atkinson dan Boore (2003) Worldwide Data

Asrurifak (2010) menyampaikan bahwa hubungan GMPE diturunkan atas dasar hasil gabungan database respon spektra dari ratusan catatan gempa dengan *magnituda* antara 5 sampai 8.3 pada zona subduksi di seluruh dunia. Bentuk model hubungan GMPE dari Atkinson dan Boore (2003) Worldwide Persamaan 3.124.

$$\log y = fn(M) + c3 h + c4 R - g \log R + c5 sl Sc + c6 Sl SD + c7 sL SE \quad (3.124)$$

Nilai $fn(M)$ bergantung pada besarnya magnituda gempa, dan h adalah kedalaman sumber gempa, R bergantung pada kedalaman dan magnituda gempa, sedangkan SD , SD dan SE merupakan konstanta yang nilainya bergantung pada nilai PGA, dan g bergantung pada besarnya magnituda gempa.

3.11.8 Fungsi GMPE Atkinson dan Boore (2003) Cascadia

Data untuk pembuatan fungsi GMPE ini diambil dari dua daerah sumber gempa Eastern North America (ENA) dan Cascadia. Bentuk umum fungsi GMPE yang diusulkan untuk daerah Cascadia adalah melalui Persamaan 3.125 sebagai berikut:

$$\ln SA = c1 + c2(M - 6) + c3(M - 6)^2 - \ln \Gamma_{hypo} - c4\Gamma_{hypo} \quad (3.125)$$

Nilai $c1$, $c2$, $c3$ dan $c4$ adalah koefisien regresi dari GMPE Atkinson dan Boore (2003). Nilai Γ_{hypo} adalah kedalaman dari hiposenter gempa sedangkan M adalah magnituda gempa.

3.12. Deagregasi Hazard Kegempaan

Probabilistik *Seismic Hazard Analisis* (PSHA) pada dasarnya menghitung ancaman gempa berdasarkan pada kumpulan hasil dari semua kejadian gempa dan gerak tanah yang mungkin dapat terjadi di masa datang. Sedang analisis dengan kemungkinan magnitude dan jarak dari *site* ke sumber mana yang akan memberikan *hazard* terbesar pada *site* tidak terlihat jelas dalam PSHA. Dengan kondisi seperti

ini maka PSHA menjadi kurang lengkap memberi informasi tentang magnitudo (M) dan jarak (R) yang dominan dan tunggal dalam desain gempa Makrup L.L., (2009).

Kondisi PSHA yang sedemikian, pada satu sisi menguntungkan karena berbagai asumsi tentang sumber gempa potensial dan keberulangan gempa diintegrasikan menjadi satu dengan tiap-tiap asumsi memiliki kesempatan relative untuk berpartisipasi dalam analisis. Di sisi lain, diperlukan untuk selalu dapat menyediakan gempa desain untuk tujuan membuat keputusan dalam memilih *time history* yang tepat untuk analisis yang didasarkan pada *spectra hazard* seragam, kemudian menghitung parameter seperti durasi gerak dan lain-lainnya Makrup L.L., (2009).

PSHA, selain memiliki kelebihan juga memiliki beberapa kelemahan antara lain adalah ketidakmampuan membuat *ground motion* untuk analisis gempa lanjut seperti interaksi tanah-bangunan, stabilitas lereng dan likuifasi, yang menggambarkan satu kejadian gempa. Sebagai contoh, sebuah *ground motion* dengan respon spektra dari PSHA dengan probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun merupakan kombinasi respon spektra dari berbagai gempa dari berbagai sumber. Oleh karena itu, gempa tidak terjadi dalam satu kejadian gempa (dengan sebuah magnitudo dan jarak tertentu) dengan satu respon spektra. Respon spektra yang dihasilkan dari PSHA menunjukkan bahwa struktur pada suatu lokasi akan menerima berbagai gempa dari berbagai sumber dengan berbagai magnitudo dan jarak secara simultan. Dan hal ini tidak mungkin terjadi di kenyataan Fauzi, U.J., (2011).

Hasil dari PSHA perlu untuk dideagregasi untuk menentukan magnitudo dan jarak yang memberikan kontribusi terhadap *hazard* pada suatu periode ulang tertentu dan periode struktur yang ditinjau. Hal ini dapat dijelaskan dimana jika suatu *ground motion* dengan amplitudo percepatan S_a terjadi pada lokasi yang ditinjau, M (magnitudo), R (jarak), dan ε (standar deviasi terhadap fungsi GMPE) tertentu dapat memberikan probabilitas nilai S_a dibandingkan m , r , dan ε yang lainnya. Deagregasi sangat berguna dalam mengidentifikasi sumber manakah yang memberikan kontribusi terbesar terhadap *hazard*, sebagai contoh pada suatu lokasi dapat diketahui lokasi patahan yang terdekat dengan magnitudo tertentu yang

memberikan kontribusi signifikan. Selain itu, deagregasi dapat membantu membuat *ground motion* dengan respon spektra yang menggambarkan satu kejadian gempa desain untuk melengkapi *Uniform Hazard Spectra* (UHS) pada periode ulang yang ditinjau Fauzi, U.J., (2011).

Dengan satu magnitude (M) dan satu jarak dari *site* ke sumber (R) yang dominan, *hazard* akibat gempa dapat diekspresikan dalam satu fungsi secara sendiri-sendiri maupun bersama-sama. Konsep ini ditujukan pada *deagregasi seismic* McGuire, R.K., (1995) yang dapat memberikan gambaran umum tentang magnitude gempa dan jarak untuk sumber gempa tertentu, yang kemungkinan berpengaruh besar terhadap *site*. Dalam proses deagregasi dibutuhkan *rate* rata-rata kejadian gempa yang merupakan fungsi dari magnitude dan atau jarak Makrup L.L., (2009).

Deagregasi dapat dilakukan dengan memisah suku-suku yang berkaitan dengan magnitude dan jarak dari integrasi. Sebagai contoh laju tahunan rata-rata kejadian dapat diekspresikan sebagai fungsi magnitude saja seperti Persamaan 3.126 Kramer, S.L., (1996).

$$\lambda_x^{(i,m_j)}(x) = P(M = m_j) \int_R^i P_i(X > x|m_j, r) \int_R^{(i)}(r) dr \quad (3.126)$$

Sedangkan laju tahunan rata-rata kejadian sebagai fungsi jarak dari *site* ke sumber seperti pada Persamaan 3.127

$$\lambda_x^{(i,r_k)}(x) = P(R = r_k) \int_M^i P_i(X > x|m, r_k) \int_M^{(i)}(m) dm \quad (3.127)$$

Laju tahunan rata-rata kejadian sebagai fungsi magnitude dan jarak dari *site* ke sumber pada Persamaan 3.128.

$$\lambda_x^{(i,m_j,r_k)}(x) = P(M = m_j)P(R = r_k)P_i(X > x|m_j, r_k) \quad (3.128)$$

Persamaan (3.126), (3.127) dan (3.128) memberikan laju tahunan rata-rata kejadian untuk sumber i untuk magnitude ke- j dan jarak ke- k saja. Dengan demikian, laju tahunan rata-rata untuk sumber ke- i menjadi pada Persamaan 3.129.

$$\lambda_x^{(i,m,r)}(x) = \sum_{jk} \lambda_x^{(i,m_j,r_k)}(x) \quad (3.129)$$

dan laju tahunan rata-rata semua sumber, semua *magnitude* dan semua jarak akan menjadi seperti Persamaan 3.130

$$\lambda_x^{(m,r)}(x) = \sum_i \lambda_x^{(i,m,r)}(x) \quad (3.130)$$

Deagregasi *magnitude* untuk sumber ke- i , M_D^i , merupakan penjumlahan dalam rentang- j dari rasio antara laju tahunan rata-rata untuk sumber ke i , *magnitude* ke- j dengan jarak yang bersesuaian dan laju tahunan rata-rata untuk sumber ke- i dikalikan *magnitude* m_j akan menjadi Persamaan 3.131.

$$M_D^i = \sum_j \frac{m_j \lambda_x^{(i,m_j)}(x)}{\lambda_x^{(i,m,r)}(x)} \quad (3.131)$$

Deagregasi jarak untuk sumber ke- i , R_D^i , merupakan penjumlahan dalam rentang- k dari rasio antara laju tahunan rata-rata untuk jarak ke- k dan laju tahunan rata-rata untuk sumber ke- i dikalikan jarak r_k seperti Persamaan 3.132.

$$R_D^i = \sum_k \frac{r_k \lambda_x^{(i,r_k)}(x)}{\lambda_x^{(i,m,r)}(x)} \quad (3.132)$$

Deagregasi *magnitude* dan jarak untuk semua sumber dilakukan dengan cara yang sama seperti menentukan deagregasi *magnitude* dan jarak untuk sumber ke- i .

Deagregasi *magnitude* untuk semua sumber M_D , Persamaan 3.133.

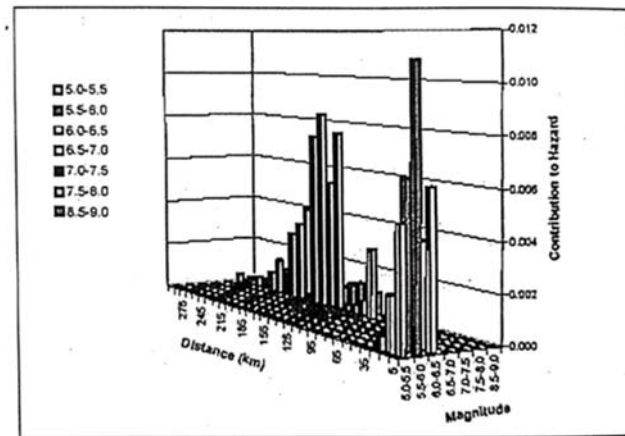
$$M_D = \sum_i \frac{M_D^i \lambda_x^{(i,m,r)}(x)}{\lambda_x^{(m,r)}(x)} \quad (3.133)$$

Deagregasi jarak untuk semua sumber R_D , Persamaan 3.134

$$R_D = \sum_i \frac{R_D^i \lambda_x^{(i,m,r)}(x)}{\lambda_x^{(m,r)}(x)} \quad (3.134)$$

Metode deagregasi ini merupakan metode yang mementingkan jarak dan magnitude, Pusgen, 2017. Sesungguhnya metode ini merupakan perluasan secara matematik dari analisis probabilitik dasar yang disampaikan pada paragraf yang terdahulu dan sama sekali tidak menggantikan apa yang seharusnya ada dalam studi seismologi dari suatu daerah untuk memilih gempa desain Nicolaou, A.S., (1998).

Beberapa studi telah dapat menjelaskan tentang adanya sepasang M dan R yang sangat signifikan pada sumber kegempaan tertentu. Variasi deagregasi dengan periode struktur untuk satu level tertentu dari spektra percepatan dapat mengindikasikan tipe dari gerak tanah dalam kaitannya dengan magnitude dan jarak, yang harus dipertimbangkan dalam analisis *time history* Nicolaou A.S., (1998). Gambar 3.42 menunjukkan ilustrasi hasil deagregasi *hazard* gempa.



(a)

Gambar 3. 42 Ilustrasi hasil deagregasi *hazard* gempa Nicolaou A.S., (1998).

3.13. Respon Spektra Target

Respon spektra target merupakan respon spektra di batuan dasar dari seluruh mekanisme sumber gempa. Respon spektra target akan menjadi acuan dalam analisis *spectral matching* untuk mendapatkan *ground motion* sintetik yang sesuai untuk suatu daerah. Respon spektra target untuk masing-masing sumber

gempa pada suatu daerah dapat ditentukan setelah diperoleh hasil analisis deagregasi pada daerah tersebut. Respon spektra target untuk masing-masing sumber gempa dapat ditentukan dengan menghitung kembali respon spektra di batuan dasar dari berbagai fungsi GMPE yang dipergunakan masing-masing sumber gempa dengan memperhatikan *logic tree* yang dipergunakan. Selanjutnya diskalakan dengan nilai respon spektra gabungan dari hasil analisis *hazard* gempa yang telah diperoleh sebelumnya untuk periode pendek ($T=0,2$ detik) dan periode panjang ($T=1$ detik).

Ground Motion Gempa Sintetik

Gempa sebagai sumber beban dinamis membutuhkan data riwayat waktu percepatan gempa untuk analisis dinamis akibat gempa. Di Indonesia data riwayat waktu percepatan gempa lebih banyak dalam bentuk informasi mengenai lokasi pusat gempa, magnitudo, kedalaman dan mekanismenya sedangkan data dalam bentuk riwayat waktu masih sangat kurang. Hal ini disebabkan jumlah stasiun pencatat gempa di Indonesia yang masih sangat sedikit bila dibandingkan luas wilayah Indonesia. Untuk mengatasi hal tersebut digunakan beberapa metode alternatif antara lain (i) menggunakan data riwayat waktu percepatan dari daerah yang memiliki kondisi geologi dan seismologi yang mendekati lokasi kajian, (ii) menggunakan riwayat waktu percepatan dari lokasi lain yang kemudian diskalakan sesuai dengan target parameter pergerakan batuan dasar (percepatan maksimum dan periode), dan (iii) membuat riwayat waktu percepatan sintetik yang disesuaikan dengan kondisi geologi dan seismologi lokasi kajian.

Pembuatan *ground motion* gempa sintetik dapat dilakukan menggunakan bantuan program SesmoMatch. Pembuatan *ground motion* gempa sintetik dengan program ini memerlukan input data antara lain (i) respon spektra target, (ii) *intensity envelope function*, (iii) *peak ground acceleration*, (iv) *time interval time histories*, dan (v) *damping ratio*. Program akan menganalisis catatan riwayat waktu berdasarkan teori setiap fungsi periodik dapat dibentuk berdasarkan penjumlahan

dari beberapa seri fungsi sinusoidal sehingga untuk sebuah catatan riwayat waktu dapat dirumuskan pada Persamaan 3.135

$$X(t) = \sum_{i=1}^n A_i \cdot \sin(\omega_i t + \phi_i) \quad (3.135)$$

Dengan A_i adalah Amplitudo gelombang ke i , ω_i = Frekuensi gelombang ke i , dan ϕ_i adalah Beda fase. Adapun hubungan antara Amplitudo ke i A_i dengan *spectral density function* $G(\omega_i)$ dirumuskan pada Persamaan 3.136.

$$G(\omega_i) \cdot \Delta\omega = \frac{A_i^2}{2} \quad (3.136)$$

Sementara hubungan antara *spectral density function* $G(\omega_i)$ dan respon spektra dapat dirumuskan pada Persamaan 3.137

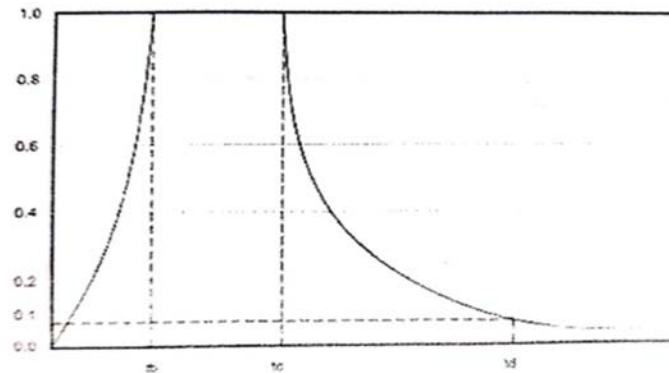
$$G(\omega_i) = \frac{1}{\omega_i \left[\frac{\pi}{4S_s} - 1 \right]} \left[\frac{\omega_i^2 (S_v)^2 s, p}{r^2 s, p} - \int_0^{\omega_i} G(\omega) d\omega \right]^{1/2} \quad (3.137)$$

Dengan S_v adalah respon spektra target, dan r, s, p pada Persamaan 1.138 dan n pada Persamaan 3.139

$$r, s, p = \left[2 \log \left\{ 2n \left[1 - \exp(-\delta_y(s) \sqrt{\pi \log 2n}) \right] \right\} \right]^{1/2} \quad (3.138)$$

$$n = \left(\Omega_y(s) \frac{S_0}{2\pi} \right) (-\log p)^{-1} \quad (3.139)$$

Respon spektra target ditentukan berdasarkan hasil analisis *hazard* gempa dengan periode ulang tertentu. Sedangkan *intensity envelope function* dan lamanya gempa ditentukan dengan prosedur Kuda sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 3.43, Kramer, S.L., (1996).



Gambar 3.43. Envelope of time histories, Kuda 1996 Kramer S.L., (1996)

Persamaan 3.140

$$td = 10^{0.31M-0.774} \text{ detik.} \quad (3.140)$$

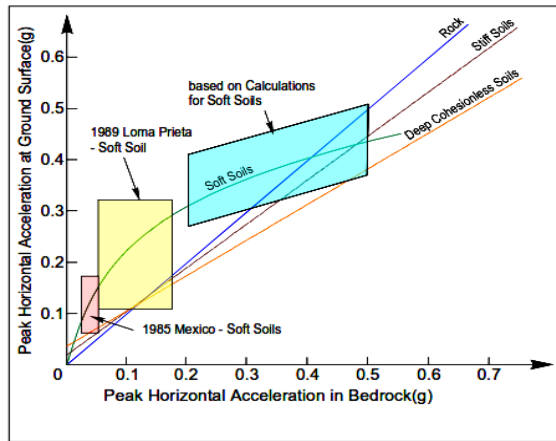
Dengan t_b dan t_c diperoleh dengan hubungan seperti ditunjukkan pada Tabel 3.9

Tabel 3. 9 Penentuan t_b dan t_c

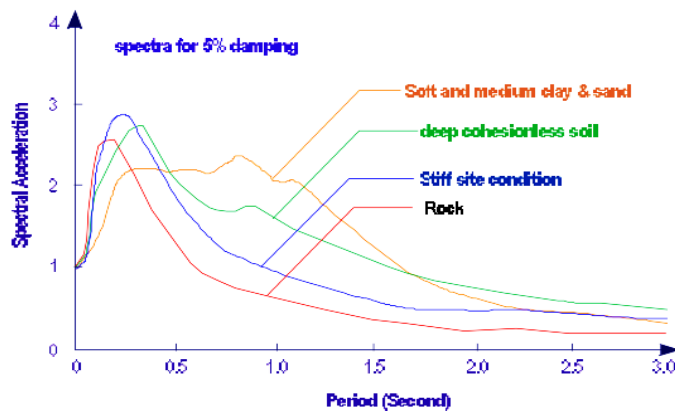
M	t_b	t_c
6	0.16 t_d	0.54 t_d
7	0.12 t_d	0.50 t_d
8	0.08 t_d	0.46 t_d

3.14 Respon Dinamika Tanah

Pada penelitian Idriss (1990) dan Kramer (1996) mengemukakan bahwa percepatan maksimum dan respon spektra yang terjadi di permukaan sangat dipengaruhi oleh kondisi tanah antaralain jenis lapisan tanah dan tebal lapisan tanah. Sedangkan pengaruh signifikan jenis tanah terhadap bentuk respon spektradapat dilihat pada Gambar 3.44 dan Gambar 3.45.



Gambar 3. 44. Pengaruh jenis tanah terhadap perubahan percepatan After Idriss, (1990)



Gambar 3.45 Pengaruh jenis tanah terhadap bentuk respon spektra (Kramer S.L., 1996)

Tanah lempung dengan konsistensi *soft-medium* terlihat mengalami rentang periode yang lebih lama dibandingkan rentang jenis tanah lainnya. Hal ini menunjukkan pentingnya evaluasi gempa dengan memperhitungkan kondisi tanah dan geologi lokal, sebab letak lapisan batuan dasar yang sangat dalam dapat mengakibatkan terjadinya variasi besaran amplifikasi yang cukup signifikan tergantung dari stratifikasi lapisan tanah di atasnya Aldiarnar, F., (2007).

3.15. Parameter Dinamik Tanah

Sifat dan penyebaran kerusakan akibat gempa sangat dipengaruhi oleh respon tanah terhadap beban siklik. Respon tanah ditentukan oleh parameter dinamik tanah. Parameter dinamik yang digunakan dalam analisis respon dinamika tanah adalah modulus geser maksimum (G_{max}), kecepatan rambat gelombang geser (V_s) dan redaman (ξ). Perilaku tanah bersifat nonlinier walaupun dengan regangan yang sangat kecil. Saat amplitude regangan geser meningkat, perilaku nonlinier ini menyebabkan kekakuan tanah berkurang dan redaman bertambah.

Pengujian laboratorium menunjukkan bahwa kekakuan dinamik pada prinsipnya tergantung pada kepadatan tanah, tegangan efektif, plastisitas tanah dan amplitude regangan. Pada pendekatan linier perpotongan modulus geser merupakan hasil modulus geser maksimal (modulus geser pada tingkat regangan yang sangat rendah) G_{max} dan faktor reduksi modulus G/G_{max} . Parameter dinamik tanah diperoleh melalui pengujian di lapangan dan laboratorium Muntafi (2012).

Nilai G_{max} dan V_s biasanya dikorelasikan dengan kuat geser tanah yang diperoleh dari tes laboratorium atau tes lapangan seperti nilai N-SPT dan q_c sondir. Tabel 3.10, Tabel 3.11, dan Tabel 3.12 menunjukkan korelasi empiris antara G_{max} dan q_c , G_{max} dan V_s , V_s dan q_c dari hasil penelitian Barros (1991).

Tabel 3.10 Korelasi antara G_{max} dengan q_c (Barros, 1991 dalam Irsyam, 2000)

Referensi	Korelasi G_{max}	Jenis Tanah	Keterangan
Rix dan Stokoe (1991)	$G_{max} = 1634(q_c)^{0.250}(\sigma_v)^{0.357}$	Pasir	G_{max} q_c σ_v dalam kPa
Mayne dan Rix (1993)	$G_{max} = 406(q_c)^{0.695}(e_0)^{-1.13}$	Lempung	G_{max} q_c e_0 dalam kPa
Bouckovalas et al (1989)	$G_{max} = 28(q_c)^{1.40}$	Lempung	G_{max} q_c dalam MPa

Tabel 3. 11 Korelasi antara G_{max} dan V_s dengan SPT Barros (1991) dalam Irsyam (2000)

Referensi	Korelasi G_{max} (kPa)	Korelasi V_s (m/det)	R	Tipe Tanah
Ohsaki, Iwasaki (1973)	$G_{max} = 11500N^{0.8}$		0.888	Semua (Jepang)
Ohta, goto (1978)		$V_s = 85.3N^{0.341}$	0.72	Semua (Jepang)
Imai, Tonouchi (1982)	$G_{max} = 14070N^{0.68}$	$V_s = 96.9N^{0.341}$	0.867	Semua (Jepang)
Seed et al (1983)	$G_{max} = 6220N$			Pasir (USA)
Sykora, Stokoe (1983)		$V_s = 101N^{0.29}$	0.84	Pasir (USA)

Tabel 3.12. Korelasi antara V_s dengan q_c Barros (1991) dalam Irsyam (2000)

Referensi	Korelasi V_s (m/det)	Jenis Tanah	Keterangan
Sykora, Stokoe (1983)	$V_s = 1.7q_c + 440$	Non kohesif	V_s dalam fps dan q_c dalam kg/cm^2
Baldi et al (1989)	$V_s = 277(q_c)^{0.13}(\sigma_{v0})^{0.27}$		q_c dan σ_{v0} dalam Mpa dan V_s dalam m/det^2

3.16. Perambatan Gelombang 1 Dimensi

Hasil perambatan gelombang dari batuan dasar ke permukaan tanah berupa respon dinamik tanah. Perubahan arah perambatan gelombang dari sumber gempa menjadi vertikal ke permukaan disebabkan oleh perlapisan tanah yang umumnya menerus horizontal dan kepadatan tanah semakin kecil pada lapisan yang lebih atas. Sehingga, perambatan gelombang kearah vertikal dari batuan dasar ke permukaan tanah dapat dimodelkan dalam bentuk gelombang satu dimensi (1D). Syaratnya tanah diasumsikan mempunyai panjang tak terbatas pada arah horizontal Aldiamar, F., (2007). Analisis dengan model gelombang satu dimensi (1D) dilakukan dengan metode linier ekuivalen. Hubungan tegangan-regangan pada tanah dengan metoda ini dapat dirumuskan pada Persamaan 3.141

$$\tau = G\gamma + \eta\dot{\gamma} \quad (3.141)$$

Dengan τ adalah tegangan, γ adalah regangan, G modulus geser, η viskositas, dan $\dot{\gamma}$ adalah *strain rate*. Perpindahan horizontal pada kedalaman dan waktu tertentu yang terjadi akibat perambatan gelombang Persamaan 3.142

$$u = u(z, t) \quad (3.142)$$

Regangan dan *strain rate* merupakan fungsi dari perpindahan horizontal (u) pada kedalaman (z) dan waktu tertentu (t), yang diperlihatkan pada Persamaan 3.143

$$\gamma = \frac{\partial u(z,t)}{\partial z} \quad \text{dan} \quad \dot{\gamma} = \frac{\partial \gamma(z,t)}{\partial t} = \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z \partial t} \quad (3.143)$$

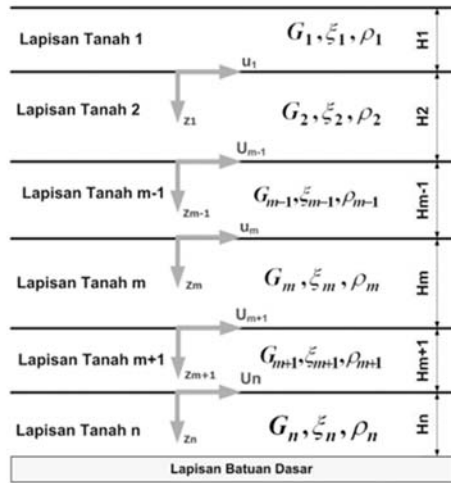
Perambatan gelombang dapat diselesaikan dengan memenuhi persamaan dasar gelombang $\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau}{\partial z}$ dengan hubungan tegangan regangan, Persamaan 3.144

$$\tau = G\gamma + \eta\dot{\gamma} \quad (3.144)$$

Sehingga didapatkan Persamaan 3.145, dengan ρ = rapat massa.

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau}{\partial z} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z \partial t} \quad (3.145)$$

Penyederhanaan model dilakukan dengan menganggap lapisan horizontal (N) tak berhingga dan lapisan dasar dianggap sebuah sistem *half space*. Setiap lapisan memiliki sifat homogen dan isotropik dengan ketebalan lapisan (z), rapat massa (ρ), modulus geser (G), dan damping rasio (ζ), diperlihatkan pada Gambar 3.46. Persamaan 3.147, memakai G yang tetap nilainya, sehingga solusi persamaan tersebut memakai prinsip ekivalen elastik.



Gambar 3. 46. Pemodelan lapisan tanah untuk perambatan gelombang 1D
Kramer, S.L., (1996)

Asumsi gelombang harmonik, sehingga perpindahan (U) dapat dinyatakan pada Persamaan 3.146

$$U(z, t) = U(z)e^{i\omega t} \quad (3.146)$$

Substitusikan maka akan didapat Persamaan 3.147

$$(G + i\omega\eta) \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \rho\omega^2 U \quad (3.147)$$

Dengan solusi umum, Persamaan 3.148 dan Persamaan 3.149

$$U(z) = Ee^{ikz} + Fe^{-ikz} \quad (3.148)$$

$$k^2 = \frac{\rho\omega^2}{G + i\omega\eta} = \frac{\rho\omega^2}{G^*} \quad (3.149)$$

Persamaan 3.150,

$$G^* = \text{modulus geser kompleks} = G(l + 2i\xi)$$

untuk $\xi = \omega\eta/2G$.

(3.150)

Perpindahan horizontal dan tegangan untuk kedalaman dan waktu tertentu dapat dirumuskan pada Persamaan 3.151 dan Persamaan 3.152

$$u(z, t) = Ee^{i(kz+\omega t)} + Fe^{-i(kz-\omega t)} \quad (3.151)$$

$$\tau(z, t) = ik^*G^*(Ee^{ikz} - Fe^{-ikz})e^{i\omega t} \quad (3.152)$$

$Ee^{i(kz+\omega t)}$ menyatakan perambatan gelombang arah z-negatif (keatas) dan $Fe^{-i(kz-\omega t)}$ menyatakan pantulan perambatan gelombang dalam arah z-positif (ke bawah).

Untuk membantu menyelesaikan persamaan diatas diperlukan program pendukung seperti, EERA (*Equivalent-Linear Earthquake Rensponse Analysis*), merupakan adaptasi dari konsep analisis respon dinamik tanah ekivalen linier. Konsep ini juga dipakai dalam versi SHAKE dan SHAKE91. Selain itu program pendukung lainnya adalah DEEPSOIL yang merupakan program analisis 1-D *site* respon yang dapat melakukan (i) analisis 1-D non linear *time domain*, baik dengan atau tanpa tekanan air *generation*, (ii) analisis 1-D *equivalent* linear frekuensi domain termasuk *convolution* dan *deconvolution*, dan (iii) analisis 1-D *linear time* and frekuensi *domain*.

3.17. Respon Spektra

Dari hasil deagregasi pada analisis seismic hazard, maka akan diperoleh magnitude dan jarak episenter dari satu gempa yang mewakili. Nilai tersebut di gunakan sebagai dasar untuk memilih time histories yang sesuai pada lokasi sumber gempa analisis *seismic hazard*.

Respon spektra adalah grafik yang menggambarkan reaksi maksimum dari sistem satu derajat kebebasan (*single degree of freedom*) terhadap suatu beban dinamis sebagai fungsi dari frekuensi alami dan *damping rasio* dari sistem tersebut. Reaksi ini dapat berupa percepatan, kecepatan dan perpindahan Aldiamar, F., (2007).

Respon spektra dapat juga digambarkan dalam bentuk *tripartite spectrum* yang menggambarkan reaksi maksimum percepatan, kecepatan dan perpindahan dalam satu grafik. Keuntungan dari bentuk ini adalah maksimum respon dari percepatan, kecepatan dan perpindahan dapat diketahui dalam keseluruhan rentang periode yang diinginkan. Untuk kebutuhan desain praktis, maka respon spektra desain dibuat dengan bentuk respon spektra yang telah dinormalisir dengan nilai percepatan maksimum di batuan dasar. Bentuk respon spektra di desain lebih sederhana agar lebih mudah dipakai dalam menentukan faktor beban gempa. Penyederhanaan respon spektra desain dapat dilakukan dengan cara mengambil selubung dari respon spektra. Mengambil rata-rata kumpulan respon spektra ataupun nilai rata-rata ditambah 1 kali standar deviasi dari kumpulan respon spektra Aldiamar, F (2007).

3.18. Program Deepsoil

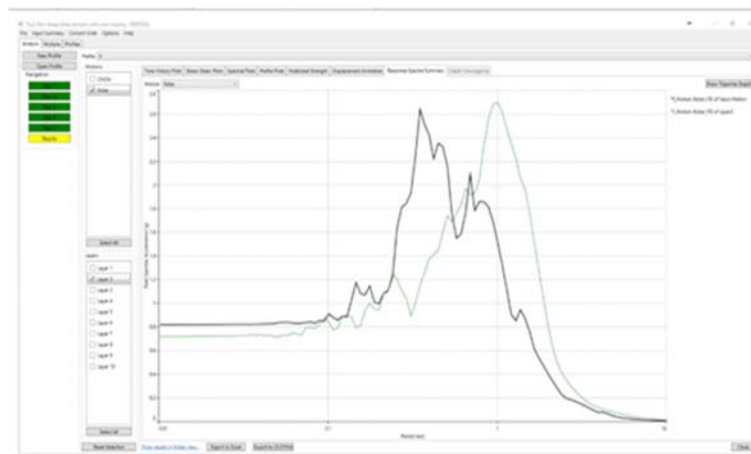
Berbeda dengan *software* NEERA, pada *software* DEEPSOIL tidak saja dapat memakai pendekatan ekivalent elastic tetapi juga dapat memakai pendekatan non linear in-elastic. Pada penelitian ini proses analisis respon dinamika tanah, dilakukan dengan bantuan dari *software* DEEPSOIL V7.0. *Software* DEEPSOIL V7.0 merupakan versi terakhir, pada *software* ini memperbaharui alur kerja program dan menambahkan kemampuan baru meliputi:

1. Pembagian profil tanah input secara otomatis, untuk mencapai diskritisasi yang tepat berdasarkan frekuensi propagasi target maksimum.
2. Kemampuan untuk melakukan ketebalan lapisan, kecepatan gelombang geser dan pengacakan kurva dinamis untuk profil tanah.
3. Output disediakan dalam format database relasional, yang memungkinkan pengguna untuk mengambil set data besar secara efisien.
4. Perbaharuan *user interface*
5. Beberapa pilihan bahasa pengguna.
6. Tampilan / plot beberapa gerakan secara bersamaan.

Terdapat 5 (lima) tahapan dalam melakukan analisis pada *Software* Deepsoil.

1. Pemilihan terhadap Tipe analisis. Pada tahap ini terdapat Analisis Method, *the solution type*, dan *the default hysteretic re/unloading formulation*.
2. Mendefinisikan Profil Tanah
3. Input pilihan motion
4. Definisi *viscous/small-strain damping*
5. Definisi control analisis
6. Hasil *software* DEEPSOIL

Setelah dilakukan analisis maka akan diperoleh hasil output untuk setiap layer. Hasil software akan memunculkan *motion* dan lapisan berupa plotting terhadap (a) *time history*, (b) *stress-strain*, (c) spectral, (d) profil, (e) *mobilized strength*, (f) animasi pergerakan, (g) ringkasan respon spektra dan (h) cek konvergensi. Pada ringkasan respon spektra, diperoleh Percepatan Spektral Puncak untuk gerakan lapisan yang dipilih Gambar 3.47.



Gambar 3.47. Ringkasan Respon Spektra

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Tinjauan Umum

Pada penelitian kali ini mengambil judul "Potensi Likuefaksi Menggunakan Pendekatan *State Parameter* Berdasarkan Percepatan Permukaan Tanah Akibat Gempa Hasil Codes, *Deterministic Seismic Hazard Analysis* (DSHA) dan *Probabilistik Seismic Hazard Analysis* (PSHA) (Studi Kasus: RSUD Anutapura, Palu, Sulawesi Tengah).

Metode penelitian dilakukan dengan melakukan kajian literatur yang diperoleh dari data sekunder, kemudian dilanjutkan dengan pengambilan sampel tanah di lapangan yang nantinya digunakan dalam kajian eksperimental. Pengambilan dilakukan di area RSUD Anutapura Palu berupa pengeboran dalam/*drilling* untuk memperoleh *undisturbed* sampel. Selain itu dilakukan pula *Standard Penetration Test* (SPT) dan *Piezcone Test* (CPTu). Dari hasil uji di lapangan dilakukan uji eksperimental di laboratorium mencakup: pengujian Kadar air, berat volume tanah basah, berat volume tanah kering, *specific gravity*, analisis distribusi saringan, batas-batas atterberg dan triaxial CU.

Hasil eksperimental yang didukung dengan kajian literatur menggunakan pendekatan konsep *state parameter* dengan menggunakan percepatan maksimum dipermukaan berdasarkan hasil Codes, DSHA dan PSHA maka akan diperoleh tegangan geser maksimum pada lapisan tanah saat terkena beban dinamik. Dengan menggunakan pendekatan *state parameter* akan diperoleh *critical state line* (CSL) atau *steady state line* (SSL) di wilayah RSUD Anutapura sebagai acuan perencanaan bangunan terhadap ancaman likuefaksi di wilayah RSUD Anutapura dan sekitarnya. Sehingga tahapan penelitian secara runtut adalah sebagai berikut: studi literatur, pengumpulan data, pengujian insitu, pengujian laboratorium, analisis hasil dan pembahasan serta kesimpulan.

Pada penelitian kali ini, analisis potensi likuefaksi dilakukan berdasar *state parameter* dari hasil uji laboratorium dan pendekatan metode empiris berdasarkan Been Jeffries (1988) yang dikembangkan oleh Rahardjo (1989) serta metode empiris

dari Farrar (1986). Selain itu, analisis potensi likuefaksi dilakukan dengan memperoleh nilai *Cyclic Stress Ratio* (CSR) berdasarkan Seed (1971) dengan variabel a_{mak} diperoleh dari Codes, DSHA dan PSHA. Sedangkan *Cyclic Resistance Ratio* (CRR) diperoleh dengan pendekatan *state parameter* metode Been Jefries, Farrar dan Raharjo. Dan analisis potensi likuefaksi dilakukan pula dengan nilai *Cyclic Stress Ratio* (CSR) berdasarkan Seed (1971) dengan variabel a_{mak} diperoleh dari Codes, DSHA dan PSHA. Sedangkan *Cyclic Resistance Ratio* (CRR) diperoleh dengan pendekatan data in-situ yaitu SPT dan CPT.

4.2 Pengambilan Sampel *In-Situ*

Data Tanah dapat dikelompokkan ke dalam dua bagian yaitu: data fisik; dan data non-fisik yang meliputi latar belakang sejarah geologi, sejarah gempa yang terdahulu. Pengumpulan data tanah meliputi: pengambilan sampel di lapangan, penelusuran terhadap peta geologi dan tata lingkungan. Sedangkan pengamatan dilakukan secara fisik dan visual berupa: pengukuran, pemotretan, penggambaran dan pengumpulan informasi dari berbagai pihak terkait.

Pengambilan sampel tanah tidak terganggu didasarkan pada ASTM D-1587-83 di lakukan langsung dilapangan untuk mendapatkan sample tanah *undisturbed*. Pengambilan sampel dilakukan sampai pada kedalaman 60 m direncanakan sebanyak 3 titik. Pengambilan sampel telah dilakukan pada Bulan Maret 2019, dan memungkinkan dilakukan pengambilan sampel kembali jika diperlukan. Data Tanah diperoleh dari data primer yaitu pengujian laboratorium yang dilakukan di Laboratorium Mekanika Tanah, Fakultas Teknik, Universitas Katolik Parahyangan, Bandung. Dan berdasarkan data sekunder yang telah dilakukan pengujiannya oleh *Geotechnical Engineering Consultant*.

Adapun Gambar penyelidikan Tanah yang telah dilakukan dapat dilihat pada Gambar 4.1 yang telah dilakukan oleh *Geotechnical Engineering Consultant*.

Gambar. Situasi RSU Anutapura Palu
Source : Drone DJI Mavic Pro, December 27th 2018, 09:12:40 LT



Gambar 4.1 Lokasi Titik Penyelidikan Tanah
Sumber: *Geotechnical Engineering Consultant*

4.3 Pengujian di Lapangan

Dalam rangka memperoleh parameter-parametr yang dibutuhkan untuk melakukan evaluasi potensi likuefaksi, maka perlu dilakukan beberapa prosedur pengujian. Pengujian dilakukan di lapangan dan di laboratorium, untuk pengujian di lapangan meliputi pengujian pemboran, CPTU dan SPT di lapangan. Pengujian *In-Situ* di lokasi RSU Anutapura yang dilakukan meliputi: Pengeboran tanah (ASTM D-1452-80), Uji *Standart Penetration Test* (SPT) (ASTM D-1586-67), dan Uji *Cone Penetration Test* (CPTU).

Pengujian CPTU terdiri dari dua titik terlihat pada titik 4 dan titik 7. Sedangkan untuk pengambilan sampel tanah dilakukan bersamaan uji SPT pada tiga titik yaitu titik 1, 2 dan 3.

Cone Penetration Test with Pore Pressure Measurement (CPTU), Uji penetrasi konus (CPT) atau uji sondir dilakukan dengan mengikuti persyaratan-persyaratan di dalam SNI 2827-2008 untuk CPT dan CPTU.

4.4 Pengujian Laboratorium

Pegujian lainnya adalah pengujian di laboratorium berupa uji propertis tanah, uji distribusi analisis saringan, batas atterberg dan pengujian triaksial CU. Data Pengujian di lakukan di dua tempat yaitu di Laboratorium Mekanika Tanah, Fakultas Teknik, Universitas Katolik Parahyangan, Bandung dan Laboratorium Mekanika Tanah, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Pengujian menggunakan sampel tanah undisturbed pada masing masing kedalaman yang terambil. Pengujian laboratorium meliputi pengujian terhadap sifat-sifat fisis dan mekanis tanah meliputi uji kadar air, berat isi tanah, gravity specifik, analisa distribusi saringan, dan uji triaksial *consolidated undrained* (CU) dengan beban monotonik. Untuk pengujian triaksial CU dilakukan pada kondisi tanah pasir kepasiran dengan gradasi halus pada kedalaman tertentu.

Tabel 4. 1 Jenis Pengujian dan Jumlah Sampel

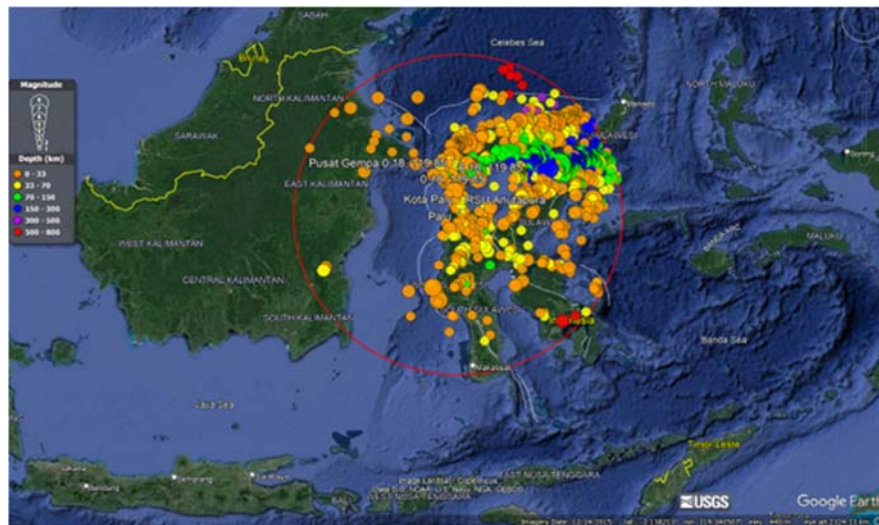
No	Jenis Pengujian	Jumlah Sampel	Satuan
1	Pengujian Propertis Tanah		
	a. Pengujian kadar air	3	Sampel
	b. Pengujian <i>Specific Gravity</i>	3	Sampel
	c. Pengujian berat volume	3	Sampel
2	Pengujian analisa granuler		
	a. Pengujian analisa saringan	3	Sampel
	b. Pengujian analisa hidrometer	3	Sampel
3	Pengujian batas-batas konsistensi		
	a. Pengujian batas cair tanah asli	3	Sampel
	b. Pengujian batas plastis tanah asli	3	Sampel
	c. Pengujian batas susut tanah asli	3	-
4	Pengujian triaksial (<i>Consolidated Undrained</i>)	5	Sampel

4.5 Penentuan Kuat Geser Tanah pada kondisi *steady state*

Kondisi *steady state* terjadi pada saat hasil dari pengujian di laboratorium adalah berupa grafik tegangan terhadap regangan pada kondisi *steady state*. Dari hasil grafik dapat diketahui perilaku tanah apakah berperilaku dilatif atau kontraktif. Selain itu ditampilkan pula pola dari tanah berupa *strain hardening* atau *strain softening*. Sehingga diketahui perilaku tanah seperti pada Gambar 3.8a.

4.6 Penentuan Percepatan Tanah

Penentuan percepatan tanah dilakukan mulai dari pengolahan data gempa yang telah dilakukan pada historis kejadian gempa dari tahun 1850 sampai dengan 2021 dengan magnitudo 5 – 9 dan radius 500 km dari titik KM 0 adalah Kota Palu yang diperoleh dari USGS (*United States Geological Survey*) dan diperoleh sebanyak 1103 gempa pada lokasi, Gambar 4.2.



Gambar 4. 2 Riwayat Gempa
Sumber: USGS

Pengolahan data gempa yang akan dilakukan peneliti pada historis kejadian gempa dari tahun 1850 sampai dengan 2021 dengan magnitudo $M \geq 5$ dan radius 500 km dari titik KM 0 adalah RS Anutapura, Kota Palu yang diperoleh dari USGS (*United States Geological Survey*). Berdasarkan Rahardjo dkk (2018) terdapat sepuluh gempa besar pada tanggal 28 September 2018, empat diantaranya menyebabkan

likuefaksi, adapun gempa tersebut berupa satu gempa *fore shock*, satu gempa *main shock* dan delapan gempa *after shock*.

Semua data dari katalog gempa diproses menggunakan prinsip-prinsip statistik kemudian digunakan untuk menganalisis *hazard* gempa. Tahapan ini dilakukan untuk meminimalkan kesalahan sistematis (*bias*) dan untuk mendapatkan hasil yang dapat diandalkan. Adapun tahapan yang dilakukan konversi skala magnitude gempa, pemisahan gempa utama dari gempa ikutan (*foreshock* dan *aftershock*), dan menganalisis kelengkapan data gempa *Mc* (*magnitude completeness*).

Data gempa diperoleh dari sumber gempa yang mempengaruhi wilayah wilayah Sulawesi Tengah khususnya pada radius mulai Kota Palu. Seperti diketahui energi guncangan yang dilepaskan pada kejadian gempa bumi di Palu pada tanggal 28 September 2018 sebesar 7,4 Mw dengan kedalaman 10 km dan episentrum berada pada $0^{\circ} 10' 48''$ S, $119^{\circ} 51' 0''$ E. Sehingga diharapkan dapat dilakukan analisis menggunakan Codes, *Deterministic Seismic Hazard Analysis* (DSHA) dan *Probabilistik Seismic Hazard Analysis* (PSHA) untuk mengetahui parameter gerakan tanah berupa besaran percepatan di permukaan tanah yang didasarkan pada SNI 1726:2019 mengenai Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung. Dan dengan penggunaan perangkat penunjang lainnya berupa *software* Matlab, untuk pengoperasian *software* ZMAP Wiemer (2001), *software* SR-Model Makrup., L.L, (1998), *software* ArcGis (ESRI corporation) untuk peta spasial berupa peta *seismic hazard*, *software spectral matching* untuk *ground motion* sintetik di batuan dasar, dan Deepsoil untuk perambatan gelombang ke permukaan tanah.

4.6.1 Konversi Skala *Magnitude*

Data gempa yang berasal dari USGS memiliki skala magnitude yang berbeda-beda. Skala *magnitude* tersebut antara lain adalah *surface wave magnitude* (M_s), richter local magnitude (M_L), *body waves magnitude* (M_b) dan *moment magnitude* (M_w). Untuk menjaga kekonsistennannya maka skala *magnitude* tersebut

dikonversi terlebih dahulu menjadi skala *magnitude* momen, karena dianggap lebih konsisten. Asrurifak dkk (2010), telah melakukan korelasi konversi beberapa skala *magnitude* di wilayah Indonesia telah dilakukan oleh peneliti sebelumnya seperti terlihat pada Tabel 4.2.

Tabel 4.2 Korelasi konversi skala *magnitude* wilayah Indonesia Asrurifak dkk, (2010)

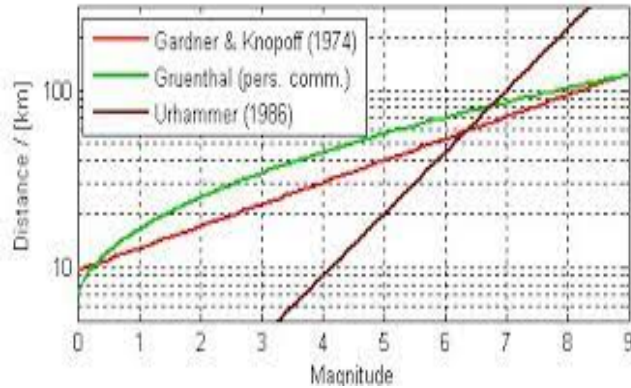
Korelasi Konversi	Jml Data	Range Data	Kesesuaian (R2)
$M_W = 0.143M_S^2 - 1.051M_S + 7.285$	3.173	$4.5 \leq M_S \leq 8.6$	93.9%
$M_W = 0.114M_b^2 - 0.556M_S + 5.560$	978	$4.9 \leq M_b \leq 8.2$	72.0%
$M_W = 0.787M_F + 1.537$	154	$5.2 \leq M_S \leq 7.3$	71.2%
$M_b = 0.125M_L^2 - 1.389X + 3.513$	722	$3.0 \leq M_S \leq 6.2$	56.1%
$M_L = 0.717M_D + 1.003$	384	$3.0 \leq M_S \leq 5.8$	29.1%

4.6.2 Pemisahan Gempa Dependen dan Independen

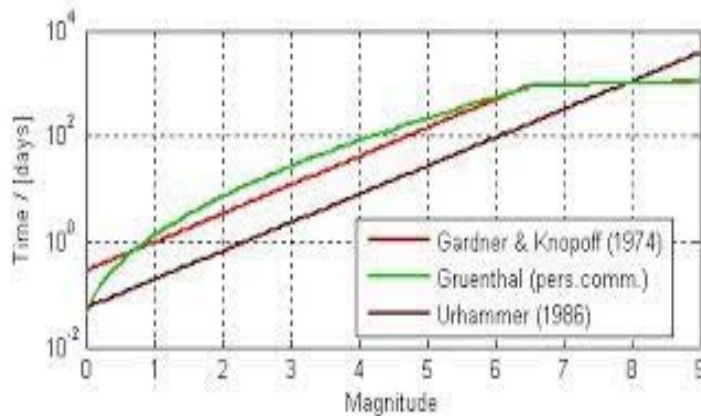
Kejadian-kejadian gempa dependen (*foreshock dan aftershock*) dan independen perlu dilakukan pemisahan terlebih dahulu sebelum digunakan dalam menentukan tingkat *hazard*. Makrup., L.L (2013) menyampaikan bahwa dengan memasukkan kejadian gempa dependen akan meningkatkan pada analisis *seismic hazard*. Kriteria empirik dikembangkan berdasarkan rentang waktu dan jarak tertentu dari suatu kejadian gempa, Irsyam dkk. (2010). Pemisahan gempa dependen dan independen kali ini menggunakan metode dari model empirik Gardner and Knopoff (1974), yang memisahkan gempa tersebut dengan menggunakan kriteria rentang waktu dan jarak tertentu dari suatu kejadian gempa besar.

Berikut contoh proses pemisahan gempa utama dan gempa ikutan (*declustering*) setelah gempa dengan *magnitude* (M_w) 6 terjadi. Jika ada gempa yang lebih kecil ditemukan dalam waktu 510 hari dan radius 54 km, maka akan dihilangkan, namun jika ditemukan *magnitude* yang lebih besar selama jangka waktu dan radius yang sama maka gempa dengan *magnitude* (M_w) 6 tersebut yang akan dihapus.

Pemisahan dilakukan dengan menggunakan kriteria rentang waktu (*time windows*) dan rentang jarak (*distance windows*) dari Gardner dan Knopoff (1974) dengan bantuan program ZMAP Wiemer (2001), Gambar 4.3 dan 4.4.



Gambar 4. 3 Kriteria rentang jarak untuk analisis pemisahan gempa dependen Gardner dan Knopoff (1974)

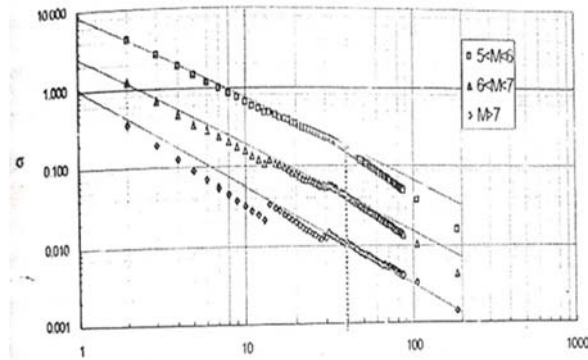


Gambar 4. 4 Kriteria rentang waktu untuk analisis pemisahan gempa Gardner dan Knopoff (1974)

4.6.3 Analisis Kelengkapan Data

Riwayat kejadian gempa dan ketidakseragaman katalog gempa sangat penting dalam menilai *hazard* gempa suatu daerah. Sehingga memerlukan estimasi *hazard* gempa dalam kurun waktu dimana kejadian gempa *independent* dalam *magnitude* tertentu dapat dikatakan lengkap dalam suatu katalog gempa. Ketidaklengkapan data (*incompleteness*) yang digunakan dalam analisis hazard gempa akan mengakibatkan parameter *hazard* gempa yang diperoleh menjadi terlalu kecil (*underestimated*) atau terlalu besar (*overestimated*). Analisis

kelengkapan data gempa dilakukan dengan bantuan *software* ZMAP Wiemer, (2001). Kemudian dapat dilakukan plotting periode waktu terhadap frekuensi kejadian gempa independen pada rentang *magnitude*, seperti pada Gambar 4.5.



Gambar 4. 5 Model completeness data gempa wilayah Indonesia Irsyam dkk (2010)

4.7 Pemodelan Sumber Gempa

Pemodelan sumber gempa diperlukan untuk mengetahui gambaran berkaitan distribusi episenternya pada suatu sumber gempa berdasarkan kejadian gempa, frekuensi kejadian dan pergeseran lempeng, Irsyam dkk. (2010). Pemodelan sumber gempa ini menggunakan pendukung *software* SR Model menggunakan model tiga dimensi (3D). Sumber gempa dapat dikategorikan sebagai sumber gempa zona subduksi yang berupa sumber gempa *megathrust* dan *benioff*. Kemudian sumber gempa zona fault (*shallow crustal*), meliputi sesar-sesar aktif yang ada di sekitar wilayah Palu. Dan sumber gempa *background* (*background seismicity sources*).

Magnitude maksimum tersebut merupakan *magnitude* batas atas yang digunakan didalam perhitungan analisis probabilitas *magnitude*. Sedangkan *magnitude minimum* (M_0) merupakan batas bawah yang digunakan dalam perhitungan probabilitas *magnitude* untuk memperoleh *rate* (ν) dimana $\nu = 10^{a-b.M_0}$, yang umumnya M_w sebesar 5.

4.8 Persamaan Atenuasi (*Ground Motion Prediction Equation*, GMPE)

Analisis hazard gempa memerlukan penurunan fungsi atenuasi yang diperoleh dari data percepatan tanah. Semakin banyak data percepatan tanah yang digunakan akan menghasilkan fungsi atenuasi yang baik sebagai input analisis.

Belum tersedia persamaan GMPE untuk wilayah Indonesia menjadikan penggunaan persamaan GMPE dari negara lain yang memiliki kesamaan kondisi geologi dan riwayat tektoniknya. Pemilihan persamaan GMPE didasarkan pada mekanisme sumber gempa di wilayah tersebut dan berdasarkan ketersediaan persamaan GMPE pada *software* SR Model. Adapun sumber gempa tersebut terbagi atas, (i) sumber gempa subduksi yang menggunakan atenuasi Youngs dkk (1997) dan atenuasi Atkinson-Boore (2003), (ii) sumber gempa *fault (shallow crustal)* dengan atenuasi Sadigh dkk (1997), Boore-Atkinson NGA (2006), Chiou-Young NGA (2008).

4.9 *Logic Tree*

Logic tree merupakan alat yang digunakan untuk menentukan parameter – parameter gempa (lihat Gambar 7.15) saat analisis *seismic hazard* untuk mengatasi adanya ketidakpastian epistemic. Parameter – parameter gempa tersebut adalah persamaan GMPE, magnitude maksimum, pemilihan model, yang masing-masing parameter tersebut diberikan suatu bobot dengan jumlah keseluruhan sama dengan satu. *Logic tree* berfungsi sebagai pengontrol terhadap adanya ketidakpastian parameter – parameter gempa yang telah dipilih dalam analisis sesuai kondisi *site* dan sumber gempa.

Untuk wilayah Sulawesi Tengah zona sumber gempa subduksi dan zona *shallow crustal* dengan *logic tree* menggunakan fungsi atenuasi yang sesuai.

4.10 Analisis Seismik Hazard

Analisis *seismic hazard* meliputi analisis PSHA dan deagregasi PSHA, dengan metode probabilitas jarak dan probabilitas *magnitude* yang melibatkan perhitungan ketidakpastian pada parameter gerakan tanah berupa *magnitude*, jarak, dan intensitas terlampaui.

4.10.1 *Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA)*

Ketidaktentuan parameter pada analisis seismik *hazard* gempa yaitu mempertimbangkan *magnitude*, jarak dan intensitas terlampaui yang

dikombinasikan dengan bantuan *software* SR Model yang dikembangkan oleh Makrup, LL., (2009). Hasil akhir dari analisis *hazard* gempa adalah percepatan gempa maksimum dibatuan dasar untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (periode ulang gempa 2.475 tahun). Sedangkan untuk memperoleh percepatan tanah maksimum di permukaan dapat dianalisis menggunakan SR Model dengan persamaan GMPE untuk permukaan tanah.

PSHA dimulai dengan laju tahunan rata-rata terlampaui (λ) yang didefinisikan dalam bentuk Persamaan integral Kramer (1996) yang dapat dilihat pada Persamaan 3.52.

4.10.2 Deagregasi

Analisis *deagregasi* digunakan untuk memperoleh *controlling earthquake* atau sumber gempa yang memberikan kontribusi terbesar terhadap *hazard* gempa pada suatu wilayah, meliputi sumber gempa dominan, *magnitude* dominan, dan jarak dominan. Analisis *deagregasi* merupakan perhitungan ulang (*back calculation*) dari nilai spektra yang dihasilkan dari PSHA yang dilakukan dengan bantuan *software* SR Model Makrup (2009). Hasil analisis ini kemudian digunakan untuk melakukan analisis spentral matching. Deagregasi *magnitude* untuk semua sumber M_D , terdapat pada persamaan 3.133. Deagregasi jarak untuk semua sumber R_D , terdapat pada Persamaan 3.134

4.11 Pembuatan Artificial *Ground motion*

Penentuan artificial *ground motion* gempa didasarkan pada hasil dari analisis *deagregasi* terhadap *magnitude* rata-rata (M) dan jarak rata-rata (R) yang paling dominan, yang memiliki kesamaan karekteristik terhadap wilayah yang ditinjau. Dengan bantuan *software* SeismoMatch, maka ditentukan *ground motion* sintetik yang melengkapi data percepatan riwayat waktu di Indonesia. *Ground motion* sintetik dibuat dengan menskalakan input accelerometer yang memiliki karakteristik yang sama dengan hasil *deagregasi* terhadap target spektra yang telah ditentukan.

Program akan menganalisis catatan riwayat waktu berdasarkan teori setiap fungsi periodik dapat dibentuk berdasarkan penjumlahan dari beberapa seri fungsi sinusoidal sehingga untuk sebuah catatan riwayat waktu dapat dirumuskan pada persamaan 3.135. Dengan A_i adalah Amplitudo gelombang ke i , ω_i = Frekuensi gelombang ke i , dan ϕ_i adalah beda fase.

Dalam menentukan *artificial groundmotion* digunakan seperti disampaikan pada pendahuluan digunakan tiga pendekatan.

1. Pendekatan menggunakan SNI 1726-2019

Menentukan time histori percepatan *artificial* menggunakan SNI 1726-2019 sebagai dasar digunakan time histori Mammoth Lakes-06 5/27/1980, Bishop-Paradise Lodge USA, yang di asumsikan terjadi di batuan dasar. Rekaman gempa tersebut kemudian dirambatkan melalui media lapisan tanah ke permukaan. Respon Spektra Target yang dipakai adalah respon spektra desain SNI 1726-2019 di RS Anutapura, Palu. Setelah itu hasil perambatan *time history* Mammoth di permukaan tanah dimatchingkan dengan respon spektra target yang menghasilkan time histori artificial di permukaan tanah. Dan nilai maksimum dari *artificial time history* digunakan sebagai percepatan maksimum pada analisis potensi likuefaksi.

2. Pendekatan menggunakan *Deterministic Seismic Hazard Analysis* (DSHA)

Pada pendekatan ini, respon spektra target ditentukan berdasarkan DSHA, yang dalam hal ini respon spektra tersebut dikembangkan dengan tiga model *Ground Motion Prediction Equation* (GMPE), yaitu GMPE Sadigh et all (1997), Kanno et all (2006) dan Idriss (2007). Respon spektra target ini diperoleh dengan mengambil nilai rata-rata dari ketiga respon spektra GMPE tersebut. Selanjutnya rekaman gempa Mammoth di batuan dasar dimatchingkan terhadap respon spektra target rata-rata, Sehingga diperoleh *artificial time history* di batuan dasar. Kemudian *artificial time history* tersebut dirambatkan ke permukaan melalui media

lapisan tanah. Dan nilai maksimum dari *artificial time history* ini digunakan sebagai percepatan maksimum pada analisis potensi likuefaksi.

3. Pendekatan menggunakan *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA)

Pada pendekatan ini, respon spektra target dihitung berdasarkan PSHA. Pada metode PSHA, setelah melalui proses perhitungan yang kompleks akhirnya diperoleh *Annual rate of Accident* (λ). Dari *Annual rate of Accident* dapat diturunkan *Uniform Hazard Spektrum* (UHS) di batuan dasar, yang berfungsi sebagai spektra target di batuan dasar. Dengan cara yang sama rekaman gempa Mammoth kemudian di matching dengan respon spektra target tersebut yang menghasilkan *artificial time history* di batuan dasar. Kemudian *time history* tersebut dirambatkan ke permukaan melalui media lapisan tanah. Sehingga diperoleh *artificial time history* di permukaan tanah. Dan nilai maksimum dari *artificial time history* ini digunakan sebagai percepatan maksimum pada analisis potensi likuefaksi.

Adapun perhitungan potensi likuefaksi dengan tiga pendekatan diatas ini, dapat dilihat pada Bab 8.

4.12 Analisis Respon dinamika tanah

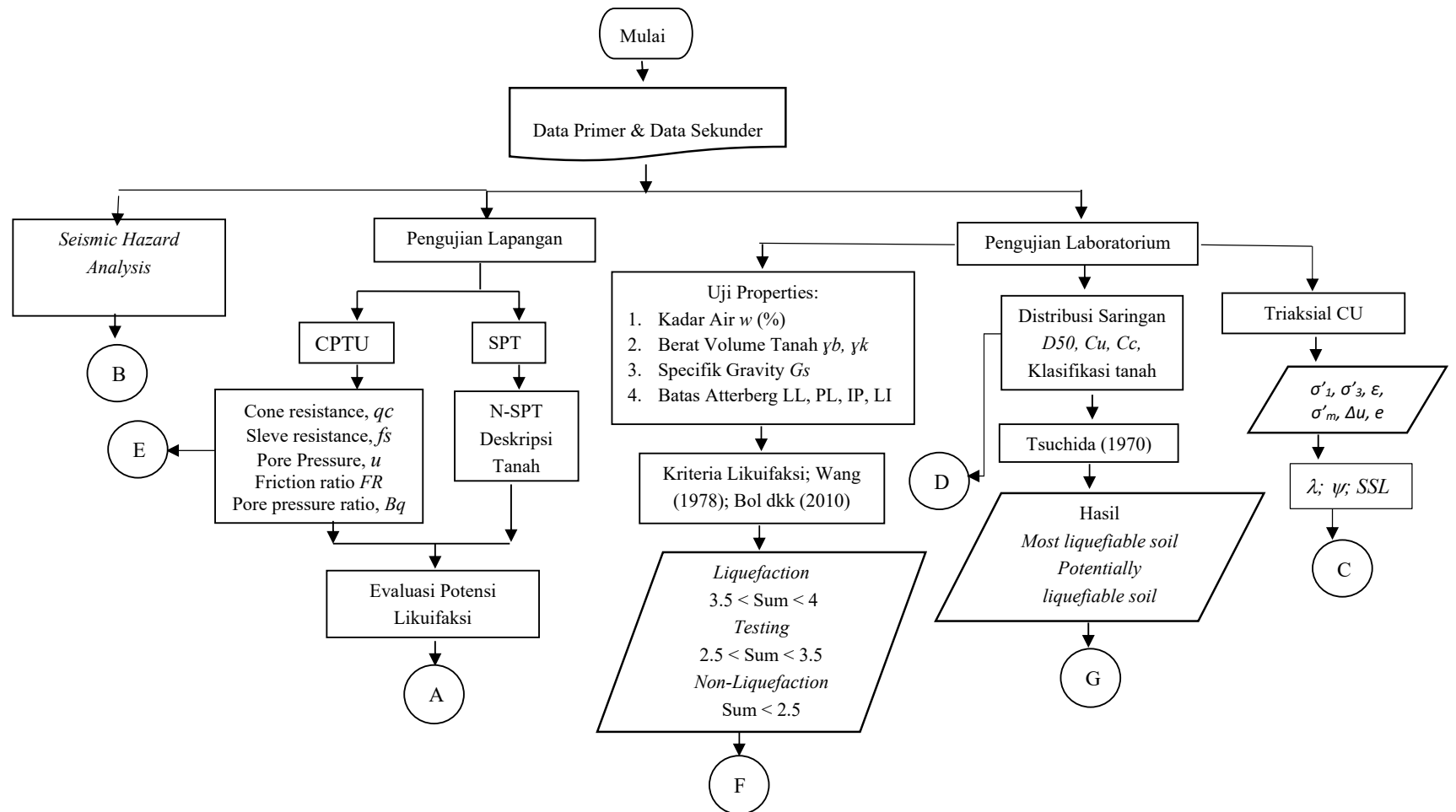
Analisis Respon dinamika tanah adalah proses perambatan gelombang dari batuan dasar ke permukaan dan penentuan parameter dinamik tanah pada wilayah yang ditinjau. Inputan analisis respon dinamik berupa *ground motion* sintetik yang diperoleh dari analisis deagregasi dan *spectral matching*. Analisis respon dinamika tanah ini dilakukan dengan bantuan *software* Deepsoil.

4.13 Peta Spasial Percepatan tanah di Batuan dasar dan permukaan

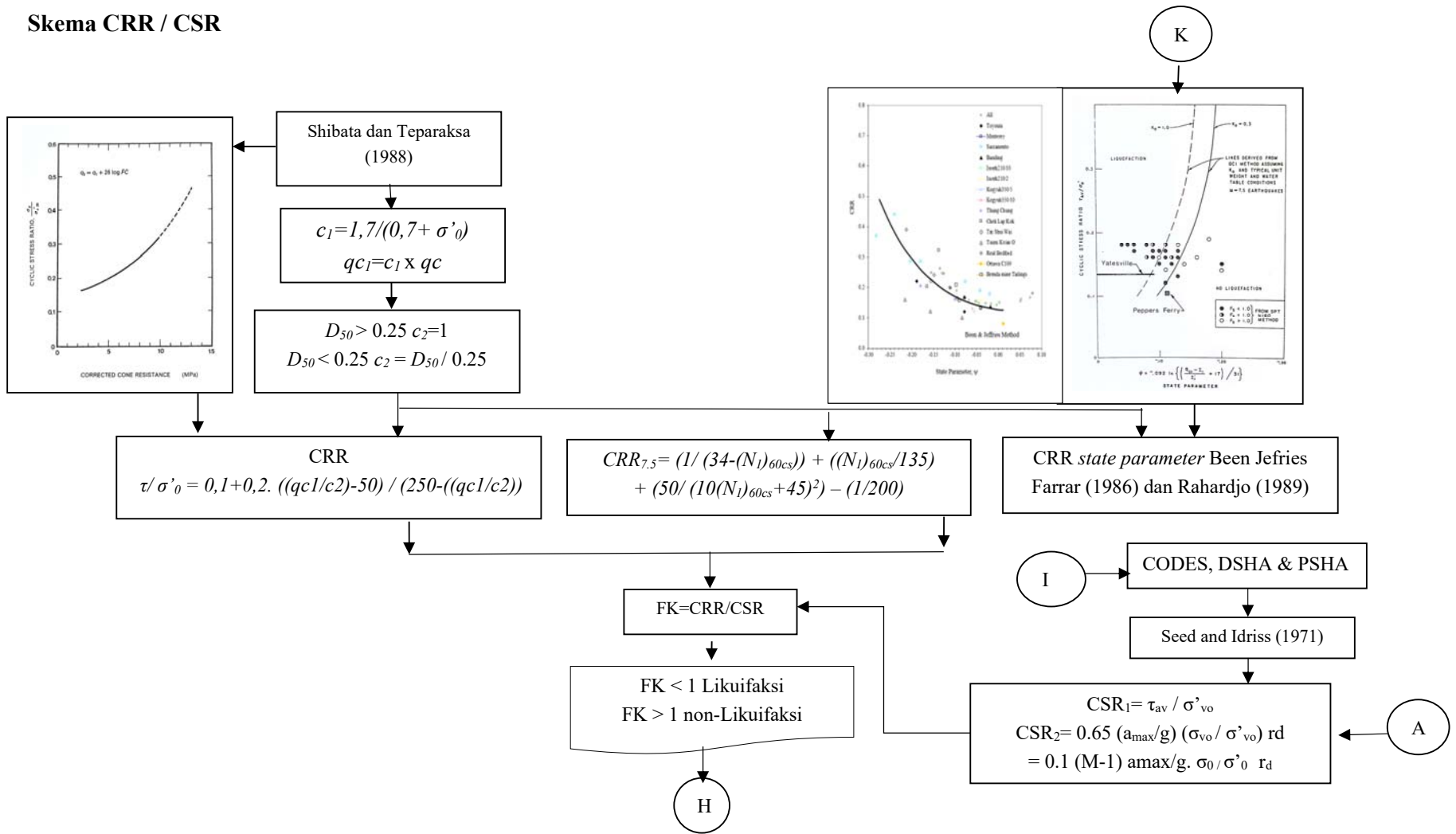
Untuk menampilkan hasil analisis PSHA yang diperoleh dalam bentuk peta spasial maka digunakan *software* ArcMap dan ArcGis dengan memasukkan data *longitude-latitude* dan data percepatan tanah dipermukaan di wilayah yang ditinjau.

4.14 Bagan Alir Penelitian

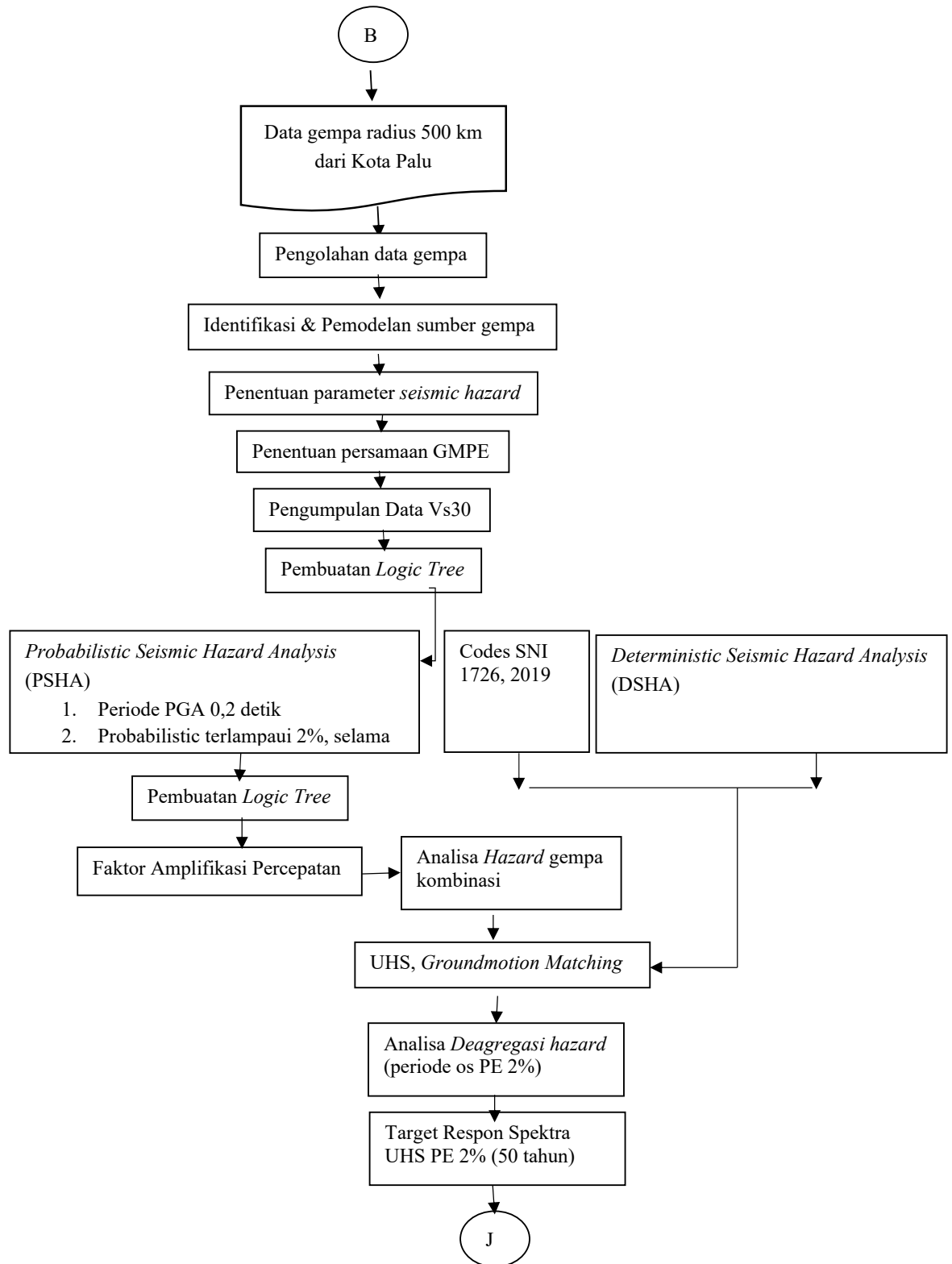
4.14.1 Bagan Alir Penelitian

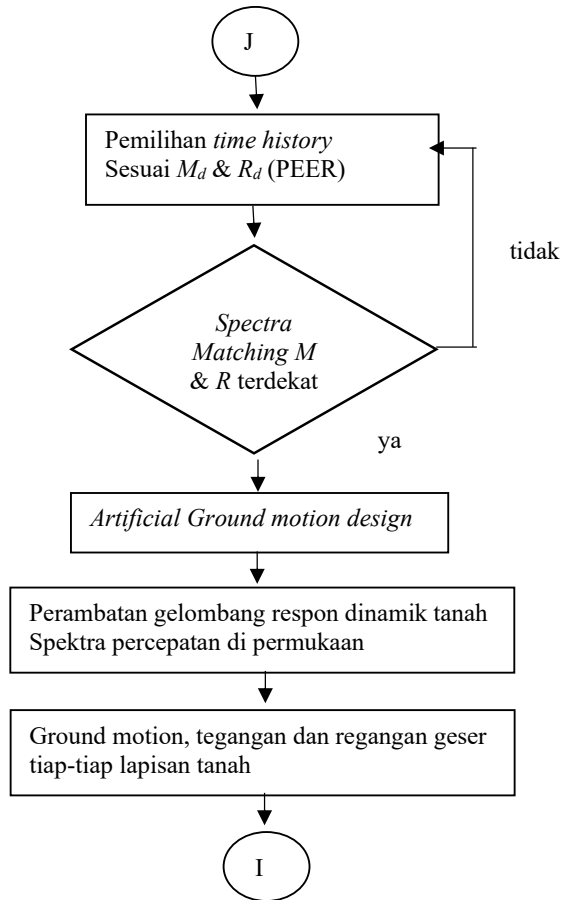


Skema CRR / CSR

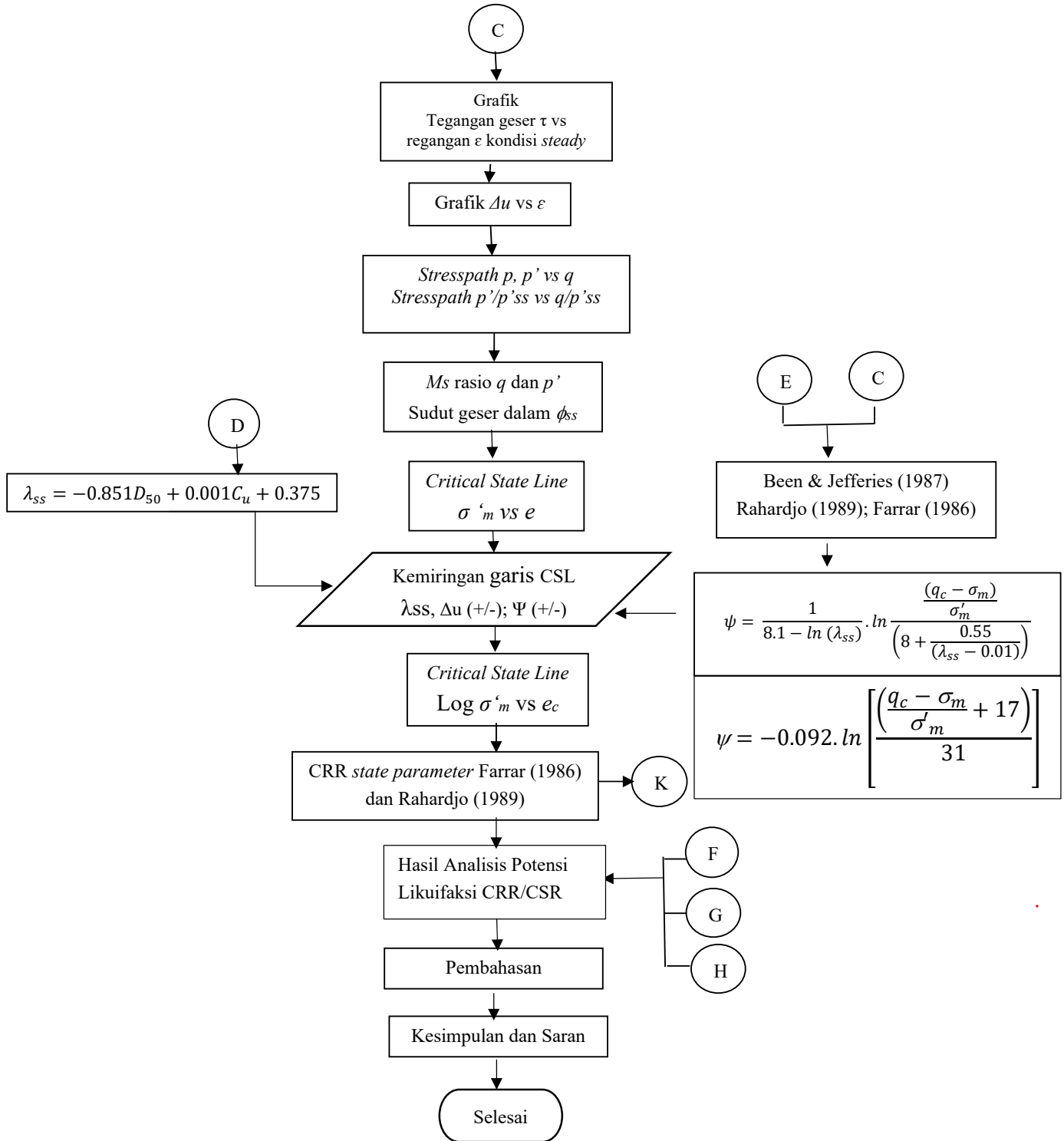


4.14.2 Analisis Seismik *Hazard*





4.14.3 Skema *Steady State Parameter*



BAB V

HASIL PENGUJIAN DI LABORATORIUM

5.1 Tinjauan Umum

Kota Palu berada di lembah Palu yang dikelilingi oleh pegunungan memanjang sejajar yang terbelah oleh sesar Palu Koro hingga sesar Mantano. Berdasarkan Peta Geologi skala 1:15.000 Tinjau Lembar Palu, Sulawesi terdiri dari 2 (dua) Formasi batuan, yaitu Aluvium dan endapan pantai (*Qap*) dan Molasa Celebes Serasin dan Serasin (*Qtms*).

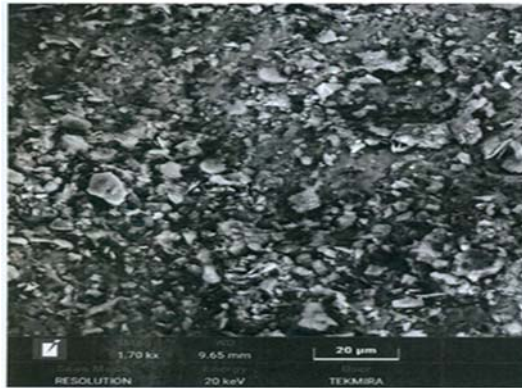
Pada bab ini akan disampaikan hasil pengujian dan pembahasan berdasarkan analisis yang dilakukan dari data pengujian. Adapun pengujian yang telah dilakukan meliputi *Uji X-Ray Mapping*, pengujian *properties* tanah, distribusi butiran tanah dan triaksial *consolidated undrained*. Pengujian dilakukan pada sampel tanah Kota Palu, khususnya di RSUD Anutapura, Sulawesi Tengah. Sampel tanah diambil berdasarkan dari bore hole yang dilakukan di lapangan, dari pengujian insitu SPT dan dari data CPTU yang dilakukan di lapangan. Pengujian meliputi 5 sampel tanah dengan variasi persentase terhadap *Fines Content* yang berbeda beda yaitu sebesar 2%, 5%, 9%, 13% dan 17%.

Pengujian dilakukan di Laboratorium Mekanika Tanah, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia dan di Laboratorium Mekanika Tanah, Fakultas Teknik, Universitas Parahyangan Bandung.

5.2 Hasil Uji *X-Ray Mapping* permukaan Contoh Tanah

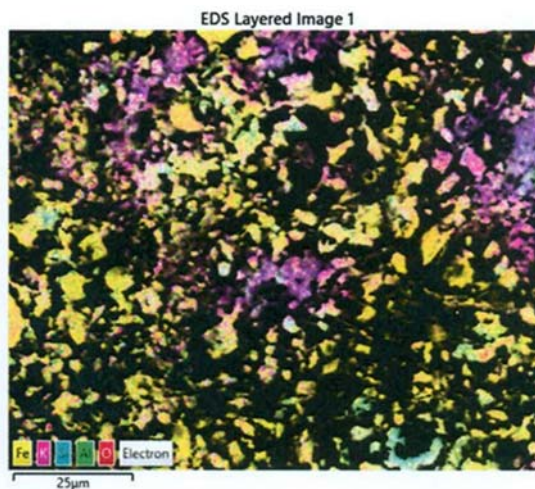
Pengujian *X-Ray Mapping* permukaan Contoh Tanah dilakukan di laboratorium pengujian Tekmira, Puslitbang Teknologi Mineral dan Batubara di Bandung. Pengujian ini bertujuan untuk mengetahui secara detail bentuk batuan dari sampel tanah Kota Palu. Selain itu pengujian ini dilakukan untuk mengetahui lebih jauh kandungan mineral atau elemen pada sampel tanah tersebut. Hasil *X-Ray Mapping* permukaan contoh tanah dilakukan dengan perbesaran 1700x skala

gambar $20\mu\text{m}$. Dari hasil pengujian dapat terlihat sampel tanah merupakan sampel tanah pasiran halus dengan butiran yang kasar atau tajam dengan masih terdapat presentasi tanah halus diantara butiran pasir. Sampel menunjukkan sebaran butiran yang tidak seragam, dapat dilihat pada Gambar 5.1.



Gambar 5. 1 Hasil *X-Ray Mapping* permukaan Contoh Tanah dengan perbesaran 1700x skala gambar $20\mu\text{m}$

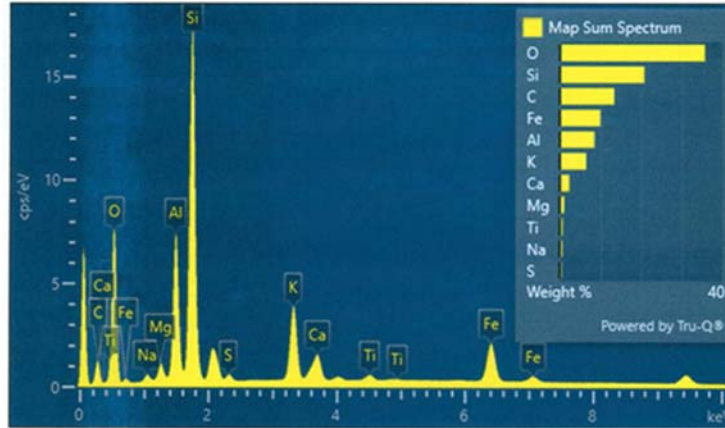
Pada hasil pengujian unsur kimia pada sampel tanah Kota Palu, didominasi oleh Fe, K, Si, Al, O dan electron lainnya, seperti pada Gambar 5.2.



Gambar 5. 2 Kandungan Fe, K, Si, Al, O dan electron pada Sampel Tanah

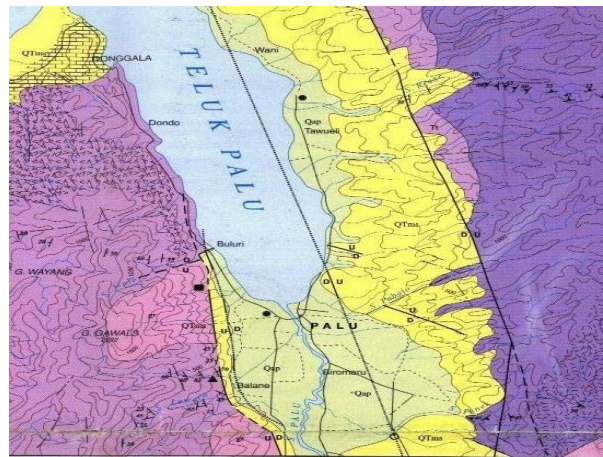
Dari hasil grafik kualitatif jenis dan data semi kuantitatif sampel tanah, maka dapat diketahui persen berat pada O sebesar 35.67%, kandungan Si sebesar 20.79%, kandungan C sebesar 13.39%, kandungan Fe sebesar 9.98%, kandungan Al sebesar 8.54% dan kandungan elektron lainnya seperti K, Ca, Mg, Ti, Na, dan S

berturut turut adalah 6.49%, 2.23%, 1.08%, 0.71%, 0.61%, dan 0.42%, pada Gambar 5.3.



Gambar 5. 3 Grafik kualitatif jenis dan data semi kuantitatif tanah

Hal tersebut sejalan dengan peta Badan Geologi Gambar 5.4 pernyataan yang didasarkan pada penelitian Anda dkk (2021), tentang Sulawesi yang merupakan aluvium dan endapan pantai yang terdiri dari kerikil, pasir, lumpur, dan batu gamping koral. Terbentuk dalam lingkungan sungai, delta, dan laut dangkal merupakan sedimen termuda di daerah ini. Endapan itu boleh jadi seluruhnya berumur Holosen. Di daerah dekat Labea dan Tombo terumbu koral membentuk bukit-bukit rendah. Kondisi batuan pada Formasi ini umumnya berupa material yang belum mengalami kompaksi.



Gambar 5. 4 Peta formasi batuan
Sumber: Badan Geologi

Sedangkan untuk Molasa Celebes Serasin dan Serasin, batuan ini terdapat pada ketinggian lebih rendah pada sisi-sisi kedua pematang, menindih secara tidak selaras formasi Tinombo dan kompleks batuan metamorf, mengandung rombakan yang berasal dari formasi formasi lebih tua dan terdiri dari konglomerat, batu pasir, batu gamping koral, dan napal yang semuanya hanya mengeras lemah. Di dekat Kompleks batuan metamorf pada bagian barat pematang timur endapan itu terutama terdiri dari bongkah-bongkah kasar dan agaknya diendapkan di dekat sesar. Batuan-batuan itu ke arah laut beralih-alih jadi bebatuan klastika berbutir lebih halus

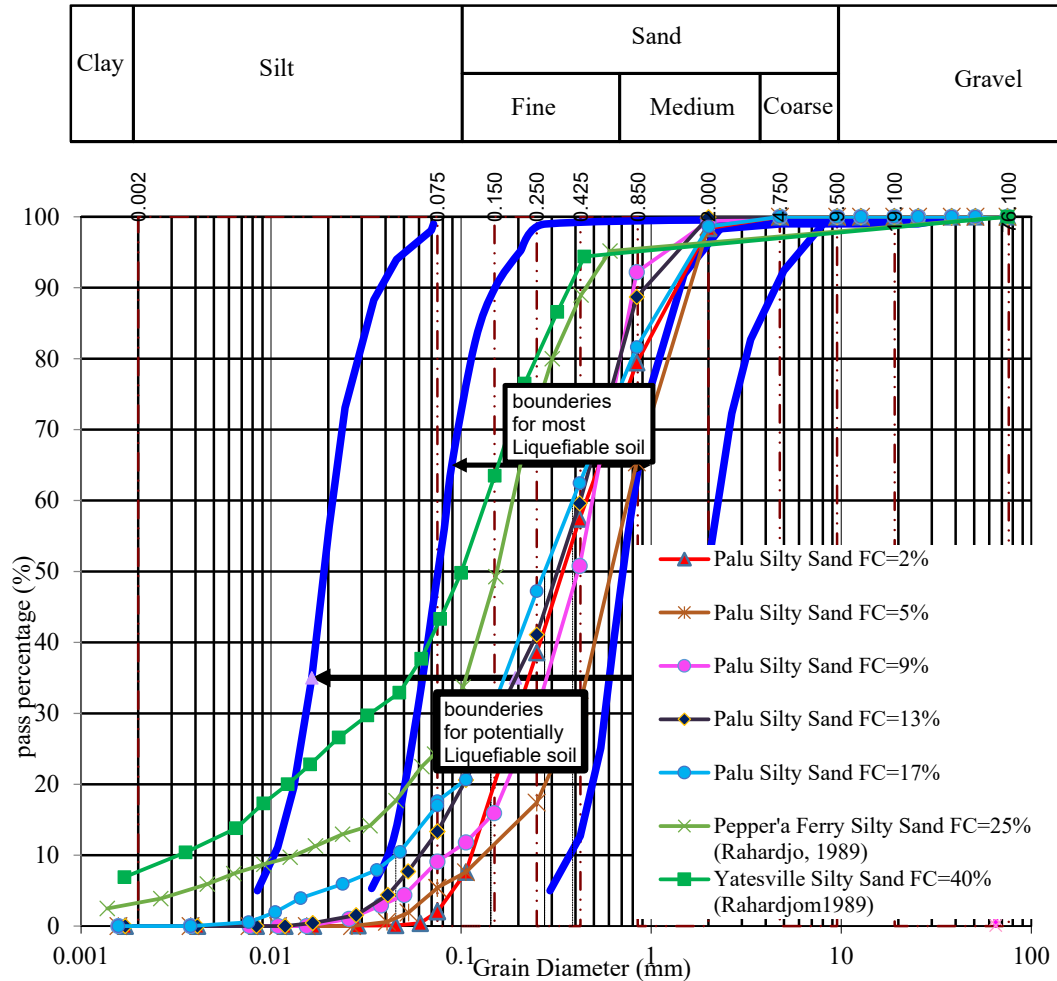
5.3 Distribusi Butiran Tanah

Potensi likuefaksi berdasarkan berbagai jenis tanah telah menjadi konsen peneliti di bidang geoteknik. Tsuchida (1970) dalam Tsuchida & Koester (1988), melakukan penelitian kurva distribusi butiran yang berhubungan dengan perilaku likuefaksi yang terjadi didasarkan pada kejadian gempabumi jepang sebelumnya. Dari hasil tersebut diperoleh kurva distribusi butir tanah yang dapat memperkirakan kerentanan tanah terhadap potensi likuefaksi, Gambar 5.5.

Analisis distribusi saringan mencakup analisis saringan dan analisis hydrometer pada sampel tanah berpasir yang berasal dari daerah Kota Palu, Sulawesi Tengah. Berdasarkan distribusi butiran tanah, dimana batas-batas distribusi butir tanah yang berpotensi likuefaksi dan batas-batas kurva gradasi pada kondisi sangat berpotensi likuefaksi, *boundaries for most liquefiable soil* merupakan batasan untuk tanah paling berpotensi likuefaksi dan *boundaries for potentially liquefiable soil* merupakan batasan untuk tanah berpotensi likuefaksi.

Pada analisis ini dilakukan analisis distribusi saringan untuk mengetahui kandungan silt pada tanah pasir, serta distribusi partikel kombinasi pasir dan silt pada sampel tanah. Dari Gambar 5.5 dapat terlihat variasi terhadap sampel tanah Silty Sand dengan kandungan tanah silt sebesar 2%, 5%, 9%, 13% dan 17%. Grafik diatas menunjukkan bahwa kurva distribusi tanah berada pada batas sangat berpotensi likuefaksi, dimana tanah pasir terdiri dari partikel lanau dan partikel yang lebih halus yang lebih kecil dari 0,074 milimeter, yang melewati bukaan pada

saringan US Standard No. 200 dan dilayeringkan dengan kurva gradasi dari Yatteville dan Pepper's *Silty Sand* Rahardjo (1989).



Gambar 5. 5 Distribusi Butir Tanah yang berpotensi Likuefaksi terhadap Grafik Tsuchida, 1970

Ishihara, dkk. (1980) mengklaim bahwa grafik batas -batas potensi likuefaksi tersebut hanya sebatas untuk tanah alluvial, diluvial, atau vulkanik. Untuk itu Tokimatsu, K And Oshimi, Y, (1983), mengamati perilaku tanah yang mengandung fraksi partikel ukuran tanah liat plastisitas rendah, dari kandungan yang memiliki lebih dari 10% akan memiliki ketahanan yang lebih besar dibandingkan pasir murni terhadap bahaya likuefaksi pada nilai N-SPT yang sama. Begitupula kandungan kerikil akan memiliki ketahanan yang lebih rendah terhadap likuefaksi,

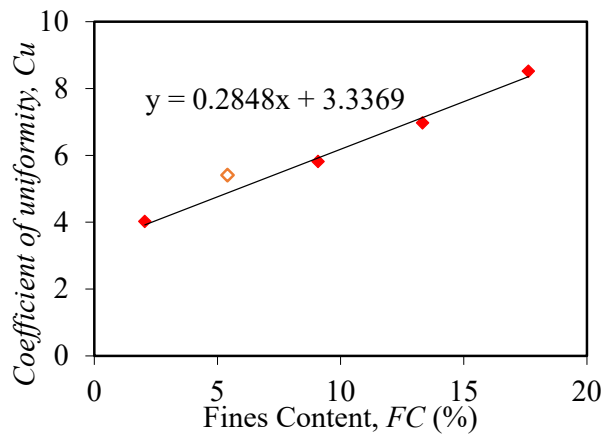
dibandingkan pasir bersih pada nilai N-SPT yang sama. Sehingga perlunya dilakukan penelitian lanjutan berkaitan dengan tegangan geser yang terjadi saat likuefaksi terhadap variasi kandungan tanah halus.

Hasil grafik distribusi butiran tanah Kemudian tinjauan dari koefisien keseragaman (C_u) dan koefisien kurva gradasi (C_c) maka dapat dilihat pada Tabel 5.1.

Tabel 5. 1 Nilai *Coefficient of Uniformity* (C_u) dan *Coefficient of Curvature* (C_c)

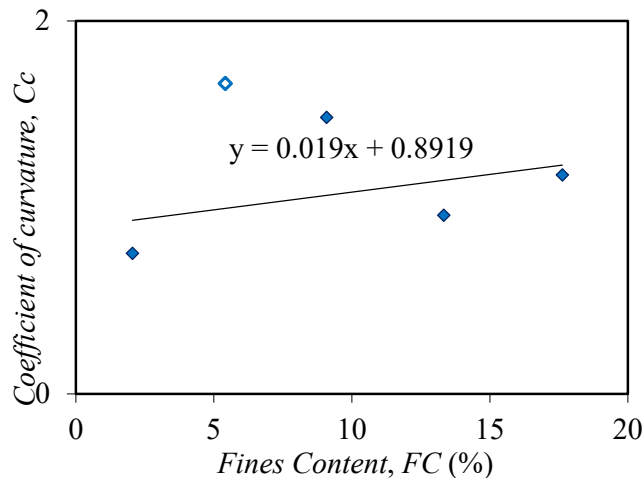
FC(%)	2%	5%	9%	13%	17%
e_{min}	0.44	0.40	0.35	0.31	0.27
e_{max}	0.96	0.87	0.74	0.69	0.63
C_u	4.02	5.76	5.82	6.97	8.52
C_c	0.75	1.66	1.48	0.96	1.17
C_c/C_u	0.19	0.29	0.25	0.14	0.14

Dari hasil kurva gradasi maka koefisien keseragaman (C_u) dapat menunjukkan besarnya rentang ukuran butiran tanah. Jika nilai C_u besar maka rentang ukuran butiran akan besar sehingga menunjukkan ukuran butiran tanah yang bervariasi. Tanah pada kondisi ini dianggap sebagai tanah bergradasi baik (*well graded*), sedangkan pada nilai $C_u < 4$, atau semakin kecil nilai C_u maka ukuran butiran semakin sama (*poorly graded*). Hal tersebut dapat didekati dengan kandungan tanah halus yang terdapat pada pasir, dimana semakin besar nilai kandungan tanah halus akan meningkatkan nilai C_u seperti pada Gambar 5.6.



Gambar 5. 6 Hubungan variasi *fines content* terhadap *coefficient of uniformity* pada tanah berpotensi likuefaksi.

Nilai Koefisien *curvature* ($C_c=1$) memiliki distribusi ukuran butiran yang bervariasi sehingga disebut bergradasi baik (*well graded*). Sedangkan untuk nilai Koefisien *curvature* ($C_c < 1$ atau $C_c > 1$), maka ukuran butiran tanah hanya dibatasi pada ukuran yang besar saja atau kecil saja, sehingga disebut tanah yang tidak memiliki variasi ukuran butiran lengkap (*gap graded*), Gambar 5.7.



Gambar 5. 7 Hubungan variasi *fines content* terhadap *coefficient of curvature* pada tanah berpotensi likuefaksi.

5.4 Klasifikasi Tanah Sistem klasifikasi USCS dan AASHTO

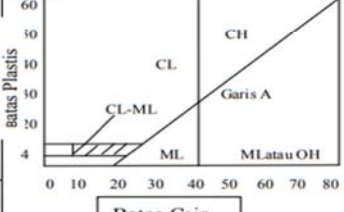
Klasifikasi tanah dari sistem USCS mula pertama diusulkan oleh Casagrande (1942) dalam Hardiyatmo (2006), kemudian direvisi oleh kelompok teknis dari USBR (*United State Bureau of Reclamation*). Dari hasil distribusi butiran, tanah diklarifikasikan ke dalam tanah Pasir berlanau dengan butiran medium hingga halus karena 98,988% lolos pada saringan nomor 10, dan 52,462% lolos saringan nomer 40. Sedangkan untuk tanah halus berplastisitas sedang berkisar 9.502% dibuktikan dengan lolos pada saringan nomor 200, Dapat dilihat pada Tabel 5.2.

Tabel 5. 2 Kompilasi Hasil Butiran Lolos saringan Nomor 10, 40 dan 200.

Sieve No	<i>Silty Sand</i> 1	<i>Silty Sand</i> 2	<i>Silty Sand</i> 3	<i>Silty Sand</i> 4	<i>Silty Sand</i> 5	Rerata
10	98.63	99.97	99.35	98.62	98.37	98.988
40	62.47	70.42	41.06	30.95	57.41	52.462
200	17.63	13.33	9.09	5.41	2.05	9.502

Selanjutnya tanah diklasifikasikan dengan sistem USCS, pada sistem USCS tanah diklasifikasi ke dalam tanah pasir berbutir halus dengan kurang dari 50% lolos saringan no. 200, dan didetailkan dalam sejumlah kelompok dan subkelompok yang dapat dilihat pada Tabel 5.3.

Tabel 5. 3 Sistem Klasifikasi USCS

Divisi Utama	Simbol	Nama Umum	Kriteria Klasifikasi
Tanah berbutir kasar: 50% butiran tertahan saringan No. 200	Kerikil 50% fraksi kasar tertahan saringan No. 4	Kerikil bergradasi-baik dan campuran kerikil-pasir, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Antara 1 dan 3 Tidak memenuhi kedua kriteria untuk GW
		Kerikil bergradasi-buruk dan campuran kerikil-pasir, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus	
		Kerikil berlanau, campuran kerikil-pasir-lanau	
		Kerikil berlempung, campuran kerikil-pasir-lempung	
	Pasir > 50% fraksi kasar lolos saringan No. 4	Pasir bergradasi-baik, pasir berkerikil, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Antara 1 dan 3 Tidak memenuhi kedua kriteria untuk SW
		Pasir bergradasi-buruk, pasir berkerikil, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus	
	Pasir dengan butiran halus	Pasir berlanau, campuran pasir-lanau	Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI < 4$ Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI > 7$ Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI < 4$ Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI > 7$
		Pasir berlempung, campuran pasir-lempung	
		Lanau anorganik, pasir halus sekali, serbuk-batuan, pasir halus berlanau atau bertumpukan	
		Lempungan anorganik dengan plastisitas rendah sampai dengan sedang lempung berkerikil, lempung berpasir, lempung berlanau, lempung "kurus" (lean clays)	
Tanah berbutir halus 50% atau lebih lolos saringan No. 200	Lanau dan lempung batas cair $\leq 50\%$	Lanau organik dan lempung berlanau organik dengan plastisitas rendah	Diagram Plastisitas: Untuk mengklasifikasi kadar butiran halus yang terkandung dalam tanah berbutir halus dan kasar. Batas Atterberg yang termasuk dalam daerah yang diarsir berarti batasan klasifikasinya menggunakan dua simbol.  Garis A : $PI = 0.73 (LL - 20)$
		Lanau organik dan lempung berlanau organik dengan plastisitas rendah	
		Lanau organik atau pasir halus diatomae, lanau yang elastis	
	Lanau dan lempung batas cair $\geq 50\%$	Lempungan anorganik dengan plastisitas tinggi, lempung "gemuk" (fat clays)	
		Lempungan organik dengan plastisitas sedang sampai dengan tinggi	
		Peat (gambut), muck, dan tanah-tanah lain dengan kandungan organik tinggi	

Sumber: Hardiyatmo (2012)

Dari hasil USCS, Tanah termasuk pasir dengan butiran halus, pasir berlanau, campuran pasir lanau. Sedangkan klasifikasi berdasarkan prosentase butiran halus termasuk dalam 9,502% lolos saringan nomor 200 yaitu *Silty Sand (SM)*.

Batas batas Atterberg (Hasil uji laboratorium yang dilakukan GEC, Bandung)

- 1) Batas Cair (LL) = 37.71%
- 2) Batas Plastis (PL) = 22.99%
- 3) Indeks Plastisitas (PI) = 14.73%

Sistem AASTHO klasifikasi tanah dapat ditentukan berdasarkan Tabel 5.3a berdasarkan data

- a. Tanah yang lolos saringan No.200 = 9.502%, sehingga presentase tanah lolos saringan nomor 200 < 35%, masuk kedalam kelompok A-3.
- b. Untuk mengevaluasi lebih lanjut tanah-tanah dalam kelompoknya menggunakan Indeks kelompok (*group index*) (GI) Bowles, (1991). Nilai indeks group (GI) dihitung berdasarkan persamaan dibawah ini.
 $GI = 0\%$

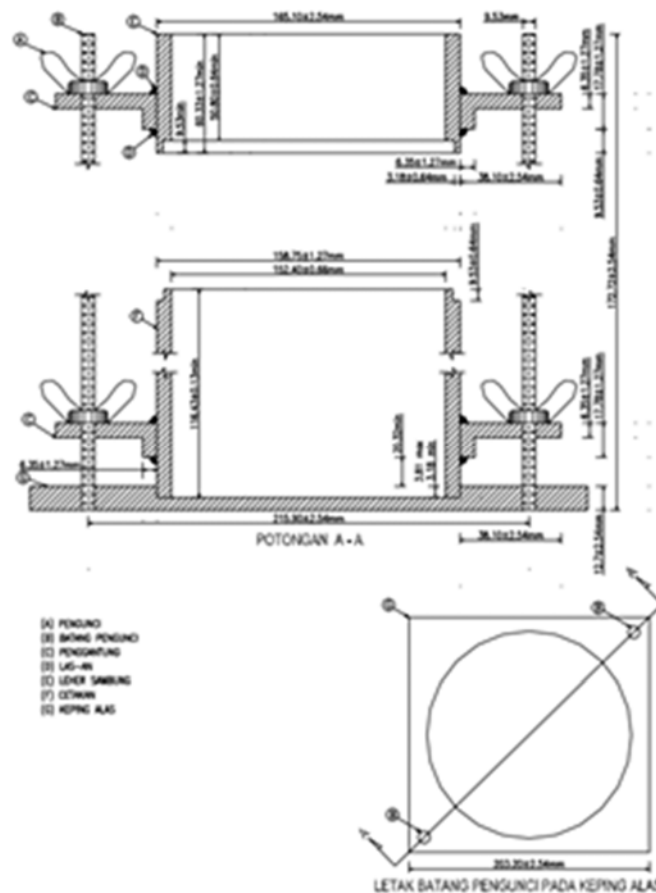
Tabel 5.3a Hasil Klasifikasi Tanah Asli Metode AASTHO

Klasifikasi Umum	Material granuler (<35% lolos saringan No.200)						Tanah-tanah lanau-lempung (>35% lolos saringan N0.200)				
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Klasifikasi Kelompok	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5/A-7-6
Analisis Saringan (%lolos)											
2,00 mm (no.10)	50 maks	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,425 mm (no.40)	30 maks	50 Maks	51 Min	-	-	-	-	-	-	-	-
0,075 mm (no. 200)	15 maks	25 maks	10 maks	35 maks	35 maks	35 maks	35 maks	36 min	36 min	36 min	36 min
Sifat Fraksi lolos Saringan no.40											
Batas Cair (LL)	-	-	-	40 maks	41 min	40 maks	41 min	40 maks	41 min	40 maks	41 min
Indeks Plastis (PI)	6 maks		Np	10 maks	10 maks	11 min	11 min	10 maks	10 maks	11 min	11 Min
Indeks Kelompok (G)	0		0	0		4 maks		8 maks	12 maks	16 maks	20 maks
Tipe material yang Pokok pada umumnya	Pecahan batu, kerikil dan pasir		Pasir halus	Kerikil berlanau atau berlempung dan pasir				Tanah Berlanau		Tanah berlempung	
Penilaian umum Sebagai tanah dasar	Sangat baik sampai baik						Sedang sampai buruk				

5.5 Pemadatan Tanah

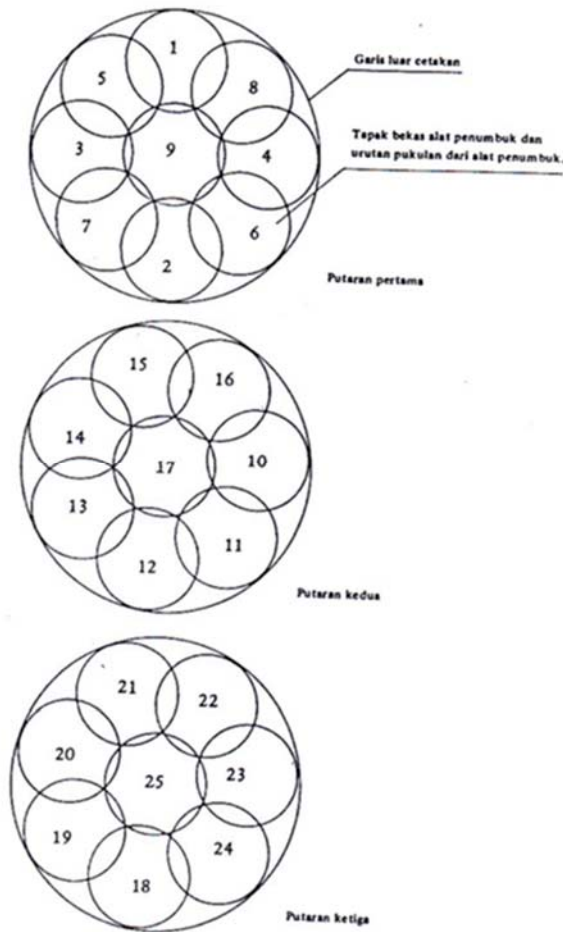
Metode pemadatan tanah dilakukan berdasarkan alat tekan proctor standart (ASTM D698-12, 2021, dalam penelitian ini dilakukan prosedur pengujian merujuk pada SNI 1742-2008. Pengujian dilakukan dalam rangka untuk

memperoleh hubungan antara berat tanah kering maksimum dan kadar air optimum. Pengujian dilakukan menggunakan cetakan silinder dengan diameter cetakan berkisar 4 or 6-in. (101.6 or 152.4-mm), tinggi 116,43 mm ± 0,13 mm dengan hammer atau penumbuk 5.50-lbf (24.5-N) setara 2.5 kg dengan ketinggian jatuh dari 12.0 in. (305 mm) dimana menghasilkan energi sebesar 12 400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³), dapat dilihat pada Gambar 5.8.



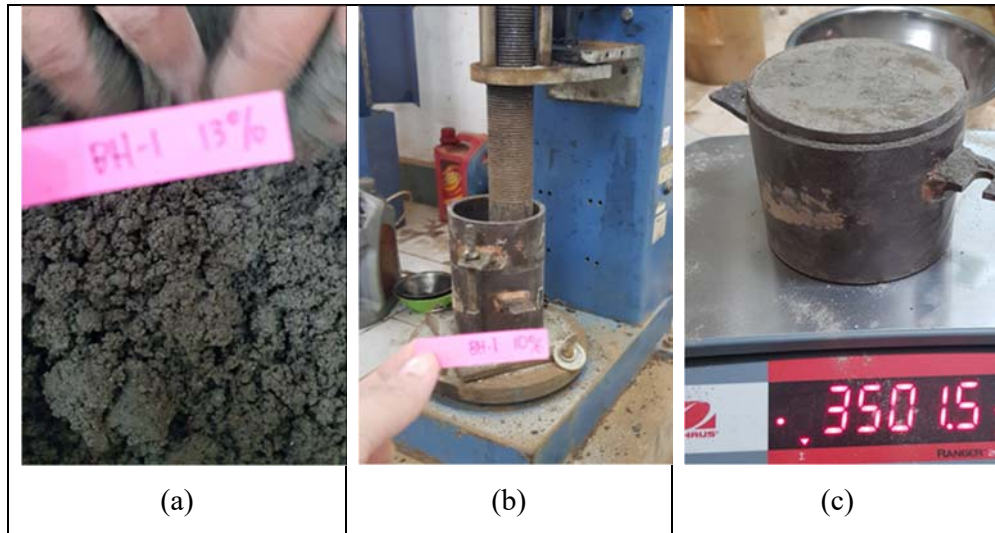
Gambar 5. 8 Cetakan Silinder dan Keping Alas
Sumber: SNI 1742 (2008)

Sampel dituang kedalam mold dalam tiga lapis dengan diberikan tumbukan disetiap lapisnya sebanyak 25 kali hingga ketinggian sampel sesuai *mold*. Dengan Cara penumbukkan dilakukan seperti pada Gambar 5.9.



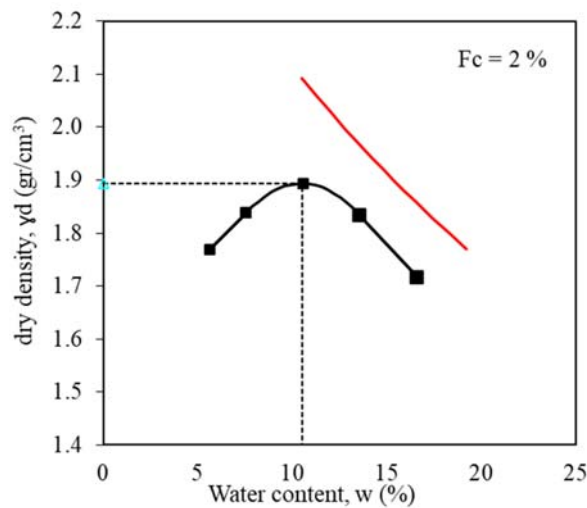
Gambar 5. 9 Cara melakukan penembukan
 Sumber: SNI 1742 (2008)

Sampel dibuat dengan dilakukannya penambahan kadar air pada interval tertentu dengan maksud agar diperoleh variasi kadar air mulai dari minimum hingga mendekati nilai maksimum, hal tersebut dimaksudkan untuk memperoleh kadar air optimum pada sampel tanah yang akan digunakan. Pengujian pematatan ini dilakukan berulang untuk variasi *finer content* sebesar 2%, 5%, 9%, 13% dan 17% sehingga akan diperoleh nilai kadar air optimum pada masing-masing variasinya, Gambar 5.10. Dari presentasi nilai kadar air optimum pada masing-masing variasi *finer content* maka akan diketahui trendline kadar air optimum yang akan dicapai.

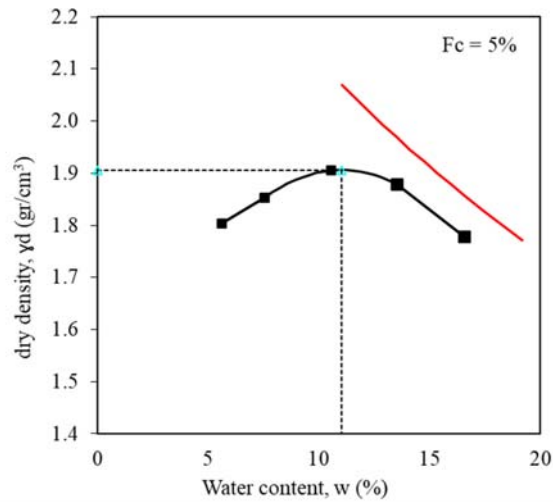


Gambar 5. 10 Pelaksanaan pengujian pemadatan tanah (a) pencampuran air dan sampel tanah dengan variasi FC (b) proses penumbukan (c) benda uji

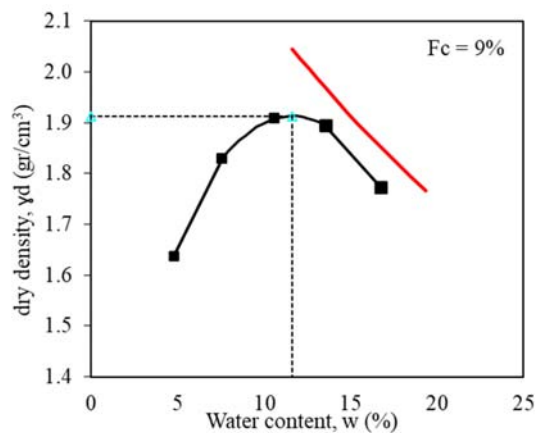
Dari hasil pengujian pemadatan tanah maka dapat di peroleh hubungan berat volume kering maksimum dan kadar air optimum, dapat dilihat pada Gambar 5.11 – 5.15, dengan variasi *fines content* pada setiap grafiknya.



Gambar 5. 11 Hubungan *water content*, w (%) dan *dry density* y_d (gr/cm^3) pada $FC = 2\%$

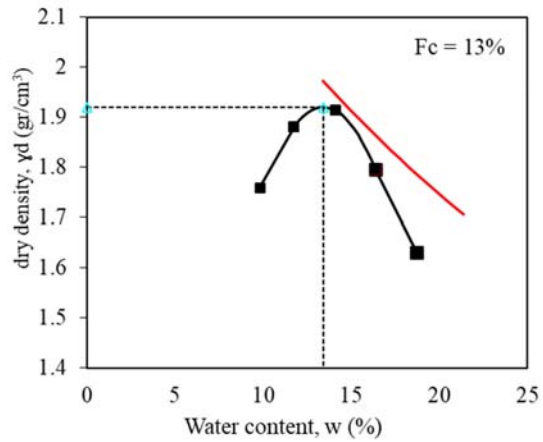


Gambar 5. 12 Hubungan *water content*, *w* (%) dan *dry density* γ_d (gr/cm³) pada *FC* = 5%

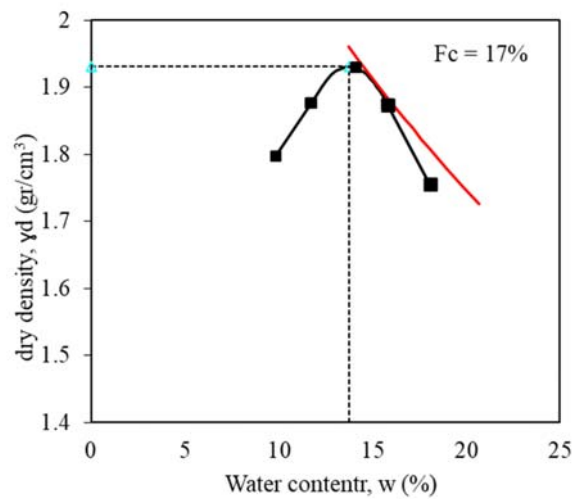


Gambar 5. 13 Hubungan *water content*, *w* (%) dan *dry density* γ_d (gr/cm³) pada *FC* = 9%

Pada Gambar 5.11 pada *finer content* 2% diperoleh nilai OMC sebesar 10.509% dan MDD 1.894kg/cm³, pada Gambar 5.12 *finer content* 5% diperoleh nilai OMC sebesar 11.041% dan MDD 1.906kg/cm³, pada Gambar 5.13 *finer content* 9% diperoleh nilai OMC sebesar 11.630% dan MDD 1.913 kg/cm³, pada Gambar 5.14 *finer content* 13% diperoleh nilai OMC sebesar 13.418% dan MDD 1.920 kg/cm³, pada Gambar 5.15 *finer content* 17% diperoleh nilai OMC sebesar 13.752% dan MDD 1.930 kg/cm³.



Gambar 5. 14 Hubungan *water content*, w (%) dan *dry density* y_d (gr/cm^3) pada $FC = 13\%$



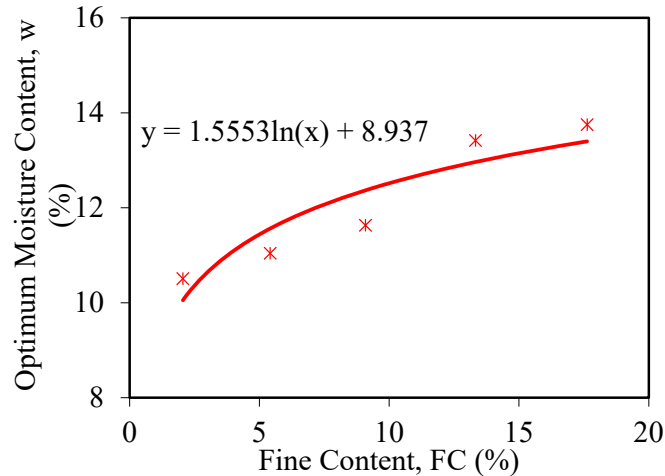
Gambar 5. 15 Hubungan *water content*, w (%) dan *dry density* y_d (gr/cm^3) pada $FC = 17\%$

Adapun Hasil kadar air optimum dan berat volume tanah maksimum ditunjukkan pada table 5.4.

Tabel 5. 4 Hasil kadar air optimum dan berat volume tanah maksimum

Lolos # 200	%	2	5	9	13	17
Gs		2.683	2.683	2.683	2.683	2.683
γ_{dmax}	kg/cm^3	1.894	1.906	1.913	1.920	1.930
W_{opt}	%	10.509	11.041	11.630	13.418	13.752

Dari hasil pengujian pemadatan dari variasi *finer content* sebesar 2%, 5%, 9%, 13% dan 17%, diperoleh trendline yang mengarah ke peningkatan presentase kadar air optimum, dapat dilihat pada Gambar 5.16.



Gambar 5. 16 Hasil *optimum moisture content*, *w* (%) terhadap variasi *finer content*, *Fc* (%)

Pengujian Kepadatan dilakukan untuk mengetahui tingkat kepadatan tanah pasiran. Kepadatan pada penelitian kali ini dimaksudkan untuk memperoleh kisaran kepadatan pada benda uji. Pada kondisi pasir kering yang dimasukkan pada mould tanpa getaran, maka akan diperoleh angka pori maksimum (e_{mak}). Sedangkan angka pori minimum (e_{min}), dapat diperoleh dari pasir yang dituangkan dalam kondisi padat. Sehingga batas-batas maksimum dan minimum dari angka pori dapat ditentukan.

5.6 Penyiapan Sampel Triaksial

Tahap selanjutnya adalah penyiapan sampel, tujuan penyiapan sampel untuk memastikan bahwa sampel yang akan digunakan sebagai benda uji merupakan benda uji yang akurat dan konsisten. Penyiapan sampel dilakukan untuk mengetahui range dari *properties* yang akan di teliti, sehingga akan diperoleh keakurasian hasil pengujian. Persiapan sampel dengan metode konvensional tidak dapat dilakukan dengan baik sehubungan jenis tanah merupakan tanah pasir halus

hingga pasir kelanauan, dimana tanah sangat halus menyebabkan gaya gravitasi tidak sepenuhnya mengontrol jatuhnya material melalui udara atau air. Adanya Pengaruh kelembaban udara dan partikel halus cenderung menempel atau menggumpal di tanah atau pada peralatan, Rahardjo (1989). Pelaksanaan penyiapan sampel dilakukan dengan dua cara yaitu cara pluviasi dan cara dipadatkan.

Pada metode pluviasi, tanah dijatuhkan bebas pada tinggi jatuh tertentu hingga mendekati nol dan kecepatan yang konstan ke dalam mold menggunakan corong. Pluviasi dilakukan hingga tinggi sampel telah sesuai dengan tinggi sampel yang dikehendaki. Metode pluviasi ini mengandalkan proses jatuhnya partikel tanah melalui air atau udara hingga membentuk endapan berulang. Teknik *pluviasi* ini dianggap mendekati kondisi pengendapan alami sehingga dianggap memiliki kelebihan dibandingkan metode lainnya. Metode pluviasi pada pasir murni dapat didasarkan pada ASTM D2049-69, dimana tinggi jatuh konstan pada 1 inch, dengan diameter dalam corong 0.5-inch yang dinaikkan perlahan saat dilakukannya pluviasi. Pada dasarnya teknik pluviasi ini dapat dilakukan dengan 2 (dua) acara yaitu pluviasi melalui udara dan pluviasi melalui ruang hampa udara (vacuum). Pada pluviasi melalui udara tidak terdapat terminal kecepatan dan ketinggian jatuh yang seharusnya menjadi faktor penting. Sedangkan pada pluviasi ruang hampa udara, tidak ada hambatan udara yang akan mempengaruhi kecepatan jatuhnya partikel tanah sehingga tumbukan energi yang dihasilkan akan berbeda dengan *pluviasi* yang melalui udara.

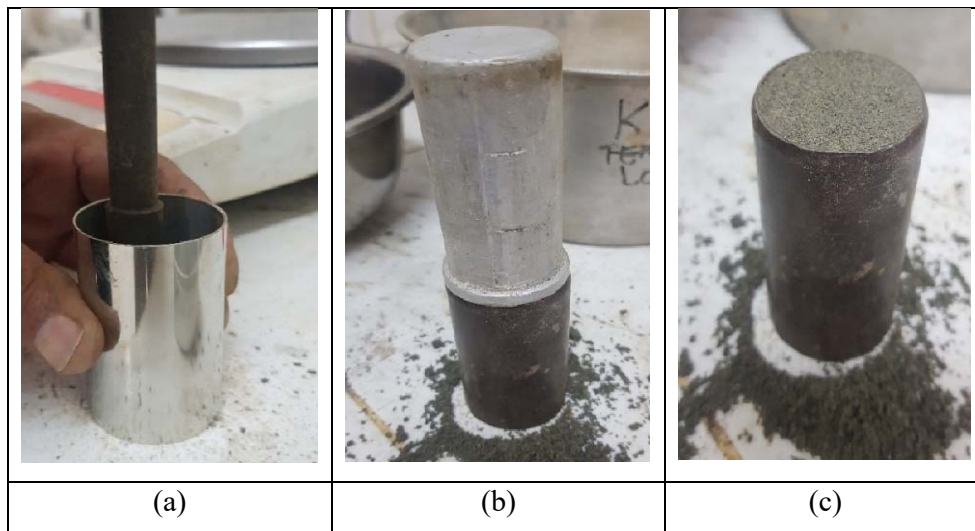


Gambar 5. 17 Penyiapan sampel metode *pluviasi*

Pada Gambar 5.17, tahapan ini dilakukan untuk memperoleh *void ratio* maksimum berdasarkan metode ASTM. Jika diperlukan *void ratio* yang bervariasi maka dapat diterapkan energi tamping dengan cara memukul sisi *mold* untuk mencapai tingkat kepadatan yang diinginkan, corong leher panjang digunakan untuk mengarahkan sampel pasir masuk kedalam *mold* dengan tinggi jatuh tertentu hingga mendekati nol.

Metode rekonstitusi ini dilakukan pada tanah pasir halus berlanau pada daerah RS Anutapura, Sulawesi Tengah. Benda uji dibuat dengan variasi *finer content* pada pasir halus yang bervariasi, yaitu pada *finer content* 2%, 5%, 9%, 13% dan 17%. Selanjutnya sampel dicampur dengan kadar air optimum, sebagai benda uji yang akan digunakan.

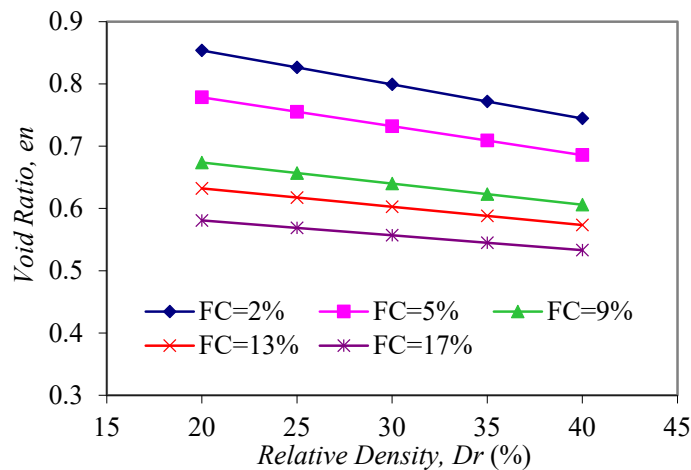
Benda uji selanjutnya dengan *finer content* tetap, tetapi diberikan variasi terhadap kepadatan sebesar 20%, 25%, 30%, 35%, dan 40%, Gambar 5.18, sehingga diharapkan dapat diperoleh *void ratio* pada beberapa kondisi kepadatan.



Gambar 5. 18 Penyiapan sampel dengan metode pemadatan (a) proses pemadatan sampel (b) proses perataan sampel (c) sampel yang telah siap untuk diujikan

Benda Uji yang telah disiapkan kemudian dihitung tingkat kepadatan yang diperoleh untuk menentukan tegangan yang akan diterapkan pada benda uji. Tingkat kepadatan atau *relative density* dicoba pada rentang 20%, 25%, 30%, 35%,

dan 40%. Hasil hubungan antara *relative density* dan *void ratio* menunjukkan *void ratio* akan semakin mengecil pada *relative density* yang meningkat. Hal tersebut berlaku untuk setiap kondisi variasi *finer content* yang berbeda beda, Gambar 5.19. Terlihat pada *finer content* yang lebih kecil missal $FC = 2\%$ akan memiliki kecenderungan *void ratio* yang lebih besar dibandingkan pada *finer content* yang lebih besar yaitu pada $FC = 5\%$ dan begitu selanjutnya untuk *finer content* 9%, 13% dan 17%.



Gambar 5. 19 Hubungan *void ratio* pada *relative density* yang bervariasi untuk setiap variasi *finer content*

Berdasarkan ASTM D-4254 (1983) kepadatan *relative* sebenarnya tidak berlaku untuk tanah pasir yang memiliki *fine contents* (FC) lebih dari 15%. Walaupun demikian hubungan antara kepadatan relative dan nilai N untuk tanah pasir murni berdasarkan Meyerhoff (1957) dapat menggunakan persamaan berikut.

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_0 + 0.7}} \quad (5.1)$$

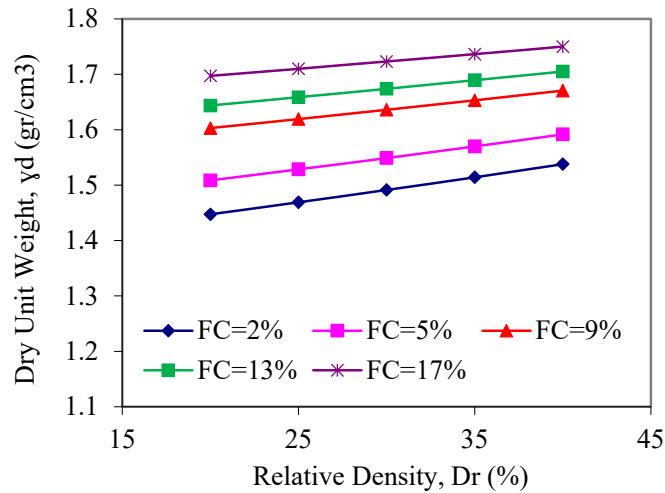
Dengan nilai SPT-N koreksi berupa: $N_1 = C_N * \left(\frac{1.7}{\sigma'_0 + 0.7}\right) * N$ (5.2)

Sehingga kepadatan relative dapat disederhanakan menjadi

$$D_r = 16 \sqrt{N_1} \quad (5.3)$$

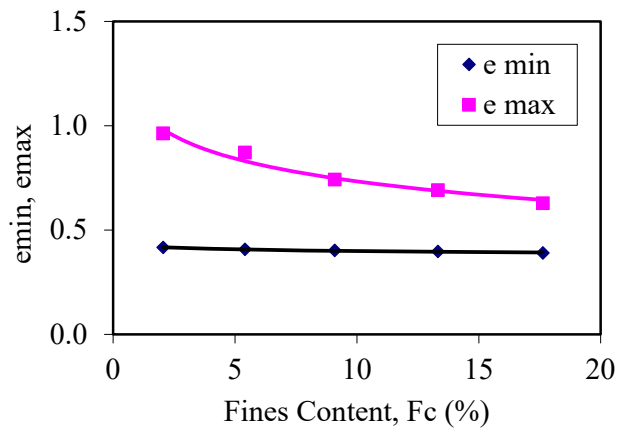
Sedangkan Hasil hubungan antara *relative density* dan *dry unit weight* menunjukkan *dry unit weight* akan semakin meningkat seiring nilai *relative density* yang semakin meningkat pula. Hal tersebut berlaku untuk setiap kondisi variasi

finer content yang berbeda beda, Gambar 5.20. Terlihat pada *finer content* yang lebih kecil akan memiliki kecenderungan *dry unit weight* yang lebih rendah dibandingkan pada *finer content* yang lebih besar.



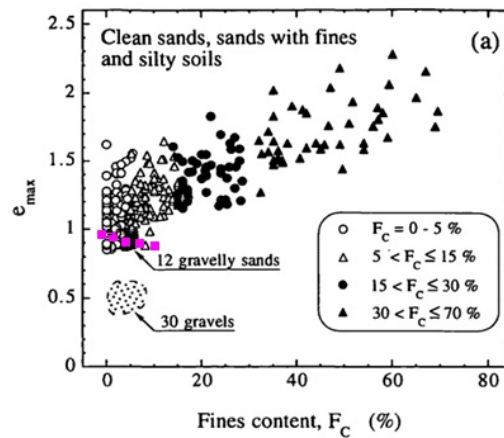
Gambar 5. 20 Hubungan *dry unit weight* pada *relative density* yang bervariasi untuk setiap variasi *finer content*

Berdasarkan kepadatan maksimum yang diperoleh terhadap berat jenis tanah, maka akan diperoleh angka pori minimum. Begitupula sebaliknya, pada kepadatan minimum yang diperoleh terhadap berat jenis tanah maka akan diketahui angka pori maksimumnya. Adapun hasil hubungan angka pori (*void ratio*) maksimum, minimum terhadap *finer content* dapat dilihat pada Gambar 5.21.



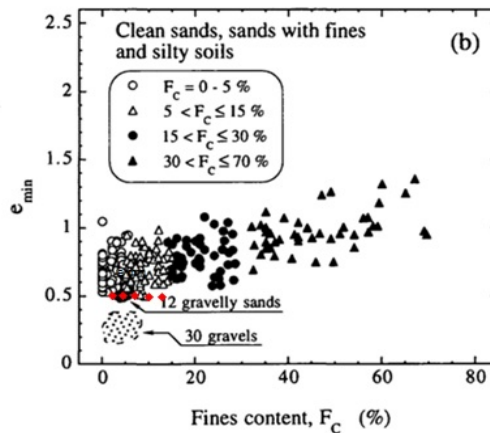
Gambar 5. 21 Hubungan *finer content* terhadap angka pori minimum (e_{min}) dan maksimum (e_{max})

Cubrinovski dan Ishihara (2002) telah melakukan penelitian yang hamper serupa terhadap tanah pasir murni, tanah berlanau dan tanah lanau. Sehingga pada penelitian kali ini coba melayeringkan hasil penelitian sebelumnya terhadap penelitian yang telah dilakukan. Hal ini dilakukan sebagai koreksi keakurasian benda uji sebelum dilakukan pengujian triaxial pada kondisi *steady state*, dapat dilihat pada Gambar 5.21.



Gambar 5. 22 Pengaruh variasi *fines content* terhadap angka pori maksimum (e_{max}) berdasarkan, Cubrinovski And Ishihara (2002)

Begitupula untuk hubungan angka pori minimum terhadap *fines content* dapat dilihat pada Gambar 5.22.



Gambar 5. 23 Pengaruh variasi *fines content* terhadap angka pori minimum (e_{min}) pada tanah pasir halus berdasarkan Cubrinovski And Ishihara (2002)

5.7 Triaksial *Consolidated Undrained*

5.7.1 Tinjauan Umum *Consolidated Undrained*

Pengujian dilakukan secara *Consolidation Undrained* (CU) dimana specimen memiliki ketinggian 70 mm dan diameter 35 mm. Dalam penelitian ini, spesimen disiapkan dalam kepadatan yang berbeda. Berdasarkan Zhu dkk (2020) bahwa pada uji triaksial *undrained*, kekuatan geser (S_u) akan meningkat sejalan dengan peningkatan *fine contents*, yang dihubungkan dengan gesekan yang terjadi pada kandungan tanah pasir. Sehingga pada penelitian kali ini sampel tanah yang berasal dari Kota Palu khususnya di wilayah RSUD Anutapura, dengan klasifikasi tanah pasir berlanau dimana kandungan lanau bervariasi yaitu 2%, 5%, 9%, 13% dan 25%.

Specimen diletakkan diantara batu pori kemudian dilapisi membrane dan di kunci menggunakan o-ring. Sebelum dilakukan geser maka specimen akan melalui tahapan penjenuhan dan konsolidasi.

Proses penjenuhan atau saturasi merupakan proses yang penting dimana specimen benda uji mendekati kondisi derajat saturasi sempurna sebelum dilakukan geser. Untuk mencapai nilai derajat saturasi sempurna yang bersifat elastik dan isotrop dapat dihitung menggunakan koefisien Skempton's (koefisien tegangan air pori) dengan asumsi specimen terdiri dari *solid* dan *liquid*. Saturasi adalah perbandingan antara volume air dan volume *void*, Persamaan 5.4, 5.5, 5.6, dan 5.7.

$$S_r = \frac{v_w}{v_v} \quad (5.4)$$

Sedangkan Nilai Skempton's (B)

$$\Delta u = B(\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)) \quad (5.5)$$

$$\Delta u = B\Delta\sigma_3 + AB(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (5.6)$$

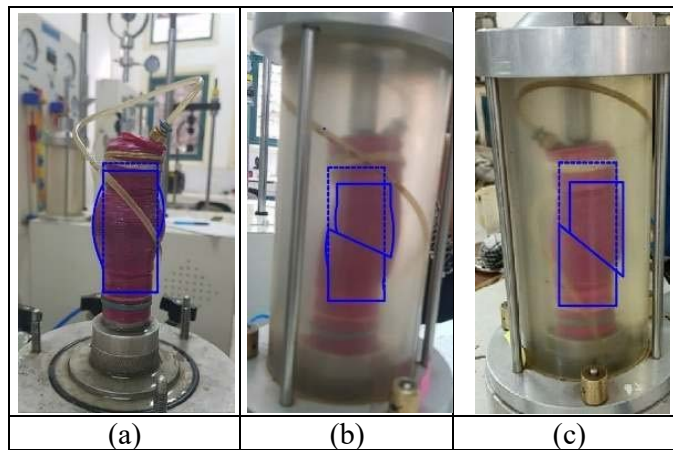
$$u = B\Delta\sigma_3 + \bar{A}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (5.7)$$

Fase kompresi dilakukan pada $\Delta u = B \cdot \Delta\sigma_3$ dan dianggap telah mencapai saturasi sempurna jika $B = 1.0$ atau mendekati 98% tingkat kejenuhan.

Setelah tahapan saturasi selesai, maka specimen dilanjutkan ke tahapan konsolidasi mengikuti (SNI03-2455, 2004), dimana specimen diberikan tegangan keliling dan tegangan aksial pada laju konstan 0,5%/menit dalam regangan aksial

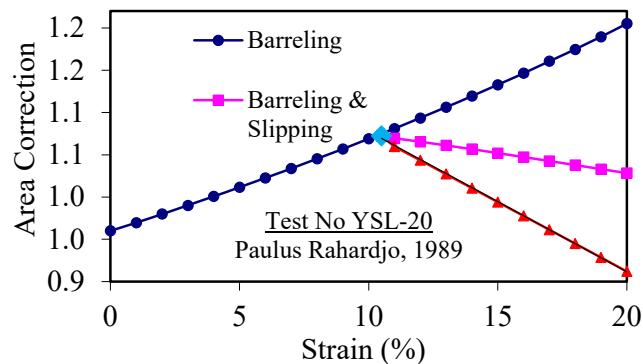
(ϵ_a), dengan katup drainase ditutup. Keseimbangan tekanan air pori selama geser diverifikasi pada bagian atas dan dasar spesimen. Tegangan geser akan dihentikan setelah regangan aksial mencapai sekitar 20% dan diperoleh nilai q_{max} yang didefinisikan sebagai kekuatan geser maksimum selama rentang regangan aksial.

Setelah melalui tahapan konsolidasi maka dilanjutkan dengan pemberian geser pada benda uji. Tegangan geser diberikan hingga specimen mengalami keruntuhan, baik berupa *slipping*, *barreling* ataupun keduanya. Berdasarkan Rahardjo, 1989 keruntuhan akibat geser akan terjadi pada salah satu model keruntuhan yaitu (a) *barreling* (b) *slipping and barreling*, (c) *slipping*, seperti Gambar 5.24.



Gambar 5. 24 Keruntuhan akibat Gaya Geser
(a) *Barreling* (b) *Barreling Slipping* (c) *Slipping*

Berdasarkan Paulus Rahardjo (1989), Korelasi keruntuhan dapat didekati melalui grafik seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.25.



Gambar 5. 25 *Area Correction* Rahardjo (1989)

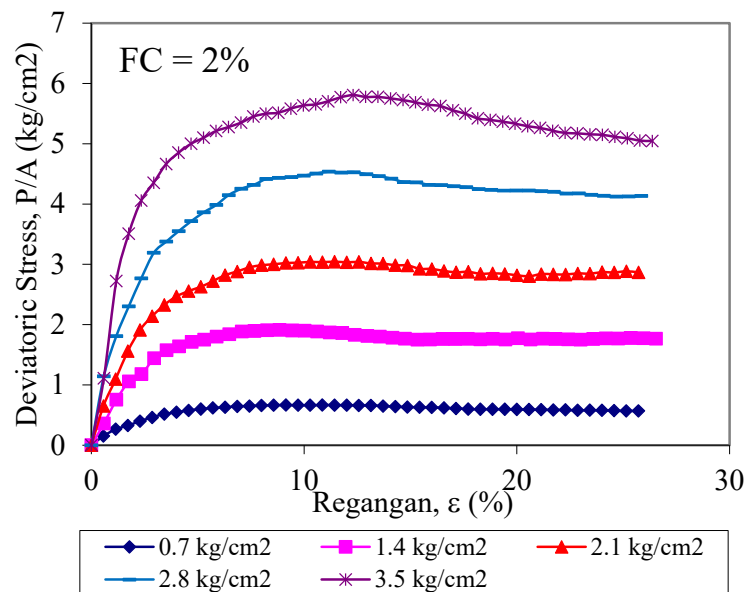
Pengujian dilakukan pada Tanah Pasir dengan kandungan *finer content* yang bervariasi, terdiri dari 5 (lima) sampel dengan tegangan deviatorik yang diberikan sebesar 0.7 kg/cm²; 1.4kg/cm²; 2.1 kg/cm²; 2.8 kg/cm² dan 3.5kg/cm². Pengujian dilakukan hingga regangan yang cukup besar yaitu pada $\epsilon > 20\%$, dimana sampel telah mencapai tegangan residualnya dan telah pada kondisi *steady state*. Kondisi *steady state* ini ditandai dengan tegangan efektif dan volume yang konstan walaupun regangan masih terus berlanjut.

5.7.2 Hasil Pengujian Triaxial *Consolidated Undrained*

5.7.2.1 Tanah Pasir dengan Kandungan Tanah Halus FC=2%

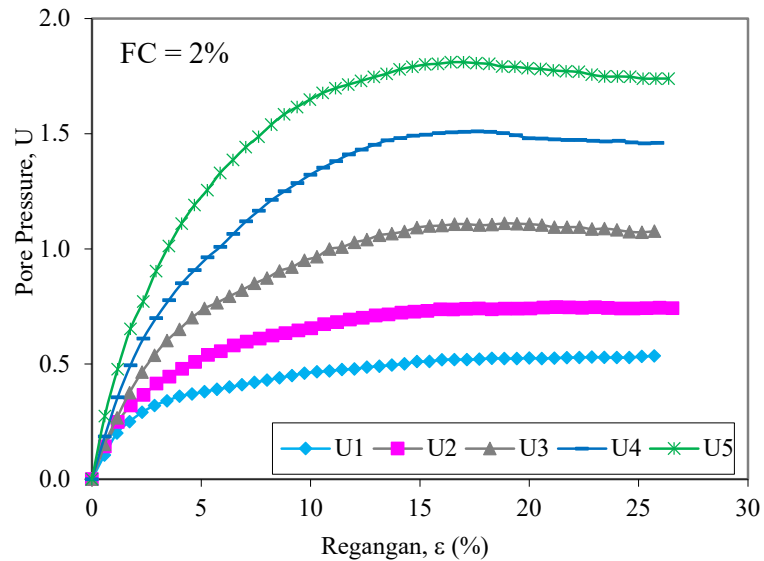
Dari hasil pengujian triaksial CU untuk FC= 2%

Kondisi *steady state* dapat terlihat mulai regangan 20% dimana tampak tegangan geser yang konstan dan tekanan air pori eksese yang konstan pada saat regangan geser cukup besar, perilaku ini diperlihatkan tanah SS_{1-2%} sampai SS_{5-2%}, kurva tegangan regangan dapat dilihat pada gambar 5.26.



Gambar 5. 26 Grafik Tegangan Regangan pada FC 2%

Sedangkan tekanan air pori, mengalami peningkatan seiring regangan yang bertambah hingga mencapai kondisi *steady state*, ditandai dengan Δu yang positif, Gambar 5.27.



Gambar 5. 27 Tekanan air pori pada FC 2%

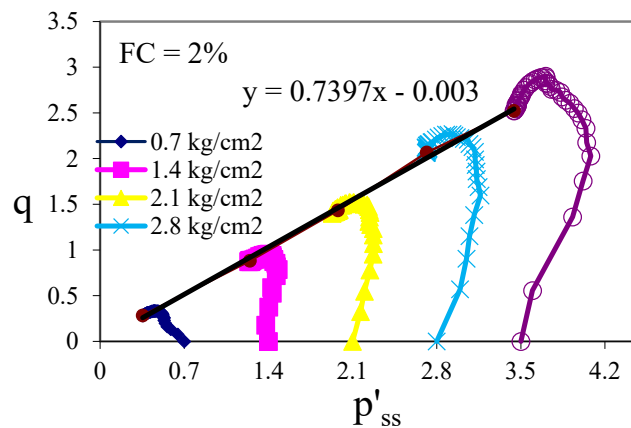
Tanah SS_{2%} menunjukkan pola *strain softening*, pasir ini berperilaku kontraktif yaitu ada tegangan geser maksimum sebelum deformasi saat kondisi *steady state*. Tegangan geser kondisi *steady state* pada SS_{12%} pada tegangan geser 0.7 kg/cm² adalah 0.28 kg/cm² saat regangan mencapai 25.14%. Tanah SS_{22%} pada tegangan geser 1.4 kg/cm² juga mempunyai pola *strain softening*, perilaku pasir ini berperilaku kontraktif yaitu ada tegangan geser maksimum sebelum terjadi deformasi pada kondisi *steady state*. Tegangan geser kondisi *steady state* sebesar 0.87 kg/cm² tercapai saat regangan 15.34%. Tanah SS_{32%} pada tegangan geser 2.1 kg/cm² juga mempunyai pola *strain softening*, dan berperilaku kontraktif, tidak ada tegangan geser maksimum. Tegangan geser *steady state* 1.4 kg/cm² saat regangan mencapai 20.58%. Perilaku tanah SS_{42%} pada tegangan geser 2.8 kg/cm² masih termasuk dalam pola *strain softening*, berperilaku kontraktif, tidak ada regangan maksimum sebelum mengalami deformasi pada kondisi *steady state*, tegangan geser pada kondisi *steady state* adalah 2.06 kg/cm², pada regangan 24.68%. Tanah SS_{52%} pada tegangan geser 3.5 kg/cm² juga berperilaku kontraktif dengan pola

strain softening, tidak ada tegangan geser maksimum, tegangan geser yang dicapai saat mengalami deformasi dalam kondisi *steady state* adalah 2.52 kg/cm², yang terjadi saat regangan sebesar 26.37%, Tabel 5.5.

Konfigurasi *Stress path* sample tanah SS *FC*=2% ditunjukkan dalam hubungan p' dan q yang dinormalisasi dengan nilai p pada kondisi *steady state*, yaitu faktor P'_{ss} , yang mengarah ke satu garis $y=0.7397x-0.003$ seperti pada Gambar 5.28, yang dapat menggambarkan hubungan antara p'_{ss} dan q dari perilaku kelima sampel tersebut.

Tabel 5. 5 Perilaku Tegangan-Regangan Tanah Pasir berlanau dengan kandungan *FC* = 2%

No.	Kode Sampel	Pola	Perilaku	Tegangan - Regangan			
				Tegangan geser maks (kg/cm ²)	Regangan pada teg geser maks ϵ (%)	Tegangan geser <i>steady state</i> (kg/cm ²)	Regangan pada kondisi <i>steady state</i> ϵ_{ss} (%)
1.	SS1 _{2%}	<i>Strain softening</i>	<i>Kontraktif</i>	0.33	10.86	0.28	25.14
2.	SS1 _{2%}	<i>Strain softening</i>	<i>Kontraktif</i>	0.96	8.85	0.87	15.34
3.	SS1 _{2%}	<i>Strain softening</i>	<i>Kontraktif</i>	1.52	11.43	1.40	20.58
4.	SS1 _{2%}	<i>Strain softening</i>	<i>Kontraktif</i>	2.27	11.17	2.06	24.68
5.	SS1 _{2%}	<i>Strain softening</i>	<i>Kontraktif</i>	2.90	12.31	2.52	26.37



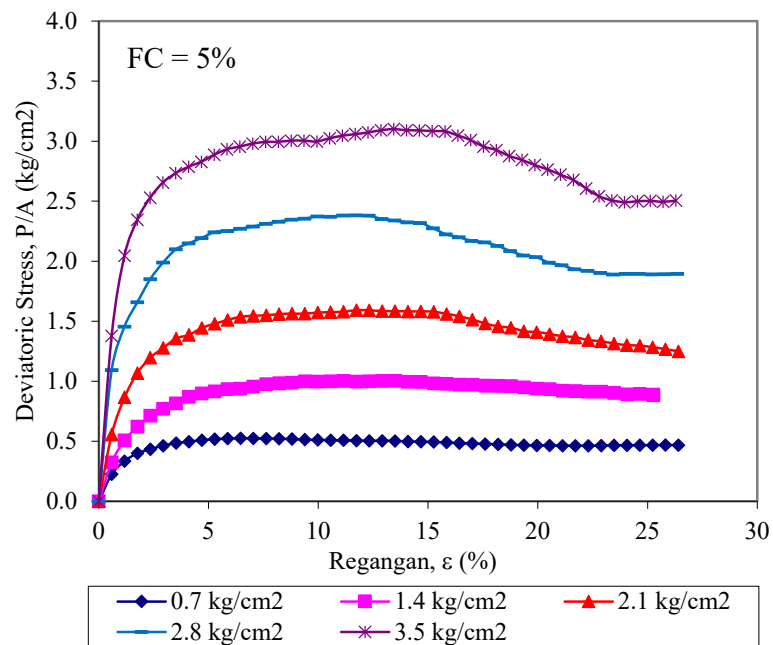
Gambar 5. 28 Grafik p'_{ss} terhadap q pada *FC* 2%

Stress path dari kelima sampel tanah SS FC= 2% menunjukkan pengakhirannya tegangan yang menuju suatu garis yang sama, sehingga memungkinkan dibuat *steady state line*-nya.

5.7.2.2 Tanah Pasir dengan Kandungan Tanah Halus FC=5%

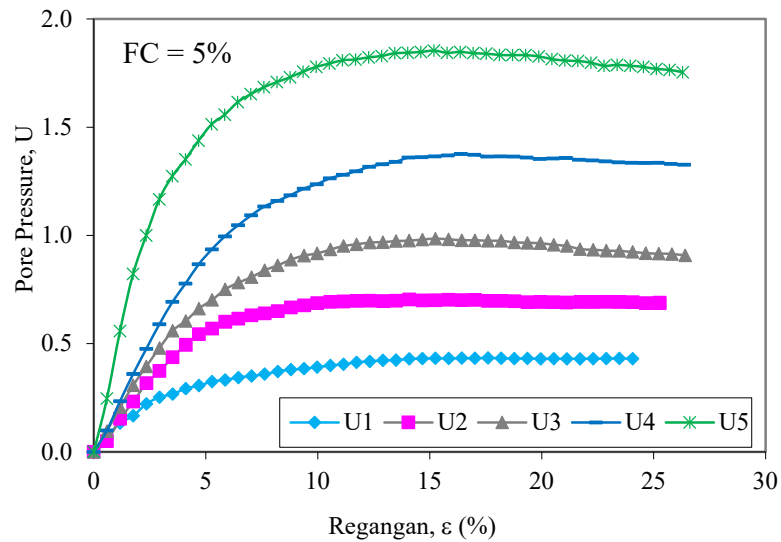
Dari hasil pengujian triaksial CU untuk FC= 5%

Kondisi *steady state* dapat terlihat mulai regangan 20% dimana tampak tegangan geser yang konstan dan tekanan air pori eksese yang konstan pada saat regangan geser cukup besar, perilaku ini diperlihatkan tanah SS_{1-5%} sampai SS_{5-5%} , kurva tegangan regangan dapat dilihat pada gambar 5.29.



Gambar 5. 29 Grafik Tegangan Regangan pada FC 5%

Sedangkan tekanan air pori, mengalami peningkatan seiring regangan yang bertambah hingga mencapai kondisi *steady state*, ditandai dengan Δu yang positif, Gambar 5.30.



Gambar 5. 30 Tekanan air pori pada FC 5%

Tanah SS_{5%} menunjukkan pola *strain softening*, pasir ini berperilaku kontraktif yaitu ada tegangan geser maksimum sebelum deformasi saat kondisi *steady state*

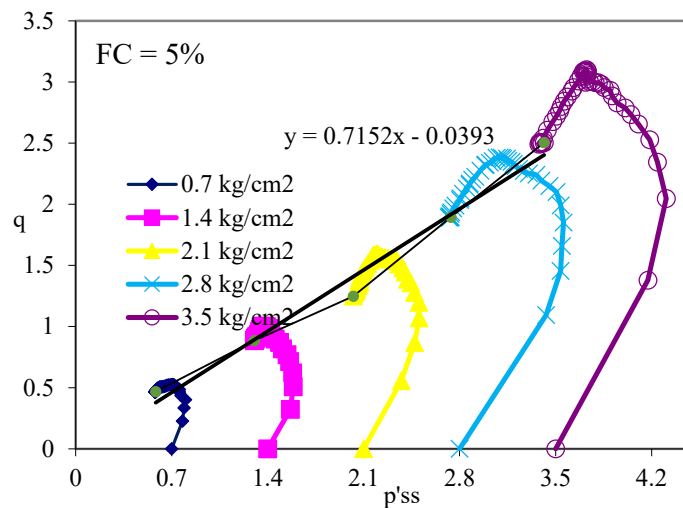
. Tegangan geser kondisi *steady state* pada SS_{15%} pada tegangan geser 0.7 kg/cm² adalah 0.468 kg/cm² saat regangan mencapai 22.301%. Sample tanah SS_{2%} tegangan geser pada 1.4 kg/cm² juga mempunyai pola *strain softening*, perilaku pasir ini berperilaku kontraktif yaitu ada tegangan geser maksimum sebelum terjadi deformasi pada kondisi *steady statenya*. Tegangan geser kondisi *steady state* sebesar 0.884 kg/cm² tercapai saat regangan 25.273%. Tanah SS_{32%} pada tegangan geser 2.1 kg/cm² juga mempunyai pola *strain softening*, dan berperilaku kontraktif, ada tegangan geser maksimum. Tegangan geser *steady state* 1.249 kg/cm² saat regangan mencapai 26.407%. Perilaku tanah SS_{42%} pada tegangan geser 2.8 kg/cm² masih termasuk dalam pola *strain softening*, berperilaku kontraktif, ada regangan maksimum sebelum mengalami deformasi pada kondisi *steady state*-nya, tegangan geser pada kondisi *steady state* adalah 1.894 kg/cm², pada regangan 23.430%. Tanah SS_{52%} pada tegangan geser 3.5 kg/cm² juga berperilaku kontraktif dengan pola *strain softening*, ada tegangan geser maksimum, tegangan geser yang dicapai

saat mengalami deformasi dalam kondisi *steady state* adalah 2.505 kg/cm², yang terjadi saat regangan sebesar 23.956%, Tabel 5.6.

Tabel 5. 6 Perilaku Tegangan-Regangan Tanah Pasir berlanau dengan kandungan FC = 5%

No.	Kode Sampel	Pola	Perilaku	Tegangan - Regangan			
				Tegangan geser maks (kg/cm ²)	Regangan pada teg geser maks ϵ (%)	Tegangan geser <i>steady state</i> (kg/cm ²)	Regangan pada kondisi <i>steady state</i> ϵ_{ss} (%)
1.	SS1 _{5%}	<i>Strain softening</i>	<i>Kontraktif</i>	0.526	6.46	0.468	22.301
2.	SS2 _{5%}	<i>Strain softening</i>	<i>Kontraktif</i>	1.003	13.50	0.884	25.273
3.	SS3 _{5%}	<i>Strain softening</i>	<i>Kontraktif</i>	1.592	11.74	1.249	26.407
4.	SS4 _{5%}	<i>Strain softening</i>	<i>Kontraktif</i>	2.383	11.72	1.894	23.430
5.	SS5 _{5%}	<i>Strain softening</i>	<i>Kontraktif</i>	3.101	13.44	2.505	23.956

Konfigurasi *Stress path sample* tanah SS FC=5% ditunjukkan dalam hubungan p' dan q yang dinormalisasi dengan nilai p pada kondisi *steady state*, yaitu faktor P'_{ss} pada satu garis $y=0.7152x-0.0393$, seperti pada gambar 5.31, yang dapat menggambarkan perilaku kelima sampel tersebut.



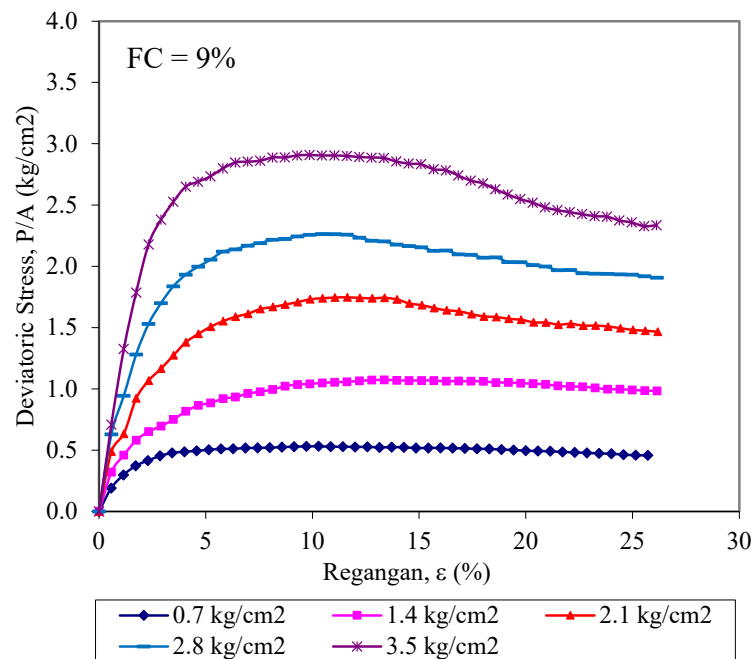
Gambar 5. 31 Grafik p'_{ss} - q pada FC 5%

Stress path dari kelima sampel tanah SS FC= 5% menunjukkan pengakhirannya tegangan yang menuju suatu garis yang sama, sehingga memungkinkan dibuat *steady state line*-nya.

5.7.2.3 Tanah Pasir dengan Kandungan Tanah Halus FC=9%

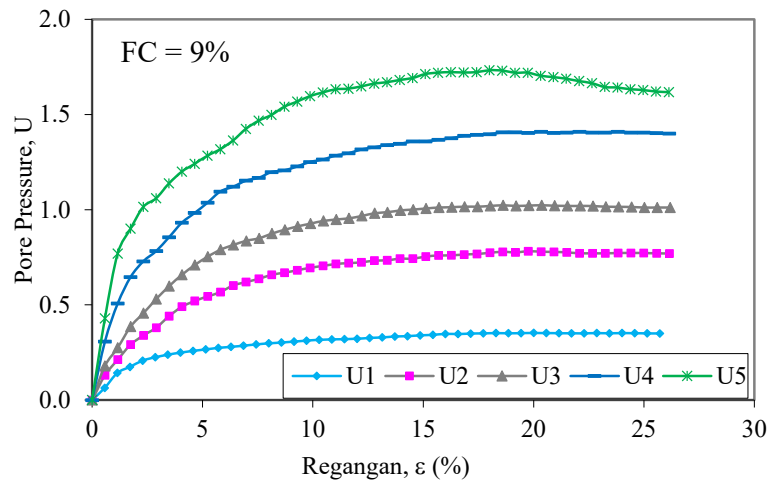
Dari hasil pengujian triaksial CU untuk FC= 9%

Kondisi *steady state* dapat terlihat mulai regangan 20% dimana tampak tegangan geser yang konstan dan tekanan air pori eksek yang konstan pada saat regangan geser cukup besar, perilaku ini diperlihatkan tanah SS_{1-9%} sampai SS_{5-9%}, kurva tegangan regangan dapat dilihat pada gambar 5.32.



Gambar 5. 32 Grafik Tegangan Regangan pada FC 9%

Sedangkan tekanan air pori, mengalami peningkatan seiring regangan yang bertambah hingga mencapai kondisi *steady state*, ditandai dengan Δu yang positif, Gambar 5.33.



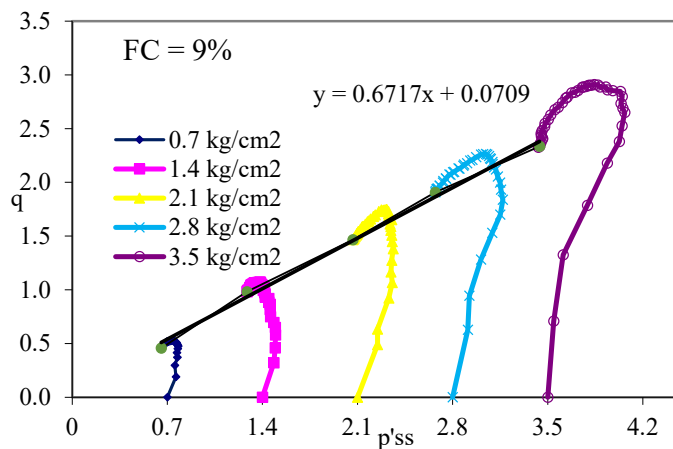
Gambar 5.33 Tekanan air pori pada FC 9%

Tanah SS_{9%} menunjukkan pola *strain softening*, pasir ini berperilaku kontraktif yaitu ada tegangan geser maksimum sebelum deformasi saat kondisi *steady state*. Tegangan geser kondisi *steady state* pada SS_{19%} pada tegangan geser 0.7 kg/cm² adalah 0.458 kg/cm² saat regangan mencapai 25.714%. Sample tanah SS_{29%} tegangan geser pada 1.4 kg/cm² juga mempunyai pola *strain softening*, perilaku pasir ini berperilaku kontraktif yaitu ada tegangan geser maksimum sebelum terjadi deformasi pada kondisi *steady statenya*. Tegangan geser kondisi *steady state* sebesar 0.982 kg/cm² tercapai saat regangan 26.149%. Tanah SS_{39%} pada tegangan geser 2.1 kg/cm² juga mempunyai pola *strain softening*, dan berperilaku kontraktif, ada tegangan geser maksimum. Tegangan geser *steady state* 1.466 kg/cm² saat regangan mencapai 26.182%. Perilaku tanah SS_{49%} pada tegangan geser 2.8 kg/cm² masih termasuk dalam pola *strain softening*, berperilaku kontraktif, ada regangan maksimum sebelum mengalami deformasi pada kondisi *steady state*-nya, tegangan geser pada kondisi *steady state* adalah 1.907 kg/cm², pada regangan 26.144%. Tanah SS_{52%} pada tegangan geser 3.5 kg/cm² juga berperilaku kontraktif dengan pola *strain softening*, ada tegangan geser maksimum, tegangan geser yang dicapai saat mengalami deformasi dalam kondisi *steady state* adalah 2.327 kg/cm², yang terjadi saat regangan sebesar 25.539%, Tabel 5.7.

Tabel 5. 7 Perilaku Tegangan-Regangan Tanah Pasir berlanau dengan kandungan FC = 9%

No.	Kode Sampel	Pola	Perilaku	Tegangan - Regangan			
				Tegangan geser maks (kg/cm ²)	Regangan pada teg geser maks ϵ (%)	Tegangan geser <i>steady state</i> (kg/cm ²)	Regangan pada kondisi <i>steady state</i> ϵ_{ss} (%)
1.	SS1 _{9%}	<i>Strain softening</i>	<i>Kontraktif</i>	0.531	10.286	0.458	25.714
2.	SS2 _{9%}	<i>Strain softening</i>	<i>Kontraktif</i>	1.074	13.365	0.982	26.149
3.	SS3 _{9%}	<i>Strain softening</i>	<i>Kontraktif</i>	1.747	11.636	1.466	26.182
4.	SS4 _{9%}	<i>Strain softening</i>	<i>Kontraktif</i>	2.264	10.458	1.907	26.144
5.	SS5 _{9%}	<i>Strain softening</i>	<i>Kontraktif</i>	2.909	9.867	2.327	25.539

Konfigurasi *Stress path sample* tanah SS FC=9% ditunjukkan dalam hubungan p' dan q yang dinormalisasi dengan nilai p pada kondisi *steady state*, yaitu faktor $P'ss$, dengan persamaan garis $y = 0.6717x + 0.0709$ seperti pada gambar 5.34, yang dapat menggambarkan perilaku kelima sampel tersebut.



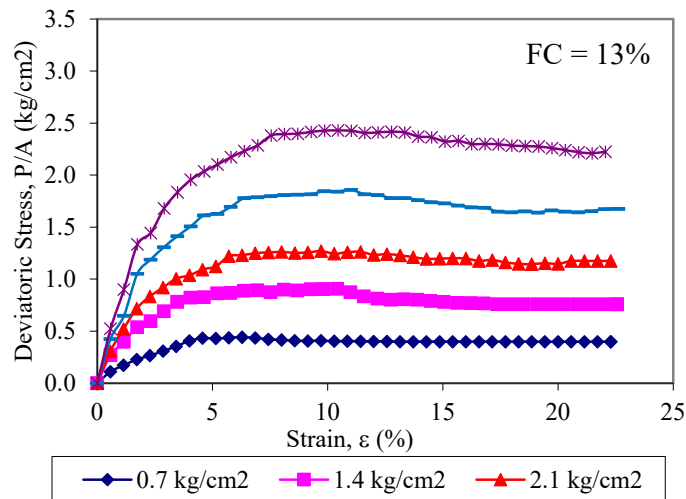
Gambar 5. 34 Grafik $p'ss$ - q pada FC 9%

Stress path dari kelima sampel tanah SS FC= 9% menunjukkan pengakhirannya tegangan yang menuju suatu garis yang sama, sehingga memungkinkan dibuat *steady state line*-nya.

5.7.2.4 Tanah Pasir dengan Kandungan Tanah Halus FC=13%

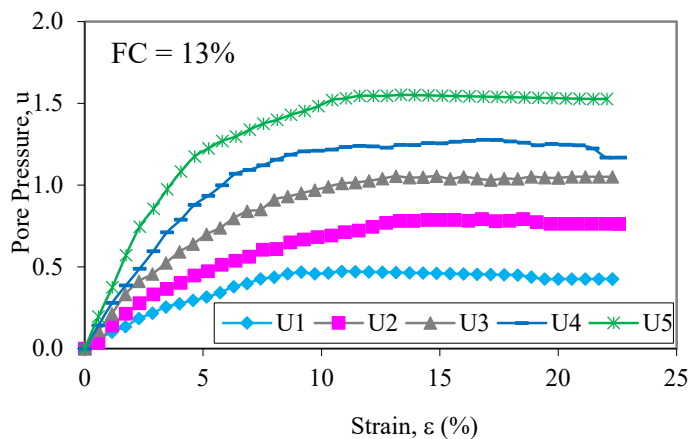
Dari hasil pengujian triaksial CU untuk FC= 13%

Kondisi *steady state* dapat terlihat mulai regangan 20% dimana tampak tegangan geser yang konstan dan tekanan air pori eksese yang konstan pada saat regangan geser cukup besar, perilaku ini diperlihatkan tanah SS_{1-13%} sampai SS_{5-13%}, kurva tegangan regangan dapat dilihat pada Gambar 5.35.



Gambar 5. 35 Grafik Tegangan Regangan pada FC 13%

Sedangkan tekanan air pori, mengalami peningkatan seiring regangan yang bertambah hingga mencapai kondisi *steady state*, ditandai dengan Δu yang positif, Gambar 5.36.



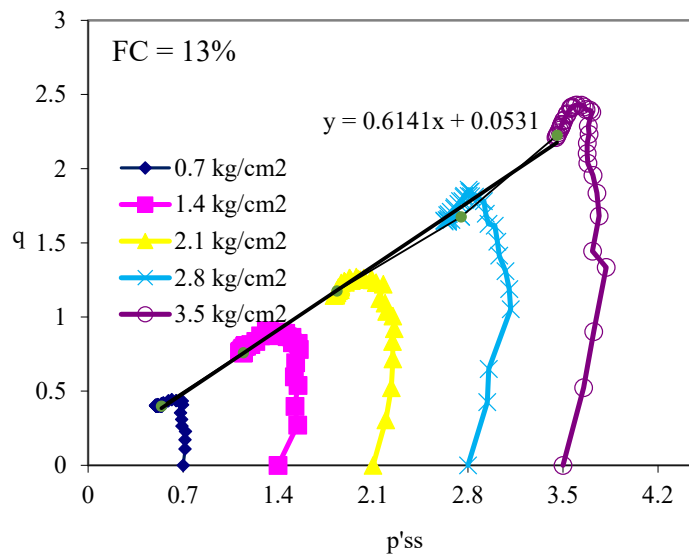
Gambar 5. 36 Tekanan air pori pada FC 13%

Tanah SS_{13%} menunjukkan pola *strain softening*, pasir ini berperilaku kontraktif yaitu ada tegangan geser maksimum sebelum deformasi saat kondisi *steady state*. Tegangan geser kondisi *steady state* pada SS_{13%} pada tegangan geser *steady state* 0.7 kg/cm² adalah 0.398 kg/cm² saat regangan *steady state* mencapai 13.143%. Sample tanah SS_{213%} tegangan geser *steady state* pada 1.4 kg/cm² juga mempunyai pola *strain softening*, perilaku pasir ini berperilaku kontraktif yaitu ada tegangan geser maksimum sebelum terjadi deformasi pada kondisi *steady state*-nya. Tegangan geser kondisi *steady state* sebesar 0.759 kg/cm² tercapai saat regangan 22.570%. Tanah SS_{313%} pada tegangan geser 2.1 kg/cm² juga mempunyai pola *strain softening*, dan berperilaku kontraktif, ada tegangan geser maksimum. Tegangan geser *steady state* 1.144 kg/cm² saat regangan mencapai 18.861%. Perilaku tanah SS_{413%} pada tegangan geser 2.8 kg/cm² masih termasuk dalam pola *strain softening*, berperilaku kontraktif, ada regangan maksimum sebelum mengalami deformasi pada kondisi *steady state*nya, tegangan geser pada kondisi *steady state* adalah 1.642 kg/cm², pada regangan *steady state* 19.136%. Tanah SS_{513%} pada tegangan geser 3.5 kg/cm² juga berperilaku kontraktif dengan pola *strain softening*, ada tegangan geser maksimum, tegangan geser yang dicapai saat mengalami deformasi dalam kondisi *steady state* adalah 2.210 kg/cm², yang terjadi saat regangan sebesar 21.479%, Tabel 5.8.

Tabel 5. 8 Perilaku Tegangan-Regangan Tanah Pasir berlanau dengan kandungan FC = 13%

No.	Kode Sampel	Pola	Perilaku	Tegangan - Regangan			
				Tegangan geser maks (kg/cm ²)	Regangan pada teg geser maks ε (%)	Tegangan geser <i>steady state</i> (kg/cm ²)	Regangan pada kondisi <i>steady state</i> ε _{ss} (%)
1.	SS1 _{13%}	<i>Strain softening</i>	<i>Kontraktif</i>	0.442	6.286	0.398	13.143
2.	SS1 _{13%}	<i>Strain softening</i>	<i>Kontraktif</i>	0.907	10.417	0.759	22.570
3.	SS1 _{13%}	<i>Strain softening</i>	<i>Kontraktif</i>	1.269	9.716	1.144	18.861
4.	SS1 _{13%}	<i>Strain softening</i>	<i>Kontraktif</i>	1.858	11.018	1.642	19.136
5.	SS1 _{13%}	<i>Strain softening</i>	<i>Kontraktif</i>	2.430	10.449	2.210	21.479

Konfigurasi *Stress path sample* tanah SS FC=13% ditunjukkan dalam hubungan p' dan q yang dinormalisasi dengan nilai p pada kondisi *steady state*, yaitu faktor $P'ss$ seperti pada Gambar 5.37, yang dapat menggambarkan perilaku kelima sampel tersebut dengan persamaan garis $y = 0.6141x + 0.0531$.



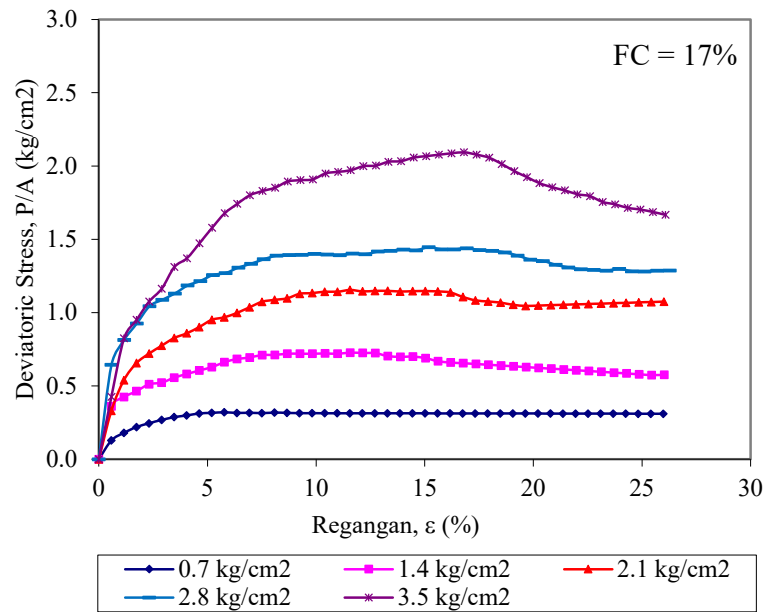
Gambar 5. 37 Grafik $p'ss$ - q pada FC 13%

Stress path dari kelima sampel tanah SS FC= 13% menunjukkan pengakhirannya tegangan yang menuju suatu garis yang sama, sehingga memungkinkan dibuat *steady state* line-nya.

5.7.2.5 Tanah Pasir dengan Kandungan Tanah Halus FC=17%

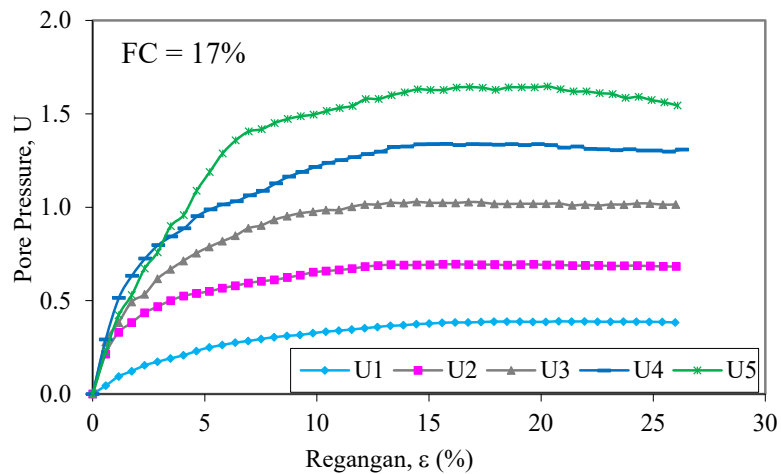
Dari hasil pengujian triaksial CU untuk FC= 17%

Kondisi *steady state* dapat terlihat mulai regangan 20% dimana tampak tegangan geser yang konstan dan tekanan air pori eksese yang konstan pada saat regangan geser cukup besar, perilaku ini diperlihatkan tanah SS_{1-17%} sampai SS_{5-17%}, kurva tegangan regangan dapat dilihat pada Gambar 5.38.



Gambar 5. 38 Grafik Tegangan Regangan pada FC 17%

Sedangkan tekanan air pori, mengalami peningkatan seiring regangan yang bertambah hingga mencapai *kondisi steady state*, ditandai dengan Δu yang positif, Gambar 5.39.



Gambar 5. 39 Tekanan air pori pada FC 17%

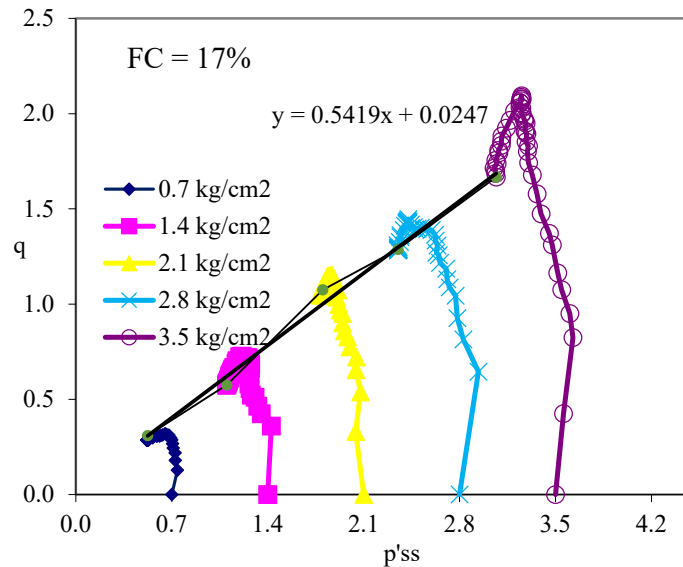
Tanah SS_{17%} menunjukkan pola *strain softening*, pasir ini berperilaku kontraktif yaitu ada tegangan geser maksimum sebelum deformasi mendekati tegangan geser

saat kondisi *steady state*. Tegangan geser kondisi *steady state* pada SS1_{17%} pada tegangan geser 0.7 kg/cm² adalah 0.285 kg/cm² saat regangan mencapai 24.246%. Sample tanah SS2_{17%} tegangan geser pada 1.4 kg/cm² juga mempunyai pola *strain softening*, perilaku pasir ini berperilaku kontraktif yaitu ada tegangan geser maksimum sebelum deformasi mendekati tegangan geser saat kondisi *steady state*. Tegangan geser kondisi *steady state* sebesar 0.574 kg/cm² tercapai saat regangan 25.448%. Tanah SS3_{17%} pada tegangan geser 2.1 kg/cm² juga mempunyai pola *strain softening*, dan berperilaku kontraktif yaitu ada tegangan geser maksimum sebelum deformasi mendekati tegangan geser saat kondisi *steady state*. Tegangan geser *steady state* 1.046 kg/cm² saat regangan mencapai 19.647%. Perilaku tanah SS4_{17%} pada tegangan geser 2.8 kg/cm² masih termasuk dalam pola *strain softening*, berperilaku kontraktif yaitu ada tegangan geser maksimum sebelum deformasi mendekati tegangan geser saat kondisi *steady state*. Tegangan geser pada kondisi *steady state* adalah 1.281 kg/cm², pada regangan 25.118%. Tanah SS5_{17%} pada tegangan geser 3.5 kg/cm² juga berperilaku kontraktif dengan pola *strain softening*, memiliki tegangan geser maksimum. Tegangan geser yang dicapai saat mengalami deformasi dalam kondisi *steady state* adalah 1.667 kg/cm², yang terjadi saat regangan sebesar 26.082%, dapat dilihat pada Tabel 5.9.

Tabel 5. 9 Perilaku Tegangan-Regangan Tanah Pasir berlanau dengan kandungan FC = 17%

No.	Kode Sampel	Pola	Perilaku	Tegangan - Regangan			
				Tegangan geser maks (kg/cm ²)	Regangan pada teg geser maks ϵ (%)	Tegangan geser <i>steady state</i> (kg/cm ²)	Regangan pada kondisi <i>steady state</i> ϵ_{ss} (%)
1.	SS1 _{17%}	<i>Strain softening</i>	<i>Kontraktif</i>	0.320	5.77	0.285	24.246
2.	SS2 _{17%}	<i>Strain softening</i>	<i>Kontraktif</i>	0.727	11.57	0.574	25.448
3.	SS3 _{17%}	<i>Strain softening</i>	<i>Kontraktif</i>	1.155	11.56	1.046	19.647
4.	SS4 _{17%}	<i>Strain softening</i>	<i>Kontraktif</i>	1.447	15.19	1.281	25.118
5.	SS5 _{17%}	<i>Strain softening</i>	<i>Kontraktif</i>	2.094	16.81	1.667	26.082

Konfigurasi *Stress path sample* tanah SS FC=17% ditunjukkan dalam hubungan p' dan q yang dinormalisasi dengan nilai p pada kondisi *steady state*, yaitu faktor p'_{ss} dengan persamaan $y = 0.5419x + 0.0247$, ditunjukkan pada Gambar 5.40, yang dapat menggambarkan perilaku kelima sampel tersebut.



Gambar 5. 40 Grafik p'_{ss} - q pada FC 9%

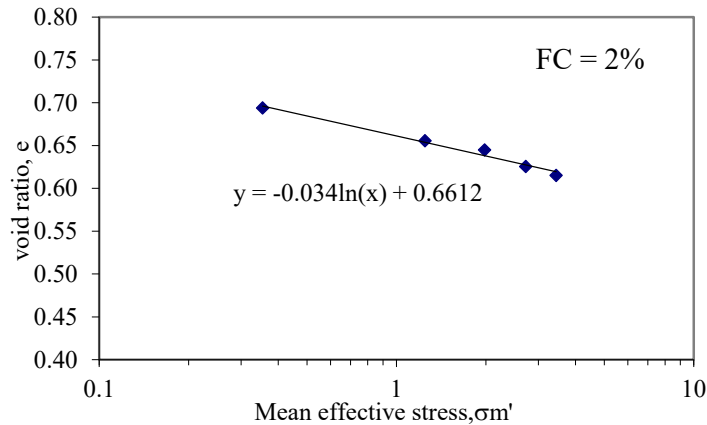
Stress path dari kelima sampel tanah SS FC= 17% menunjukkan pengakhirannya tegangan yang menuju suatu garis yang sama, sehingga memungkinkan dibuat *steady state line*-nya.

Hasil pengujian pada jenis tanah pasir dengan kandungan *finer content* 2%, 7%, 9%, 13% dan 17% menunjukkan secara umum perilaku kontraktif, hal tersebut sesuai dengan penelitian sebelumnya dengan metode yang berbeda yang telah dilakukan oleh Abdul Jalil dkk (2020) yang dilakukan di daerah Palu dengan lokasi berbeda, dimana hasil penelitian tersebut memperlihatkan kerentanan likuefaksi hingga kedalaman 16 meter dibawa permukaan tanah.

5.8 Garis *Steady State Line* (SSL) dan *State Parameter*

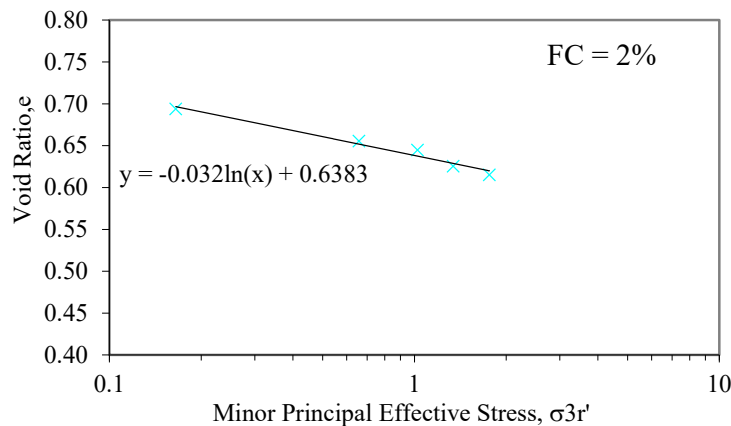
5.8.1 Hasil *Steady State Line* pada FC=2%

Pendekatan hasil *Steady State Line* (SSL) FC=2% dapat diperoleh dengan memplot nilai angka pori kritis (e_c) terhadap 3 (tiga) pendekatan yaitu σ'_m , S_{us} , dan $\sigma_{3r'}$. Dari e_c terhadap σ'_m diperoleh persamaan $Y = -0,034\ln(x) + 0,6612$, dengan besaran parameter kemiringan SSL diperoleh adalah: $\lambda_{ss} = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_m} = -0.078$, Gambar 5.41.



Gambar 5. 41 *Steady State Line* pada FC= 2% berdasarkan *Mean effective stress*, σ'_m

Sedangkan dengan menggunakan pendekatan dari e_c terhadap $\sigma_{3r'}$ diperoleh persamaan $Y = -0,032\ln(x) + 0,6383$, dengan besaran parameter kemiringan SSL diperoleh adalah: $C_{ss} = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_{3r}} = -0.074$, Gambar 5.42.

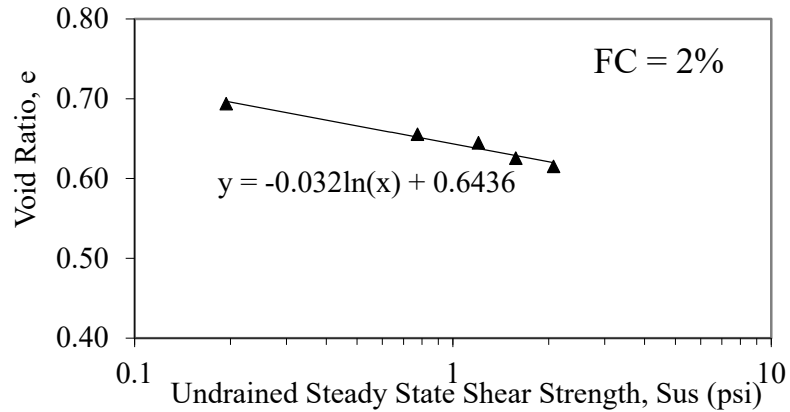


Gambar 5. 42 *Steady State Line* pada FC= 2% berdasarkan *Minor Principal Effective Stress*, $\sigma_{3r'}$

dengan menggunakan pendekatan dari e_c terhadap S_{us} , dimana *undrained steady state shear strength* dapat didekati dengan *residual effective minor principal stress*

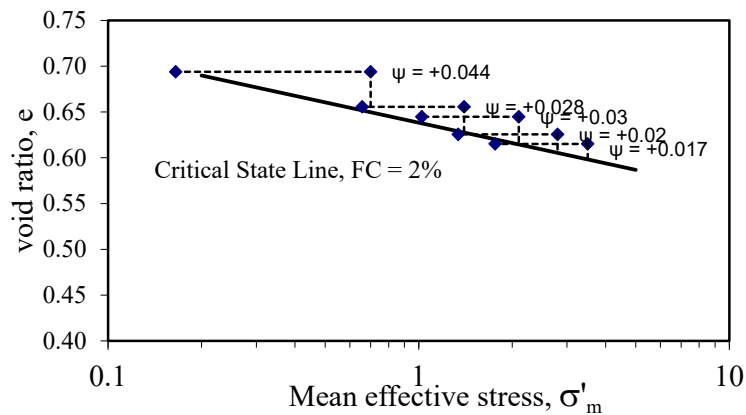
(Castro and Poulos, 1985) dimana $S_{us} = \sigma'_3 \frac{\sin \phi_s \cdot \cos \phi_s}{(1 - \sin \phi_s)}$ diperoleh persamaan $Y =$

$-0,032\ln(x) + 0,6436$, dengan besaran parameter kemiringan SSL diperoleh adalah: $C_{ss} = \frac{\Delta e}{\Delta \log S_{us}} = -0.074$, Gambar 5.42.



Gambar 5. 43 *Steady State Line* pada FC= 2% berdasarkan *Undrained Steady State Shear Strength*, S_{us} (psi)

Steady state line pada SS_{1-2%} - SS_{5-2%} berada di sebelah kanan garis SSL, sampel ini memiliki nilai *state parameter* sebesar $\psi_{ss1} = +0.044$, $\psi_{ss2} = +0.028$, $\psi_{ss3} = +0.03$, $\psi_{ss4} = +0.02$, dan $\psi_{ss5} = +0.017$, Gambar 5.44 menunjukkan *state parameter* sampel tanah pada kondisi FC=2% bernilai positif yang memungkinkan berpotensi untuk likuefaksi.



Gambar 5. 44 *State parameter* sampel tanah Palu pada FC=2%

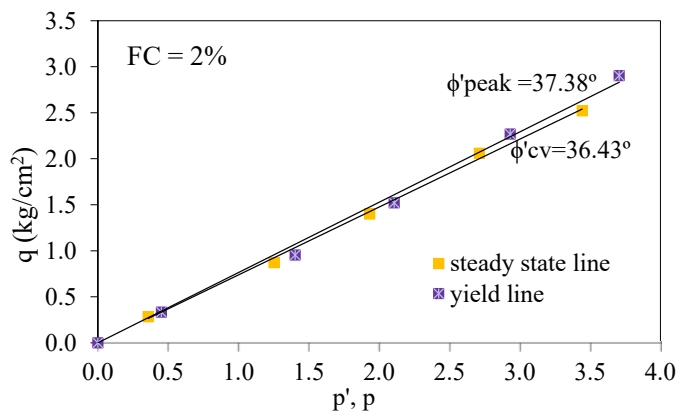
Hubungan antara tegangan regangan dan nilai *state parameter* ditunjukkan dalam hubungan pola *stress path* yang sudah dinormalisasi dengan nilainya. Hasil nilai *State parameter* dapat digunakan sebagai bahan pertimbangan dimana jika

stateparameter bernilai positif (+) maka berpotensi untuk likuefaksi begitu pula sebaliknya jika *state parameter* bernilai (-) maka kurang berpotensi terhadap likuefaksi. Hasil uji dan nilai *state parameter* sample tanah Palu pada FC=2% dapat dilihat pada Tabel 5.10 berikut ini. Semakin besar nilai *state parameter* menjauhi garis CSL maka perilaku tanah akan semakin berpotensi likuefaksi.

Tabel 5. 10 Perilaku tanah Palu pada FC=2% saat Uji geser Monotonik, *Consolidated Undrained*

Kode tanah	D ₅₀ (mm)	FC (%)	e _o	e _c	σ ₃ (Kg/cm ²)	σ _{3r'} (Kg/cm ²)	σ _{m'} (Kg/cm ²)	S _{us} (Kg/cm ²)	State Parameter	λ _{ss}
SS ₁	0.343	2%	0.854	0.694	0.70	0.165	0.354	0.194	+0.044	0.078
SS ₂	0.343	2%	0.827	0.656	1.40	0.658	1.246	0.774	+0.028	0.078
SS ₃	0.343	2%	0.800	0.645	2.10	1.023	1.979	1.203	+0.030	0.078
SS ₄	0.343	2%	0.772	0.626	2.80	1.340	2.718	1.576	+0.020	0.078
SS ₅	0.343	2%	0.745	0.615	3.50	1.761	3.443	2.071	+0.017	0.078

Hasil uji dan nilai *state parameter* sample tanah Palu pada FC=2% dapat diketahui internal friction angle pada kondisi *steady state* saat *peak condition* dan *state condition*, pada Gambar 5.45.

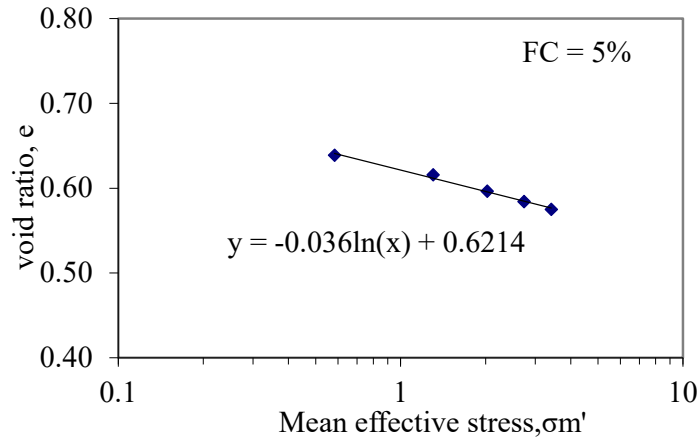


Gambar 5. 45 Internal friction angle saat kondisi puncak dan *steady state* pada FC=2%

5.8.2 Hasil *Steady State Line* pada FC=5%

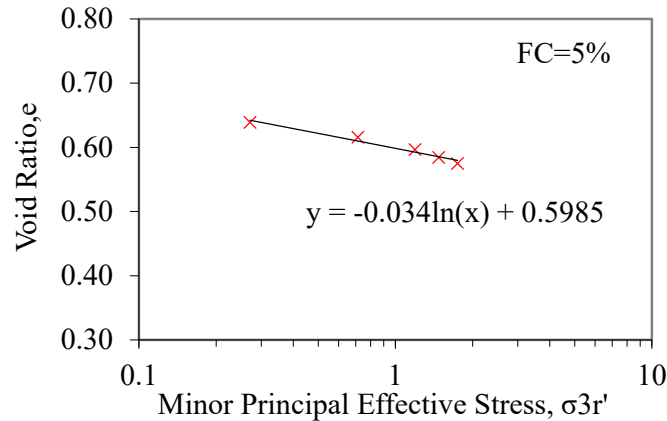
Pendekatan hasil *Steady State Line* (SSL) FC=5% dapat diperoleh dengan memplot nilai angka pori kritis (e_c) terhadap 3 (tiga) pendekatan yaitu σ_{m'}, S_{us}, dan σ_{3r'}. Dari

e_c terhadap σ'_m diperoleh persamaan $Y = -0,036\ln(x) + 0,6214$, dengan besaran parameter kemiringan SSL diperoleh adalah: $\lambda_{ss} = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_m} = -0,083$, Gambar 5.46.



Gambar 5. 46 *Steady State Line* pada FC= 5% berdasarkan Mean effective stress, σ'_m

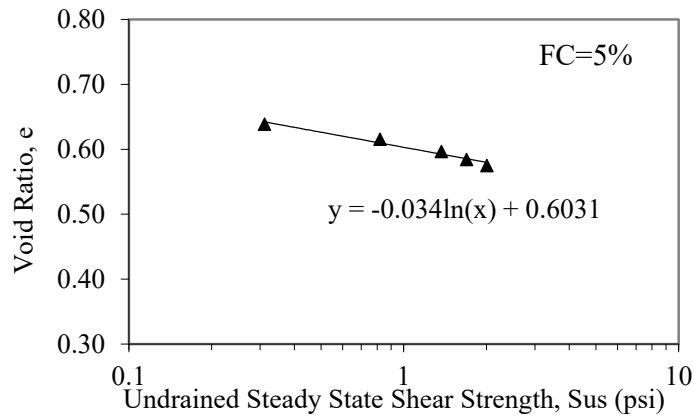
Sedangkan dengan menggunakan pendekatan dari angka pori kritis (e_c) terhadap σ'_{3r} diperoleh persamaan $Y = -0,034\ln(x) + 0,5985$, dengan besaran parameter kemiringan SSL diperoleh adalah: $C_{ss} = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_{3r}} = -0,0783$, Gambar 5.47.



Gambar 5. 47 *Steady State Line* pada FC= 5% berdasarkan Minor Principal Effective Stress, σ'_{3r}

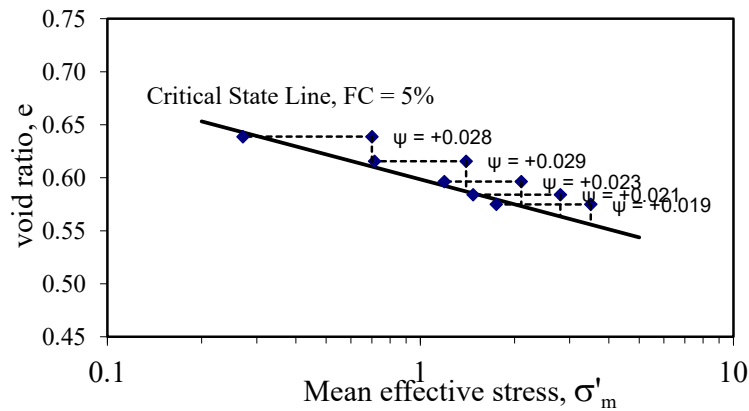
Dengan menggunakan pendekatan dari e_c terhadap S_{us} , dimana undrained *steady state shear strength* dapat didekati dengan *residual effective minor principal stress* Castro dan Poulos (1985) dimana $S_{us} = \sigma'_3 \frac{\sin \phi_s \cdot \cos \phi_s}{(1 - \sin \phi_s)}$ diperoleh persamaan $Y =$

$-0,034\ln(x) + 0,6031$, dengan besaran parameter kemiringan SSL diperoleh adalah: $C_{SS} = \frac{\Delta e}{\Delta \log S_{us}} = -0.078$, Gambar 5.48.



Gambar 5. 48 *Steady State Line* pada FC= 5% berdasarkan *Undrained Steady State Shear Strength, S_{us}* (psi)

Steady state line pada SS_{1-5%} - SS_{5-5%} berada di sebelah kanan garis SSL, sampel ini memiliki nilai *state parameter* sebesar $\psi_{ss1} = +0.028$, $\psi_{ss2} = +0.029$, $\psi_{ss3} = +0.023$, $\psi_{ss4} = +0.021$, dan $\psi_{ss5} = +0.019$, Gambar 5.49 menunjukkan *state parameter* sampel tanah pada kondisi FC=5% bernilai positif yang memungkinkan berpotensi untuk likuefaksi.



Gambar 5. 49 *State parameter* sampel tanah Palu FC=5%

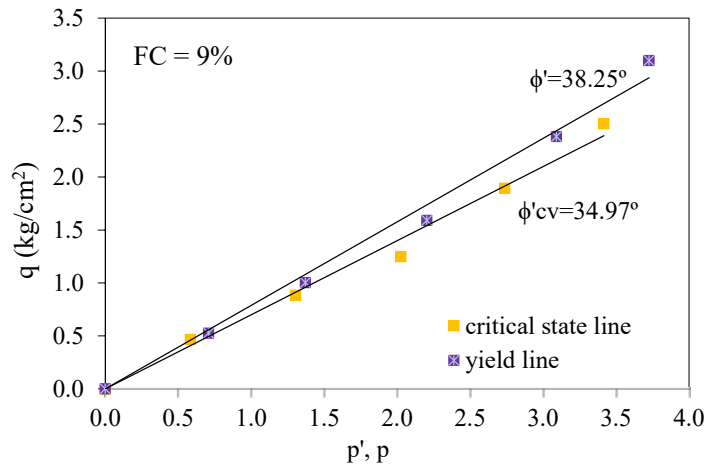
Hubungan antara tegangan regangan dan nilai *state parameter* ditunjukkan dalam hubungan pola stress path yang sudah dinormalisasi nilai *state parameter*nya. Hasil

uji dan nilai *state parameter* sample tanah Palu pada FC=5% dapat dilihat pada Tabel 5.11 berikut ini.

Tabel 5. 11 Perilaku tanah Palu pada FC=5% saat Uji geser Monotonik, *Consolidated Undrained*

Kode tanah	D ₅₀ (mm)	FC (%)	e _o	e _c	σ ₃ (Kg/cm ²)	σ _{3r'} (Kg/cm ²)	σ _{m'} (Kg/cm ²)	S _{us} (Kg/cm ²)	State Parameter	λ _{ss}
SS ₁	0.616	5%	0.779	0.639	0.70	0.271	0.853	0.311	+0.028	0.083
SS ₂	0.616	5%	0.756	0.616	1.40	0.713	2.016	0.819	+0.029	0.083
SS ₃	0.616	5%	0.733	0.596	2.10	1.192	3.216	1.369	+0.023	0.083
SS ₄	0.616	5%	0.710	0.584	2.80	1.473	4.198	1.692	+0.021	0.083
SS ₅	0.616	5%	0.686	0.575	3.50	1.746	5.132	2.005	+0.019	0.083

Hasil uji dan nilai *state parameter* sample tanah Palu pada FC=5% dapat diketahui internal friction angle pada kondisi *steady state* saat *peak condition* dan *state condition*, pada Gambar 5.50.



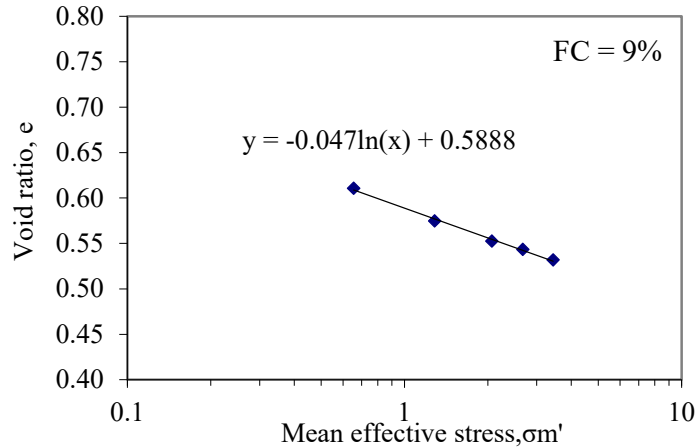
Gambar 5. 50 *Internal friction angle* saat kondisi puncak dan *steady state* pada FC=5%

5.8.3 Hasil *Steady State Line* pada FC=9%

Pendekatan hasil *Steady State Line* (SSL) FC=9% dapat diperoleh dengan memplot nilai angka pori kritis (e_c) terhadap 3 (tiga) pendekatan yaitu σ_{m'}, S_{us}, dan σ_{3r'}. Dari e_c terhadap σ_{m'} diperoleh persamaan Y = -0,047ln(x) + 0,5888, dengan

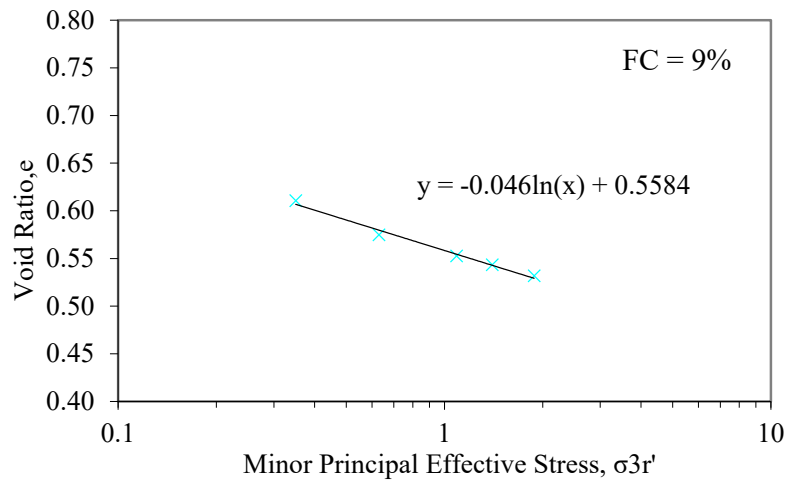
besaran parameter kemiringan SSL diperoleh adalah: $\lambda_{ss} = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_m} = -0.108$,

Gambar 5.51.



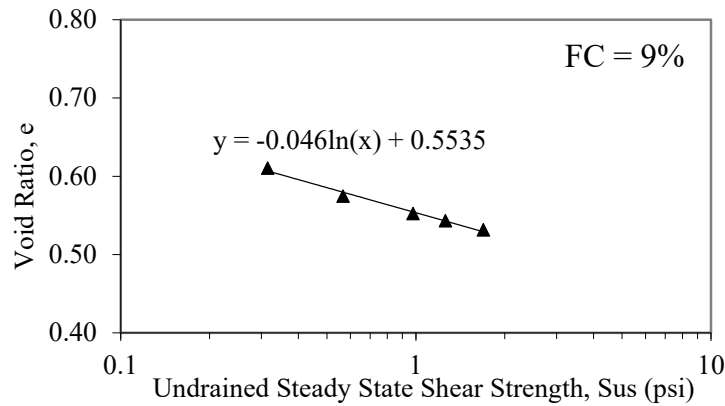
Gambar 5. 51 *Steady State Line* pada FC= 9% berdasarkan *Mean effective stress, σ'_m*

Sedangkan dengan menggunakan pendekatan dari e_c terhadap σ'_{3r} diperoleh persamaan $Y = -0,046\ln(x) + 0,5584$, dengan besaran parameter kemiringan SSL diperoleh adalah: $C_{ss} = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_{3r}} = -0.106$, Gambar 5.52.



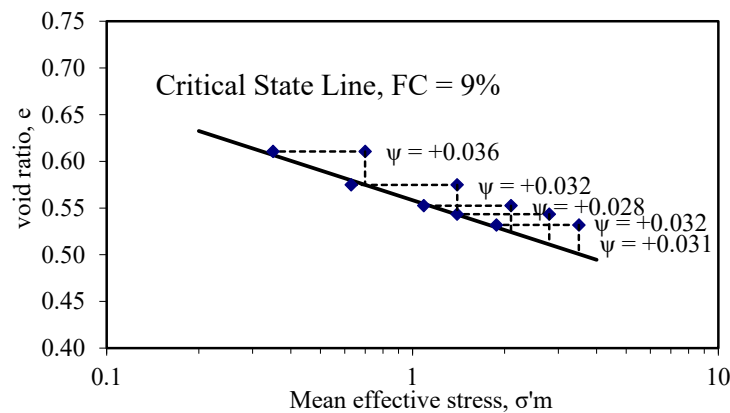
Gambar 5. 52 *Steady State Line* pada FC= 9% berdasarkan *Minor Principal Effective Stress, σ'_{3r}*

Dengan menggunakan pendekatan dari e_c terhadap S_{us} , dimana undrained *steady state shear strength* dapat didekati dengan residual effectivev minor principal stress (Castro and Poulos, 1985) dimana $S_{us} = \sigma'_3 \frac{\sin \phi_s \cdot \cos \phi_s}{(1 - \sin \phi_s)}$ diperoleh persamaan $Y = -0,046 \ln(x) + 0,5535$, dengan besaran parameter kemiringan SSL diperoleh adalah: $C_{ss} = \frac{\Delta e}{\Delta \log S_{us}} = -0.106$, Gambar 5.53.



Gambar 5. 53 *Steady State Line* pada FC= 9% berdasarkan Undrained *Steady State Shear Strength*, S_{us} (psi)

Steady state line pada SS_{1-9%} - SS_{5-9%} berada di sebelah kanan garis SSL, sampel ini memiliki nilai *state parameter* sebesar $\psi_{ss1} = +0.036$, $\psi_{ss2} = +0.032$, $\psi_{ss3} = +0.028$, $\psi_{ss4} = 0.032$, dan $\psi_{ss5} = 0.031$, Gambar 5.54 menunjukkan *state parameter* sampel tanah pada kondisi FC=9%, bernilai positif yang memungkinkan berpotensi untuk likuefaksi.



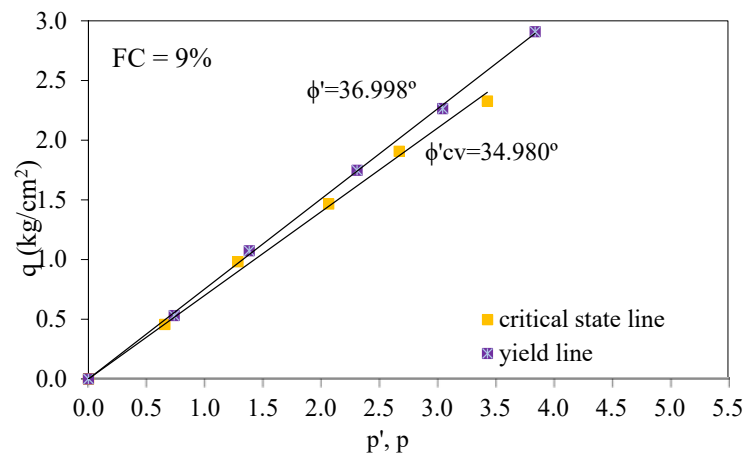
Gambar 5. 54 *State parameter* sampel tanah Palu pada FC=9%

Hubungan antara tegangan regangan dan nilai *state parameter* ditunjukkan dalam hubungan pola stress path yang sudah dinormalisasi dan nilai *state parameter*nya. Hasil uji dan nilai *state parameter* sample tanah Palu pada FC=9% dapat dilihat pada Tabel 5.12 berikut ini.

Tabel 5. 12 Perilaku tanah Palu pada FC=9% saat Uji geser Monotonik, *Consolidated Undrained*

Kode tanah	D ₅₀ (mm)	FC (%)	e _o	e _c	σ ₃ (Kg/cm ²)	σ _{3r'} (Kg/cm ²)	σ _{m'} (Kg/cm ²)	S _{us} (Kg/cm ²)	State Parameter	λ _{ss}
SS ₁	0.343	9%	0.674	0.611	0.7	0.350	0.655	0.315	+0.036	0.106
SS ₂	0.343	9%	0.657	0.575	1.4	0.630	1.285	0.567	+0.032	0.106
SS ₃	0.343	9%	0.640	0.553	2.1	1.088	2.065	0.978	+0.028	0.106
SS ₄	0.343	9%	0.623	0.543	2.8	1.400	2.672	1.259	+0.032	0.106
SS ₅	0.343	9%	0.607	0.532	3.5	1.882	3.439	1.692	+0.031	0.106

Hasil uji dan nilai *state parameter* sample tanah Palu pada FC=9% dapat diketahui internal friction angle pada kondisi *steady state* saat *peak condition* dan *state condition*, pada Gambar 5.55.



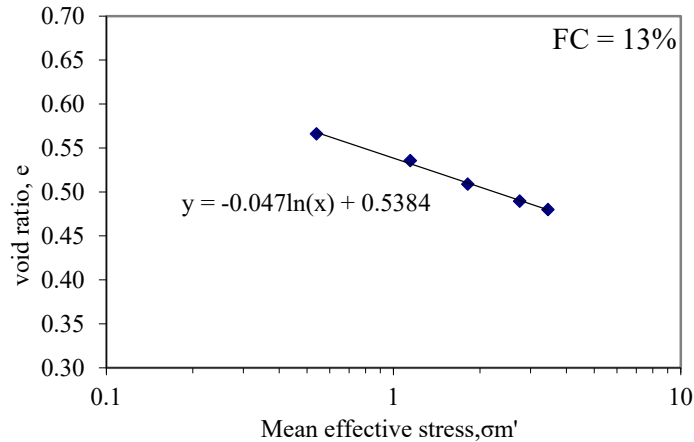
Gambar 5. 55 Internal friction angle saat kondisi puncak dan *steady state* pada FC=9%

5.8.4 Hasil *Steady State Line* pada FC=13%

Pendekatan hasil *Steady State Line* (SSL) FC=13% dapat diperoleh dengan memplot nilai angka pori kritis (e_c) terhadap 3 (tiga) pendekatan yaitu σ_{m'}, S_{us}, dan

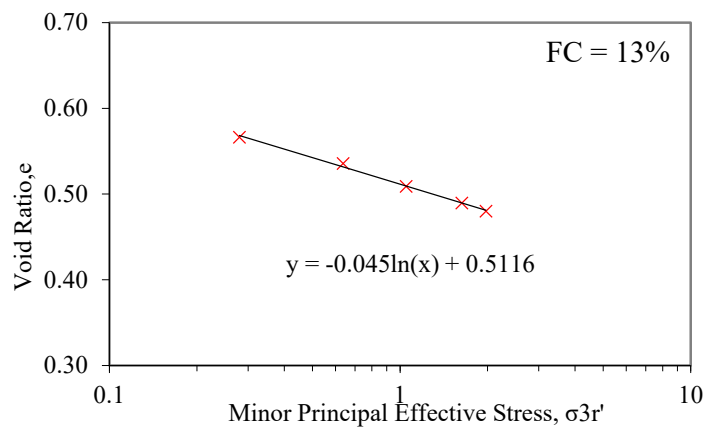
σ_{3r}' . Dari e_c terhadap σ_m' diperoleh persamaan $Y = -0,047\ln(x) + 0,5384$, dengan besaran parameter kemiringan SSL diperoleh adalah: $\lambda_{ss} = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma_m'} = -0.108$,

Gambar 5.56.



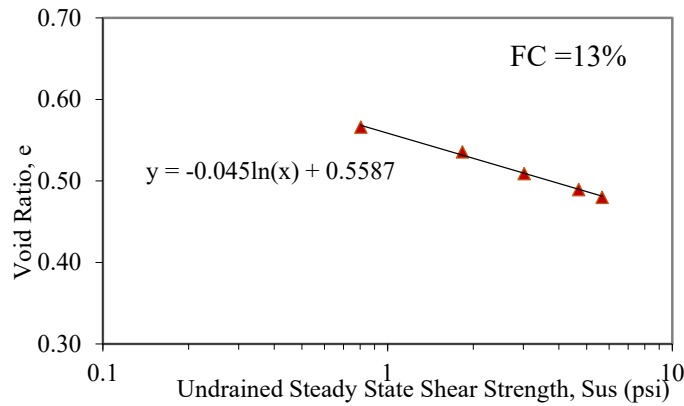
Gambar 5. 56 *Steady State Line* pada FC= 13% berdasarkan *Mean effective stress, σ_m'*

Sedangkan dengan menggunakan pendekatan dari e_c terhadap σ_{3r}' diperoleh persamaan $Y = -0,045\ln(x) + 0,5116$, dengan besaran parameter kemiringan SSL diperoleh adalah: $C_{ss} = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma_{3r}'} = -0.104$, Gambar 5.57.



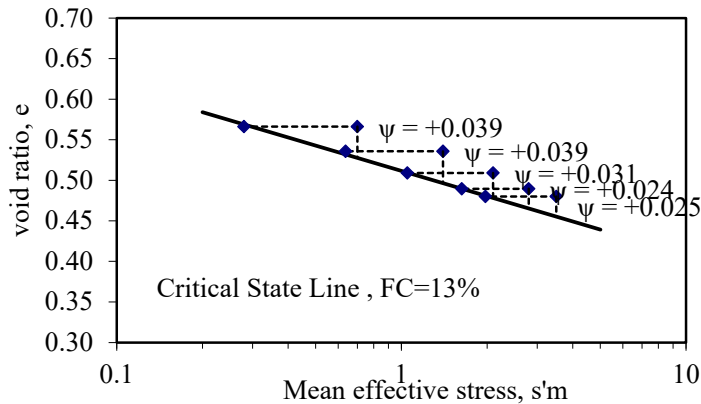
Gambar 5. 57 *Steady State Line* pada FC= 13% berdasarkan *Minor Principal Effective Stress, σ_{3r}'*

Dengan menggunakan pendekatan dari e_c terhadap S_{us} , dimana *undrained steady state shear strength* dapat didekati dengan *residual effective minor principal stress* Castro dan Poulos (1985) dimana $S_{us} = \sigma'_3 \frac{\sin \phi_s \cdot \cos \phi_s}{(1 - \sin \phi_s)}$ diperoleh persamaan $Y = -0,045 \ln(x) + 0,5587$, dengan besaran parameter kemiringan SSL diperoleh adalah: $C_{ss} = \frac{\Delta e}{\Delta \log S_{us}} = -0.104$, Gambar 5.58.



Gambar 5. 58 *Steady State Line* pada FC= 13% berdasarkan *Undrained Steady State Shear Strength, S_{us}* (psi)

Steady state line pada SS_{1-13%} - SS_{5-13%} berada di sebelah kanan garis SSL, sampel ini memiliki nilai *state parameter* sebesar $\psi_{ss1} = +0.039$, $\psi_{ss2} = +0.039$, $\psi_{ss3} = +0.031$, $\psi_{ss4} = +0.024$, dan $\psi_{ss5} = +0.025$, Gambar 5.59 menunjukkan *state parameter* sampel tanah pada kondisi FC=13%, bernilai positif yang memungkinkan berpotensi untuk likuefaksi.



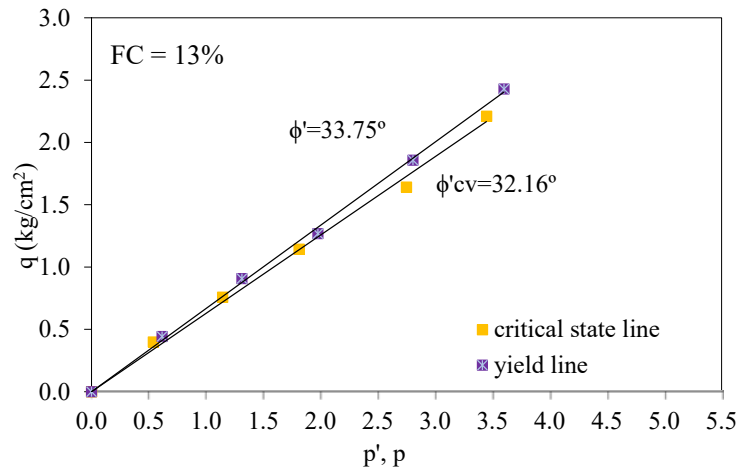
Gambar 5. 59 *State parameter* sampel tanah Palu pada FC=13%

Hubungan antara tegangan regangan dan nilai *state parameter* ditunjukkan dalam hubungan pola stress path yang sudah dinormalisasi dan nilai *state parameter*nya. Hasil uji dan nilai *state parameter* sample tanah Palu pada FC=13% dapat dilihat pada Tabel 5.13 berikut ini.

Tabel 5. 13 Perilaku tanah Palu pada FC=13% saat Uji geser Monotonik, *Consolidated Undrained*

Kode tanah	D ₅₀ (mm)	FC (%)	e _o	e _c	σ ₃ (Kg/cm ²)	σ _{3r} ' (Kg/cm ²)	σ _m ' (Kg/cm ²)	S _{us} (Kg/cm ²)	State Parameter	λ _{ss}
SS ₁	0.321	13%	0.615	0.566	0.7	0.280	0.539	0.805	+0.039	0.108
SS ₂	0.321	13%	0.595	0.536	1.4	0.637	1.143	1.832	+0.039	0.108
SS ₃	0.321	13%	0.576	0.509	2.1	1.049	1.812	3.016	+0.031	0.108
SS ₄	0.321	13%	0.557	0.490	2.8	1.631	2.748	4.689	+0.024	0.108
SS ₅	0.321	13%	0.538	0.480	3.5	1.973	3.447	5.673	+0.025	0.108

Hasil uji dan nilai *state parameter* sample tanah Palu pada FC=13% dapat diketahui internal friction angle pada kondisi *steady state* saat *peak condition* dan *state condition*, pada Gambar 5.60.



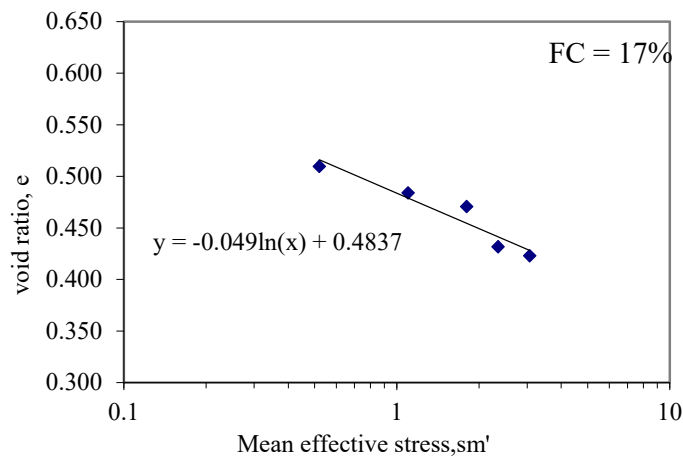
Gambar 5. 60 *Internal friction angle* pada saat *peak condition* dan *steady state condition* pada FC=13%

5.8.5 Hasil *Steady State Line* pada FC=17%

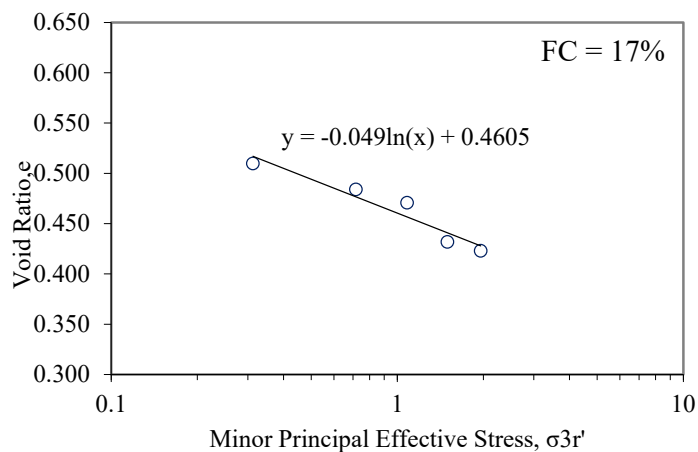
Pendekatan hasil *Steady State Line* (SSL) FC=17% dapat diperoleh dengan memplot nilai angka pori kritis (*e_c*) terhadap 3 (tiga) pendekatan yaitu σ'_m , *S_{us}*, dan

σ_{3r}' . Dari e_c terhadap σ'_m diperoleh persamaan $Y = -0,049\ln(x) + 0,4837$, dengan besaran parameter kemiringan SSL diperoleh adalah: $\lambda_{SS} = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_m} = -0.113$, Gambar 5.60.

Sedangkan dengan menggunakan pendekatan dari e_c terhadap σ_{3r}' diperoleh persamaan $Y = -0,049\ln(x) + 0,4605$, dengan besaran parameter kemiringan SSL diperoleh adalah: $C_{SS} = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_{3r}} = -0.113$, Gambar 5.62.

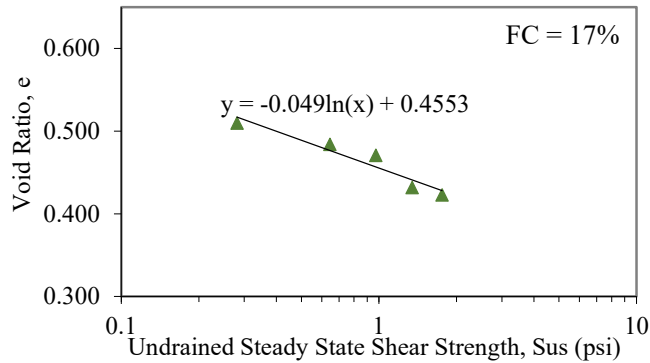


Gambar 5. 61 *Steady State Line* pada FC= 17% berdasarkan *Mean effective stress, σ_m'*



Gambar 5. 62 *Steady State Line* pada FC= 17% berdasarkan *Minor Principal Effective Stress, σ_{3r}'*

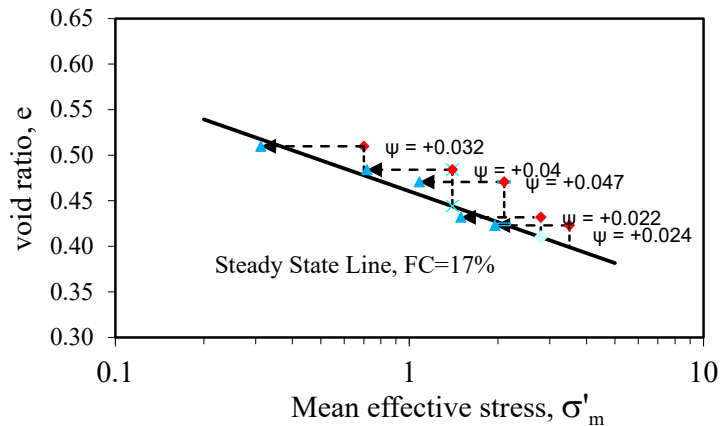
Dengan menggunakan pendekatan dari e_c terhadap S_{us} , dimana *undrained steady state shear strength* dapat didekati dengan *residual effective minor principal stress* (Castro and Poulos, 1985). Gambar 5.63.



Gambar 5. 63 *Steady State Line* pada FC= 17% berdasarkan *Undrained Steady State Shear Strength, Sus (psi)*

Gambar 5.62 menunjukkan $S_{us} = \sigma'_3 \frac{\sin \phi_s \cdot \cos \phi_s}{(1 - \sin \phi_s)}$ diperoleh persamaan $Y = -0,049\ln(x) + 0,4553$, dengan besaran parameter kemiringan SSL diperoleh adalah: $C_{SS} = \frac{\Delta e}{\Delta \log S_{us}} = -0.113$,

Steady state line pada SS_{1-17%} - SS_{5-17%} berada di sebelah kanan garis SSL, sampel ini memiliki nilai *state parameter* sebesar $\psi_{ss1}=+0.032$, $\psi_{ss2}=+0.04$, $\psi_{ss3}=+0.047$, $\psi_{ss4}=+0.022$, dan $\psi_{ss5} = +0.024$, Gambar 5.64 menunjukkan *state parameter* sampel tanah pada kondisi FC=17%, bernilai positif yang memungkinkan berpotensi untuk likuefaksi.



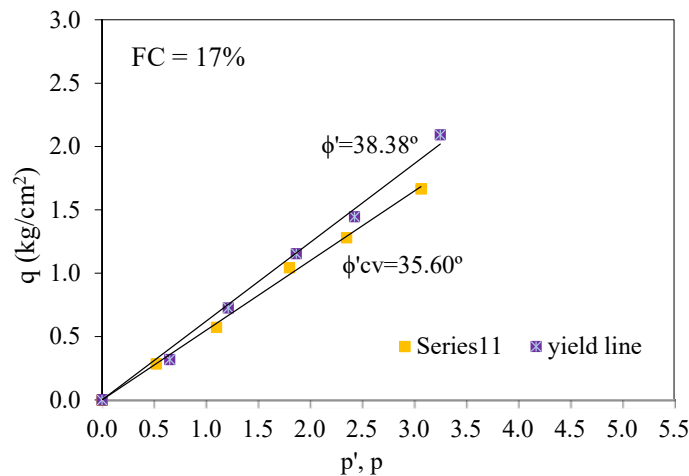
Gambar 5. 64 *State parameter* sampel tanah Palu pada FC=17%

Hubungan antara tegangan regangan dan nilai *state parameter* ditunjukkan dalam hubungan pola stress path yang sudah dinormalisasi dan nilai *state parameter*nya. Hasil uji dan nilai *state parameter* sample tanah Palu pada FC=17% dapat dilihat pada Tabel 5.14 berikut ini.

Tabel 5. 14 Perilaku tanah Palu pada FC=17% saat Uji geser Monotonik, *Consolidated Undrained*

Kode tanah	D ₅₀ (mm)	FC (%)	e _o	e _c	σ ₃ (Kg/cm2)	σ _{3r} ' (Kg/cm2)	σ _m ' (Kg/cm2)	S _{us} (Kg/cm2)	State Parameter	λ _{ss}
SS ₁	0.275	17%	0.557	0.510	0.70	0.313	0.520	0.281	+0.032	0.113
SS ₂	0.275	17%	0.539	0.484	1.40	0.717	1.099	0.644	+0.040	0.113
SS ₃	0.275	17%	0.522	0.471	2.10	1.081	1.802	0.972	+0.047	0.113
SS ₄	0.275	17%	0.504	0.432	2.80	1.496	2.350	1.345	+0.022	0.113
SS ₅	0.275	17%	0.486	0.423	3.50	1.955	3.066	1.758	+0.024	0.113

Hasil uji dan nilai *state parameter* sample tanah Palu pada FC=17% dapat diketahui internal friction angle pada kondisi *steady state* saat *peak condition* dan *state condition*, pada Gambar 5.65.

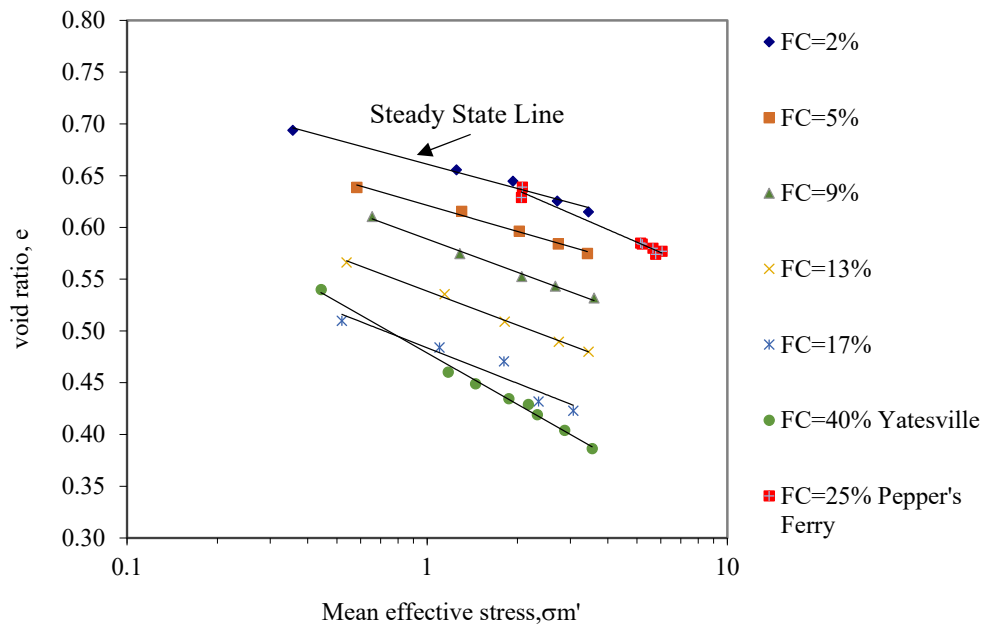


Gambar 5. 65 *Internal friction angle* pada saat *peak condition* dan *steady state condition* pada FC=17%

5.9 *Steady State Line* Berdasarkan Kandungan Butiran Halus terhadap Penelitian Sebelumnya

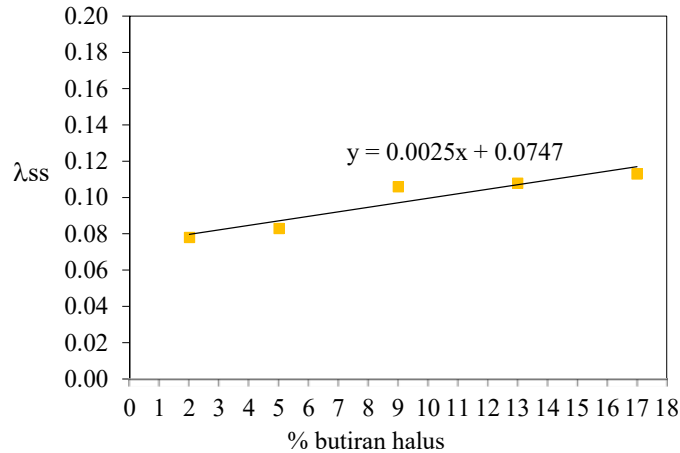
Penelitian mengenai *steady state line* telah dilakukan sebelumnya oleh beberapa penelitian dengan titik fokus yang ditinjau berbeda-beda. Salah satunya adalah penelitian oleh Rahardjo (1989) dimana penelitian yang dilakukan pada tanah Yatesville dengan kandungan FC 40% $\lambda_{ss}=0.168$, sedangkan pada tanah Pepper's Ferry dengan FC = 25%, $\lambda_{ss}=0.134$.

Sedangkan pada penelitian kali ini dengan variasi butiran halus sebesar 2% diperoleh $\lambda_{ss}=0.078$, dengan butiran halus sebesar 5% diperoleh $\lambda_{ss}=0.083$, dengan butiran halus sebesar 9% diperoleh $\lambda_{ss}=0.106$, dengan butiran halus sebesar 13% diperoleh $\lambda_{ss}=0.108$, dan dengan butiran halus sebesar 17% diperoleh $\lambda_{ss}=0.113$, dapat dilihat pada Gambar 5.66.



Gambar 5. 66 *Steady State Line* berdasar pada variasi kandungan butiran halus

Korelasi hubungan *mean effective stress* dan *void ratio* akan menghasilkan nilai kemiringan λ_{ss} yang dapat di korelasikan terhadap persentase butiran halus FC seperti yang ditunjukkan pada pada Gambar 5.67.



Gambar 5. 67 Korelasi peningkatan persentase kandungan butiran halus terhadap λ_{ss}

Dari hasil penelitian dapat diketahui bahwa kenaikan kandungan butiran halus pada tanah pasir akan meningkatkan nilai λ_{ss} . Dari 5 (lima) buah sampel yang diuji dengan variasi persentase butiran halus tanah diperoleh persamaan sebagai berikut.

FC= 2% dengan persamaan garis berupa $Y = -0,034\ln(x) + 0,6612$

FC=5% dengan persamaan garis berupa $Y = -0,036\ln(x) + 0,6214$

FC=9% dengan persamaan garis berupa $Y = -0,047\ln(x) + 0,5888$

FC=13% dengan persamaan garis berupa $Y = -0,047\ln(x) + 0,5384$

FC=17% dengan persamaan garis berupa $Y = -0,049\ln(x) + 0,4837$

5.10 Hubungan antara λ_{ss} , D_{50} dan C_u

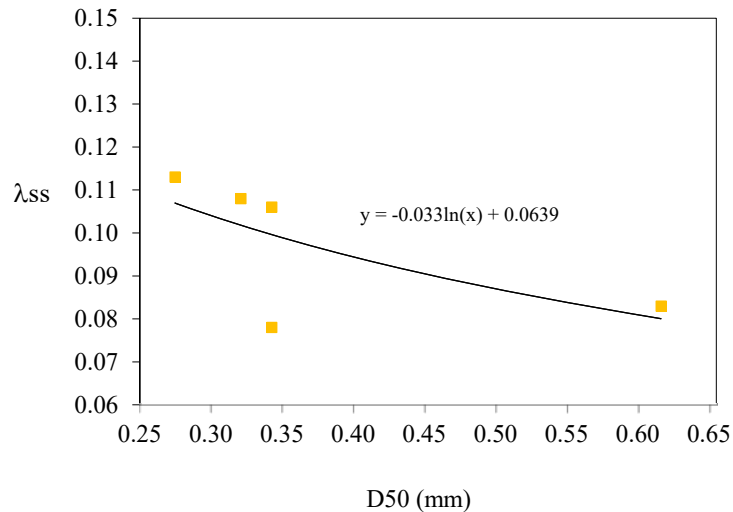
Dari penelitian variasi butiran halus (FC) berpengaruh pada kenaikan nilai λ_{ss} . Sehingga perlu lebih diperjelas, apakah butiran halus juga mempengaruhi D_{50} dan

koefisien keseragaman (Cu). Hubungan tersebut dapat diilustrasikan dalam Tabel 5.15.

Tabel 5. 15 Hubungan antara λ_{ss} , D_{50} dan Cu

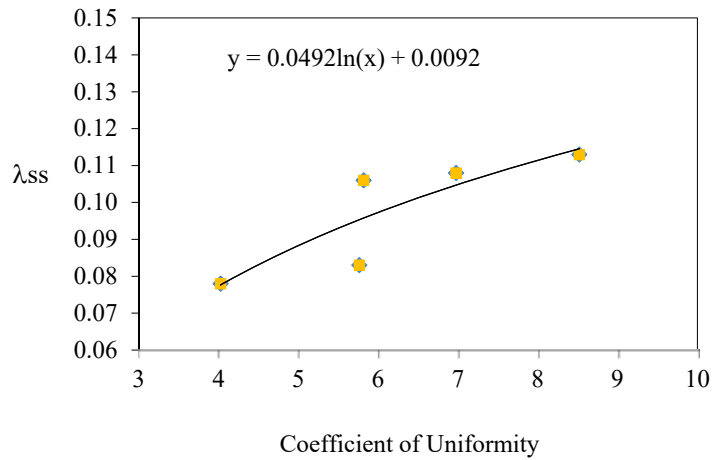
No	Sampel	D_{50}	Cu	λ_{ss}
1	Silty Sand FC=2%	0.343	4.024	0.078
2	Silty Sand FC=5%	0.616	5.761	0.083
3	Silty Sand FC=9%	0.343	5.816	0.106
4	Silty Sand FC=13%	0.321	6.974	0.108
5	Silty Sand FC=17%	0.275	8.520	0.113

Peningkatan λ_{ss} jika dikorelasikan terhadap D_{50} akan memmpengaruhi pengurangan besaran diameter butiran tanahnya, seperti hubungan yang diperlihatkan pada Gambar 5.68.



Gambar 5. 68 Korelasi λ_{ss} terhadap D_{50}

Sedangkan korelasi antara λ_{ss} dan *Coefficient of Uniformity* dijelaskan pada Gambar 5.69, dimana semakin meningkat nilai keseragaman butiran tanah maka akan terjadi peningkatan kemiringan λ_{ss} .



Gambar 5. 69 Korelasi λ_{ss} terhadap *Coefficient of Uniformity*

Hubungan antara D_{50} , Cu , dan λ_{ss} ditunjukkan melalui regresi dengan asumsi $\lambda_{ss} = f(D_{50}, Cu)$ dengan variabel dependent λ_{ss} dan dua variabel *independent* D_{50} dan Cu yang berarti nilai λ_{ss} sangat dipengaruhi D_{50} dan Cu .

Melalui persamaan regresi $\lambda_{ss} = a + b.D_{50} + c.Cu$, dan dengan melakukan analisis regresi dengan λ_{ss} sebagai dependent variable maka didapat korelasi antara λ_{ss} dan D_{50} serta Cu dalam yang ditunjukkan pada Tabel 5.16 dan Persamaan 5.8.

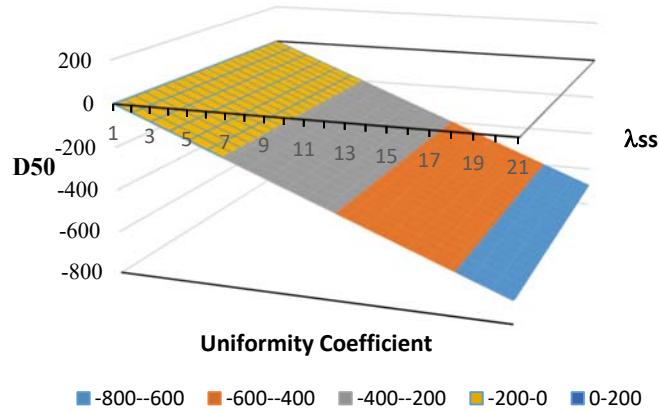
Tabel 5. 16 Hasil regresi Hubungan antara D_{50} , Cu , dan λ_{ss}

Coefficients ^a						
Model		Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients	t	Sig.
		B	Std. Error	Beta		
1	(Constant)	1.281	.755		1.696	.232
	D50	-1.389	1.038	-.723	-1.338	.313
	Cu	-.075	.079	-.519	-.960	.438

a. Dependent Variable: λ_{ss}

$$\lambda_{ss} = -1.389D_{50} - 0.075Cu + 1.281 \quad (5.8)$$

Dari Persamaan 5.8, λ_{ss} dapat digunakan untuk memperoleh besaran *state parameter* (ψ) pada tanah Kota Palu dengan batasan variabel Cu : 1-1000 dan D_{50} : 0,002 – 2 , yang dapat digambarkan dalam koordinat x,y dan z seperti ditunjukkan pada Gambar 5.70.



Gambar 5. 70 Korelasi antara λ_{ss} , D_{50} dan C_u

5.11 Hubungan antara ψ , λ_{ss} , q_c dan σ_m'

Hubungan antara ψ , λ_{ss} , q_c dan σ_m' berdasarkan Jefferies M dan Been K (1987) dan Rahardjo P.P (1989) dapat diformulasikan dalam Persamaan 5.9 berikut ini:

$$\psi = \frac{1}{8,1 - \ln(\lambda_{ss})} \cdot \ln \frac{q_c - \sigma_m'}{\frac{\sigma_m'}{0,55} + \frac{0,55}{(\lambda_{ss} - 0,01)}} \quad (5.9)$$

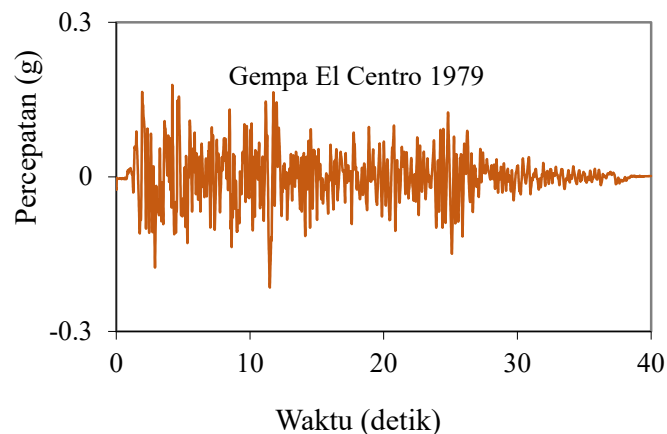
Dimana q_c didasarkan dari hasil pengujian CPT yang merupakan fungsi dari *state parameter* dan kemiringan *steady state line* λ_{ss} . Sehingga jika λ_{ss} sudah diperoleh dari nilai D_{50} dan C_u dan q_c dari hasil uji CPT atau CPTU, maka nilai *state parameter* dapat ditentukan. *State parameter* ψ bernilai negatif diartikan sebagai tanah bersifat *dilative* sedangkan ψ bernilai positif diartikan tanah berperilaku kontraktif yang berarti tanah *mostly liquefiable*. Dengan diketahui *State parameter* maka *void ratio* pada kondisi *steady state* dapat diketahui berdasarkan Persamaan 5.10.

$$e = e_{ss} + \psi \quad (5.10)$$

BAB VI
CODES DAN
DETERMINISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS (DSHA)

6.1 Tinjauan Umum

Data getaran akibat gempa di permukaan tanah sangat diperlukan untuk desain sebuah bangunan gedung tingkat tinggi, maupun bangunan lain yang berskala besar seperti bendungan ataupun jembatan. Data getaran gempa dapat diperoleh dari stasiun perekam gempa dengan alat perekam gempa disebut akselerograf. Hasil rekamannya berupa gelombang getaran tanah atau disebut juga gelombang gerakan tanah gempa. Secara umum gelombang gerakan tanah akibat gempa salah satunya di aktualisasikan dalam bentuk gelombang *time history* percepatan tanah disebut sebagai *time history*. Contoh hasil rekaman gerakan tanah akibat gempa dalam bentuk *time history* dapat dilihat di alam Gambar 6.1.

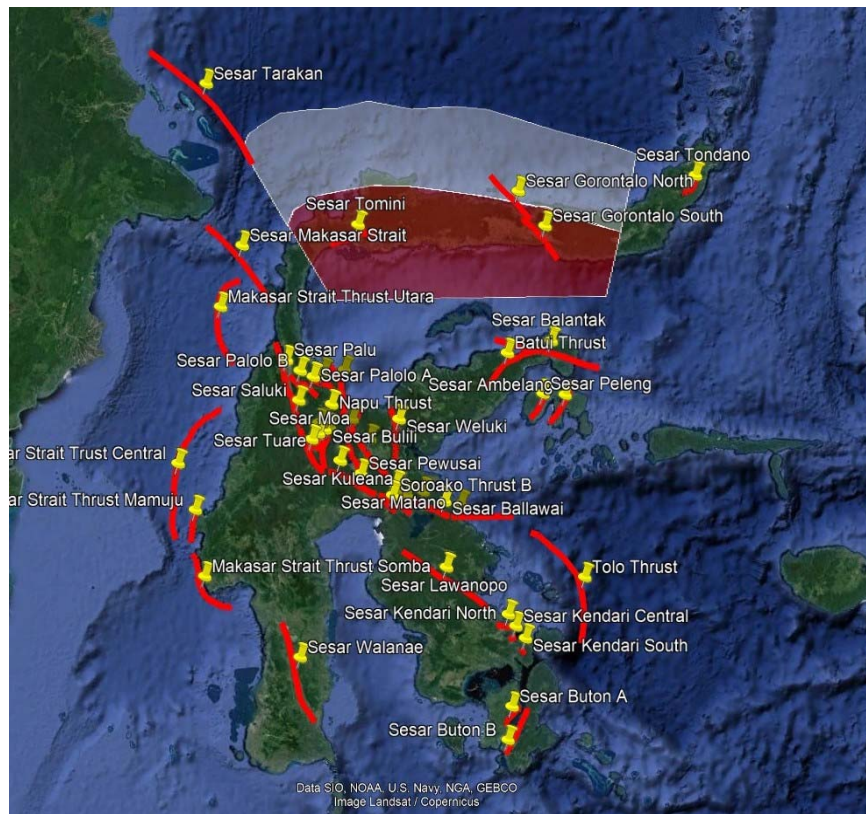


Gambar 6. 1 *Time history* percepatan hasil rekaman gempa El-Centro 1979

Untuk memperoleh percepatan gempa dapat dilakukan dengan pendekatan *Codes*, DSHA dan PSHA. Pemasangan akselerograf tidak dapat dilakukan di sembarang tempat karena adanya persyaratan dan kemungkinan adanya keterbatasan sumber daya. Oleh karena itu ada metode tertentu untuk mendapatkan

time history percepatan gempa pada tempat tertentu yang diinginkan. Metode yang dimaksud dapat dengan *Codes* dari Peta Kegempaan Indonesia atau dengan *Deterministic Seismic Hazard Analysis* (DSHA) atau *Probability Seismic Hazard Analysis* (PSHA). DSHA dan PSHA akan melibatkan persamaan prediksi gerakan tanah *Groud Motion Prediction Equations* (GMPE) untuk digabung dengan metode *spectral matching* dalam domain frekuensi untuk menentukan parameter gerakan tanah gempa berupa *time history* percepatan gempa.

Percepatan maksimum gempa permukaan (a_{max}) diperlihatkan dari *time history* yang dirambatkan dari percepatan gempa pada batuan dasar. Pada penelitian ini analisis yang dilakukan di RSUD Anutapura, Kota Palu, Sulawesi Tengah pada koordinat Lintang -0.9134 LS dan Bujur 119.8467° BT seperti disajikan didalam Gambar 6.2.



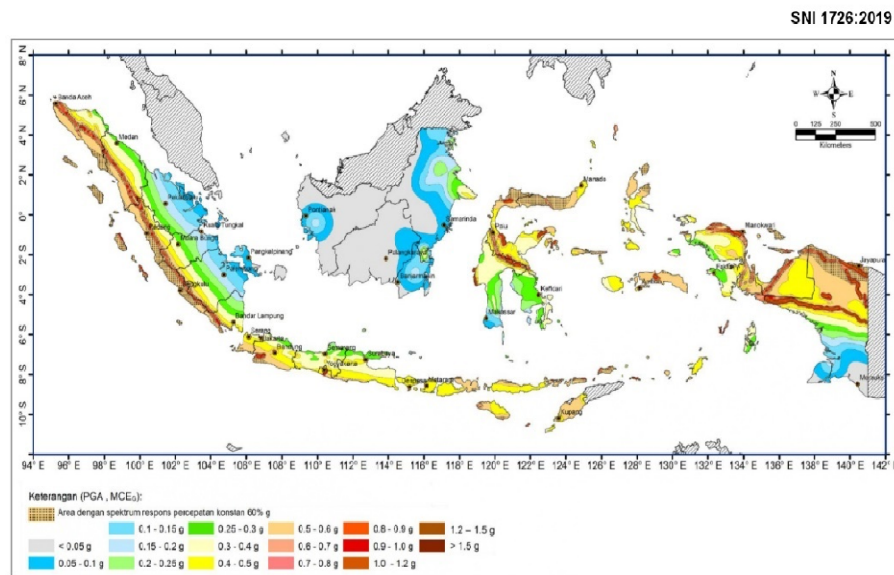
Gambar 6. 2 Pusat Gempa dan Letak RSUD Anutapura

6.2 Percepatan Tanah Puncak berdasarkan Codes

Berdasarkan SNI 1726:2019, Evaluasi likuefaksi menggunakan percepatan tanah puncak MCE_G pada percepatan tanah puncak (PGA). Yang telah disesuaikan terhadap pengaruh situs ($PGAM$). $PGAM$ dinyatakan dalam Persamaan berikut ini 6.1.

$$PGAM = F_{PGA} \cdot PGA \quad (6.1)$$

Dimana $PGAM$ adalah MCE_G percepatan tanah puncak yang telah disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, PGA merupakan Percepatan tanah puncak pada batuan dasar, dan F_{PGA} adalah Koefisien situs Koefisien situs diperoleh berdasarkan kelas situs yang sesuai dengan kondisi tanah dilapangan, Gambar 6.3.



Gambar 17 – PGA Gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometrik (MCE_G) wilayah Indonesia

Gambar 6. 3 Peta PGA Gempa Maksimum yang dipertimbangkan rata rata geometrik (MCE_G) Wilayah Indonesia

Berdasarkan Peta percepatan tanah puncak MCE_G pada Gambar 6.3, maka nilai PGA pada kota Palu pada rentang sebesar 0.5-0.6g.

Pada perhitungan penentuan kelas situs yang dilakukan pada penjelasan dibawah diketahui bahwa tanah pada Kota Palu termasuk pada **Kelas Situs SD**

yaitu **Tanah Sedang**. Sehingga pada tabel koefisien situs dapat diperoleh nilai F_{PGA} sebesar 1.1, Sehingga nilai percepatan tanah puncak yang telah disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs PGA_M sebesar 0.55-0.66g

Tabel 6. 1 Koefisien Situs F_{PGA}

Kelas Situs	$PGA \leq 0,1$	$PGA = 0,2$	$PGA = 0,3$	$PGA = 0,4$	$PGA = 0,5$	$PGA \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	1,1
SE	2,4	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1
SF	SS ^(a)					

Nilai N-SPT rata- rata diperoleh dari borelog pada pengujian SPT dapat dilihat pada lampiran. Nilai Nrerata dapat ditentukan sebagai berikut, Persamaan 6.2.

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (6.2)$$

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{15}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15smpai 50	50 sampai 100

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{15}	\bar{s}_u (kPa)
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus,yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah teresementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plasitisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

Gambar 6. 4 Klasifikasi Situs

Adapun perhitungan untuk menentukan kelas situs Gambar 6.4 dapat dilihat pada Tabel 6.2 berikut.

Tabel 6. 2 Penentuan Kelas Situs

layer	Depth (m)		N1	N2	N3	N-SPT	D/N
	Cumulative	Thick				value	
0	0	0					
1	5.5	5.5				50	0.110
2	7	1.5		5	7	12	0.125
3	9	2		23	27	50	0.040
4	11	2		20	30	50	0.040
	13	2		7	7	14	0.143
5	15	2		4	5	9	0.222
6	17	2		7	11	18	0.111
	19	2		7	9	16	0.125
7	21	2		4	6	10	0.200
8	23	2		4	6	10	0.200
9	25	2		4	6	10	0.200
	27	2		6	9	15	0.133
	31	4		4	7	11	0.364
	33	2		21	23	44	0.045
	35	2		17	21	38	0.053
	37	2		7	9	16	0.125
10	39	2		19	23	42	0.048
	41	2		23	23	46	0.043
	43	2		24	27	51	0.039
	45	2		19	23	42	0.048
	47	2		25	25	50	0.040
	49	2				50	0.040
11	51	2		25	25	50	0.040
	53	2				50	0.040
	55	2				50	0.040
12	57	2				50	0.040
	59	2		21	29	50	0.040
	End of Drilling	59					2.694
Total	$\Sigma di / (\Sigma di / Ni)$						21.899

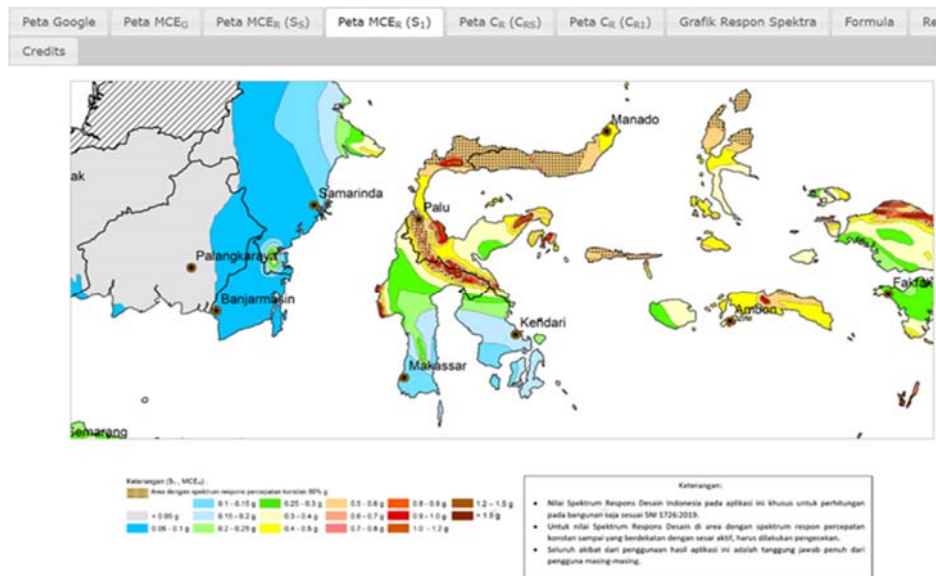
Dari hasil perhitungan pada Tabel 6.2 perhitungan yang sama dilakukan untuk Analisis V_s menggunakan korelasi V_s dengan data SPT sesuai Imai, Tonouchi (1982) pada Tabel 6.3 dan diperoleh hasil pada rentang $175m/s - 350m/s$ yang termasuk Tanah Sedang (SD). Adapun Tabel 6.3 dapat dilihat dibawah ini.

Tabel 6. 3 Korelasi antara V_s dengan SPT

Referensi	Korelasi V_s (m/det)	Tipe Tanah
Ohta, goto (1978)	$V_s = 85,3N0,341$	Semua
Imai, Tonouchi (1982)	$V_s = 96,9N0,314$	Semua
Sykora, Stokoe (1983)	$V_s = 101N0,29$	Semua

Penentuan spektra percepatan

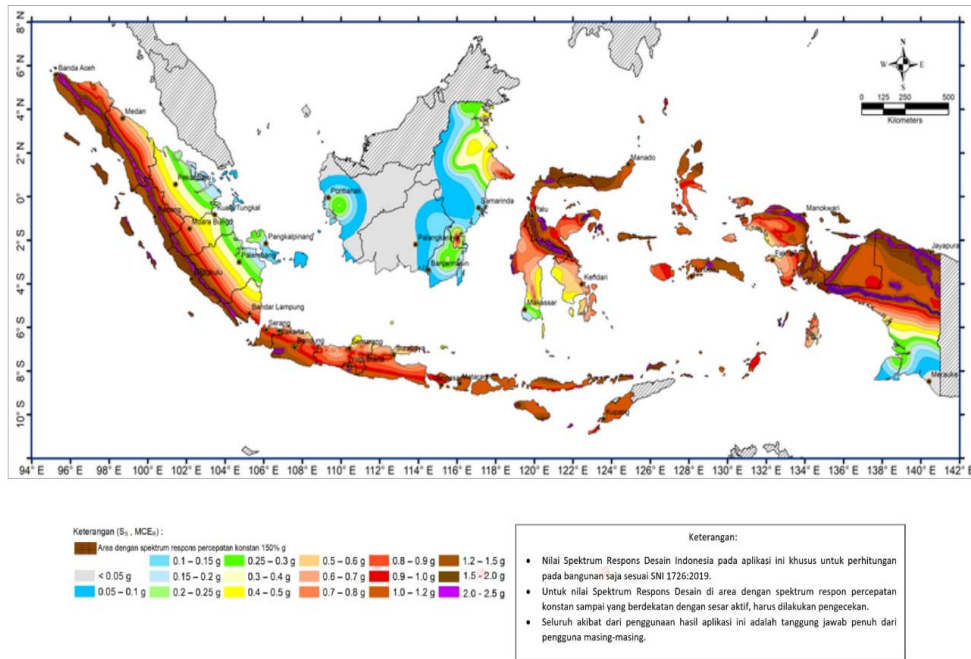
Parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik dengan kemungkinan 2 % terlampaui dalam 50 tahun (MCER, 2 % dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi, merujuk pada Peraturan SNI 1726-2019. Percepatan batuan dasar pada periode 1 detik S_1 dapat dilihat pada Gambar 6.5.



Gambar 6. 5 Parameter gerak tanah, S_1 , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2- detik (redaman kritis 5 %)

Pada Gambar 6.5. dapat diperoleh parameter gerak tanah S_1 dan pada Gambar 6.6 dapat diperoleh Parameter gerak tanah S_s pada gempa maksimum yang

dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2-detik (redaman kritis 5 %).



Gambar 6. 6 Parameter gerak tanah S_s , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2-detik (redaman kritis 5 %)

Dari peta Gambar 6.5 dan 6.6, maka untuk wilayah RS Anutapuradi Kota Palu maka diperoleh besaran nilai sebagai berikut:

$$S_I = 0.5 - 0.6 g$$

$$S_S = 1.0 - 1.1 g$$

Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v).

Penentuan koefisien situs

Penentuan nilai koefisien situs didasarkan pada S_s dan S_1 . Penentuan koefisien situs F_a dan F_v ini mengikuti peraturan SNI 1726-2019 sebagaimana dapat dilihat pada Tabel 6.4 dan Tabel 6.5.

Tabel 6. 4 Koefisien Situs F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_a) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	$SS^{(a)}$					

CATATAN:

(a) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 0

Tabel 6. 5 Koefisien Situs F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_v) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	$SS^{(a)}$					

CATATAN:

(a) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, li 0

Dari tabel di atas didapatkan koefisien situs sebagai berikut:

$$F_a = 1.1$$

$$F_v = 1.8$$

Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (SMS) dan periode 1 detik ($SM1$) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan Persamaan 6.3 dan 6.4.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \tag{6.3}$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_{S1} \tag{6.4}$$

Keterangan:

S_s = parameter respons spektral percepatan gempa $MCER$ terpetakan

untuk periode pendek;

S_I = parameter respons spektral percepatan gempa *MCER* ditetapkan untuk periode 1,0 detik.

Parameter percepatan spektral desain

$$S_{MS} = F_a \times S_S = 1.1 \times 1.0 = 1.1 \text{ g}$$

$$S_{MI} = F_v \times S_I = 1.8 \times 0.9 = 0.6 \text{ g}$$

Parameter percepatan spektral desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan pada periode 1 detik, S_{D1} , harus ditentukan melalui Persamaan 6.5 dan 6.6.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} * S_{MS} \tag{6.5}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} * S_{MI} \tag{6.6}$$

Sehingga diperoleh nilai sebagai berikut.

$$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS} = 2/3 \times 1.1 = 0.733 \text{ g}$$

$$S_{D1} = 2/3 \times S_{MI} = 2/3 \times 0.9 = 0.60 \text{ g}$$

Untuk kurva spektrum respons desain harus dapat di gambarkan seperti pada Gambar 6.7 berdasarkan periode yang ditentukan.

$$\text{Untuk } T_0 = 0.2 * \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.2 * \frac{0.600}{0.733} = 0.1636dt$$

$$\text{Untuk } T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.600}{0.733} = 0.8185dt$$

Pada $T < T_0$

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) = 0.7 \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{0.1636dt} \right) \tag{6.7}$$

Pada $T_0 \leq T \leq T_S$

$$S_a = S_{DS} \quad (6.8)$$

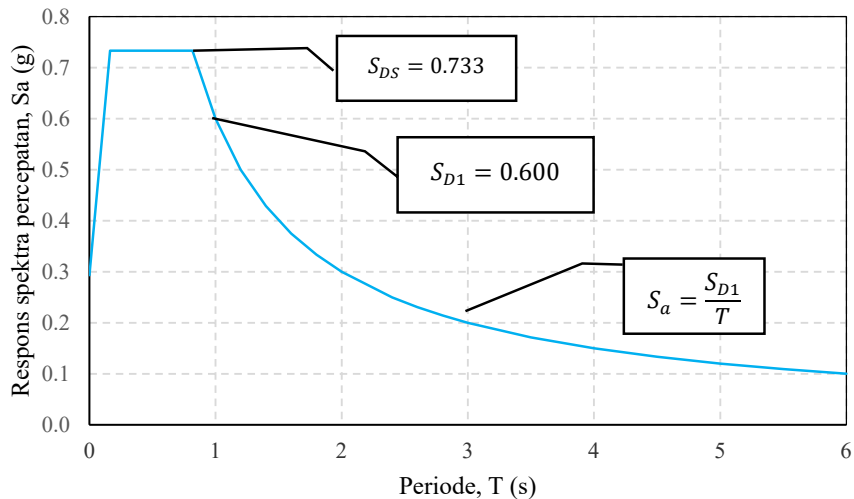
Pada $T_S < T \leq T_L$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0.600}{T} \quad (6.9)$$

Pada $T > T_L$

$$S_a = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2} = \frac{0.600 \cdot T_L}{T^2} \quad (6.10)$$

Hasil perhitungan spektrum respons desain codes sama dengan spektrum respon desain yang dihasilkan dari desain spektra Indonesia pada Gambar 6.7.



Gambar 6. 7 Spektrum respons desain hasil perhitungan

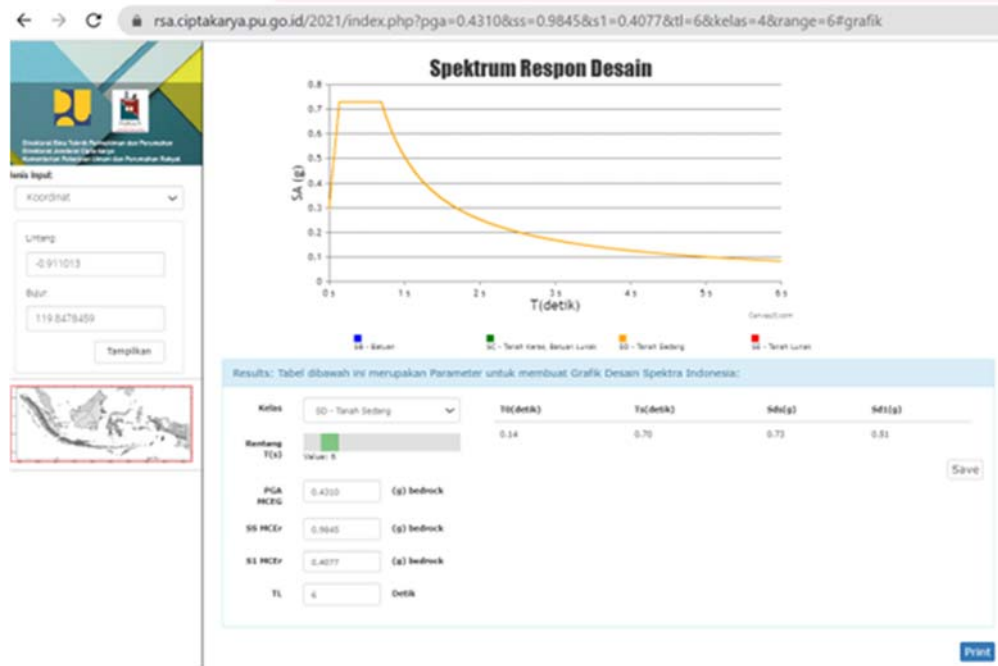
Berdasarkan desain spektra Indonesia <https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/>, dengan kelas situs **SD (Tanah Sedang)** maka diperoleh table pada *bedrock* yang merupakan parameter untuk membuat grafik desain spektra seperti pada Gambar 6.8.

$$PGA \ MCE_G = 0.4310 \ g$$

$$SS \ MCE_r = 0.9845 \ g$$

$$SI \ MCE_r = 0.4077 \ g$$

$$T_L = 6 \text{ detik}$$



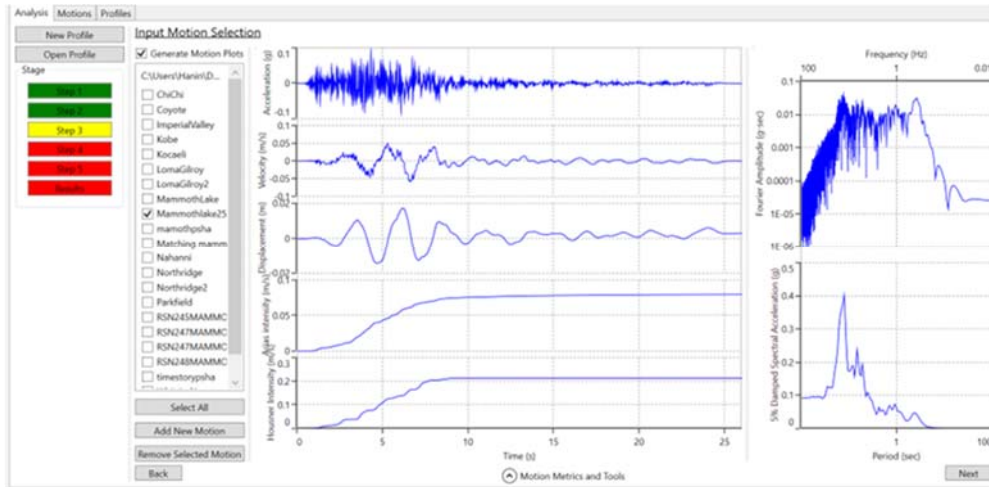
Gambar 6. 8 Spektrum respon desain hasil codes

Potensi likuefaksi dan kehilangan kekuatan tanah yang dievaluasi terhadap percepatan tanah puncak pada situs, magnitudo gempa, dan karakteristik sumber yang konsisten dengan percepatan puncak gempa maksimum yang dipertimbangkan (MCE_G).

6.3 Respon Dinamika Tanah

Analisis ini dilakukan untuk memperoleh percepatan tanah di permukaan. Perambatan gelombang dilakukan dari batuan dasar ke permukaan tanah. Parameter dinamik tanah menggunakan linear analisis model dengan penyelesaian berdasarkan frekuensi domain pada periode spektra 0.2 detik.

Perambatan gelombang dilakukan untuk *time history original Mammoth Lakes-06, 5/27/1980, Bishop-Paradise Lodge, 70, USA*, yang dirambatkan ke permukaan. Pada analisis kali ini *matching* dilakukan dipermukaan. Adapun input *time history* pada Deepsoil dapat dilihat pada Gambar 6.9.



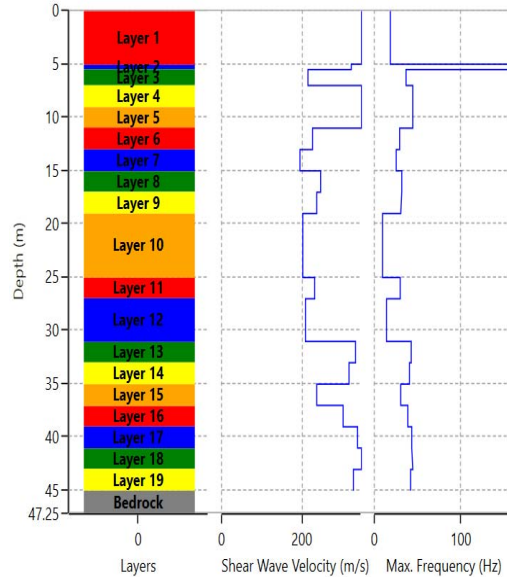
Gambar 6. 9 Input data *time history* Gempa Mammoth Lakes-06 di Lapis Baserock

Selanjutnya adalah perambatan gelombang gempa didasarkan kecepatan gelombang geser menurut Tabel 3.11 yang hasilnya disajikan dalam Tabel 6.6.

Tabel 6. 6 Kecepatan gelombang geser (V_s)

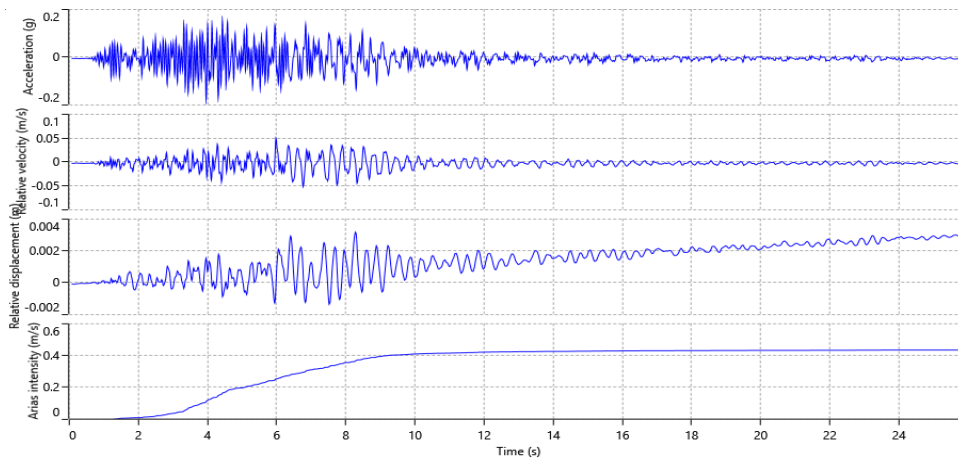
No	Material	Kedalaman (m)	Berat volume (KN/m ³)	NSPT	Ohta, goto (1978) $V_s = 85.3 \times N^{0.341}$	Imai, Tonouchi (1982) $V_s = 96.9 \times N^{0.341}$	V_s Pakai
1	Building debris	5.00	14.13	50	323.82	367.85	345.83
2	Silty Clay	0.50	14.28	40	300.09	340.90	320.49
3	Sand	1.50	18.53	12	199.04	226.11	212.58
4	Sand	2.00	18.53	50	323.82	367.85	345.83
5	Silty Sand	2.00	18.53	50	323.82	367.85	345.83
6	Silty Sand	2.00	18.53	14	209.79	238.32	224.05
7	Sand	2.00	18.53	9	180.45	204.98	192.71
8	Sand	2.00	18.53	18	228.56	259.64	244.10
9	Silty clay	2.00	19.33	16	219.56	249.42	234.49
10	Silty Sand	6.00	19.33	10	187.05	212.48	199.76
11	Silty Sand	2.00	19.33	15	214.78	243.99	229.39
12	Sand	4.00	19.33	11	193.23	219.50	206.36
13	Gravelly Sand	2.00	19.33	44	310.00	352.16	331.08
14	Gravelly Sand	2.00	19.33	38	294.89	334.99	314.94
15	Sand	2.00	19.33	16	219.56	249.42	234.49
16	Sand	2.00	19.33	33	281.04	319.25	300.15
17	Sand	2.00	19.33	46	314.74	357.54	336.14
18	Sand	2.00	19.33	50	323.82	367.85	345.83
19	Gravelly sand	2.00	19.33	42	305.12	346.62	325.87

Berdasarkan dari Tabel 6.6 maka profil V_s pada situs yang ditinjau adalah seperti yang disajikan pada Gambar 6.10.



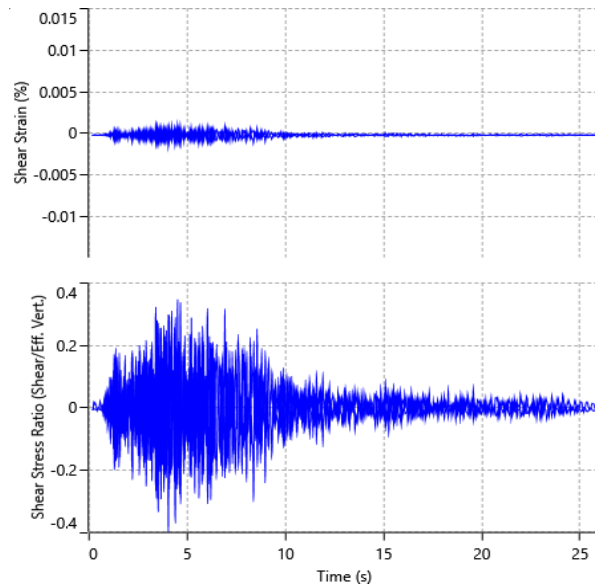
Gambar 6. 10 Hasil analisis Shear Wave Velocity disetiap lapisan Tanah

Perambatan gelombang gempa dirambatkan dengan metode non linier elastis plastis menggunakan bantuan software DEEPSOIL V8. Karena tidak ada data tanah NSPT yang lebih dalam dan lebih besar dari NSPT=60 yang kecepatan gelombang geser $V_s > 760$ m/s maka pada penelitian ini lapisan *bedrock* langsung dianggap hasil dari SPT. Dengan hasil seperti pada Gambar 6.11.



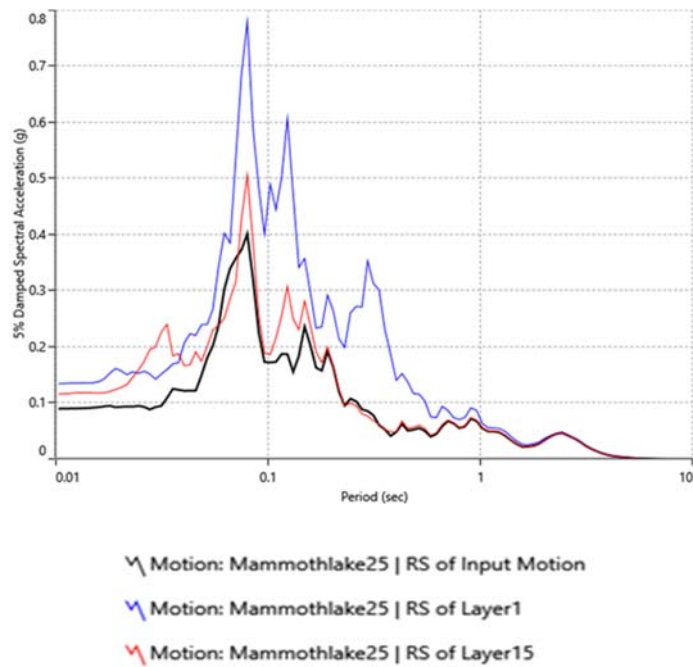
Gambar 6. 11 Hasil Analisis perambatan gelombang *Time History* di permukaan

shear strain dan *Shear stress ratio* pada lapis kel(permukaan tanah) disajikan di dalam Gambar 6.12.

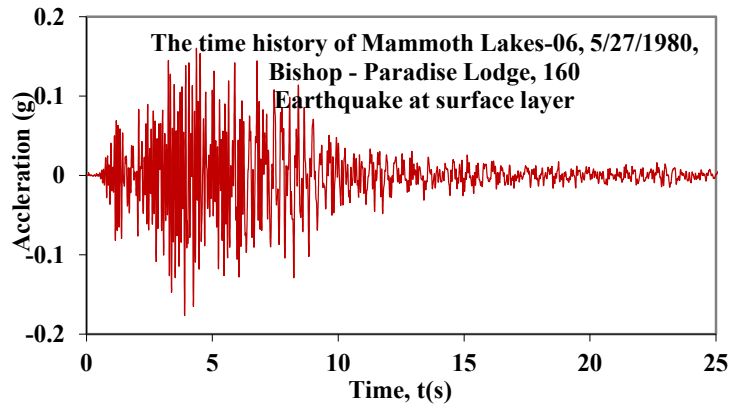


Gambar 6. 12 *Shear Strain* dan *Shear Stress Ratio* terhadap waktu

Dilanjutkan dengan Grafik 5% *Damped Spectral Acceleration* pada *bedrock* dan di permukaan, Gambar 6.13

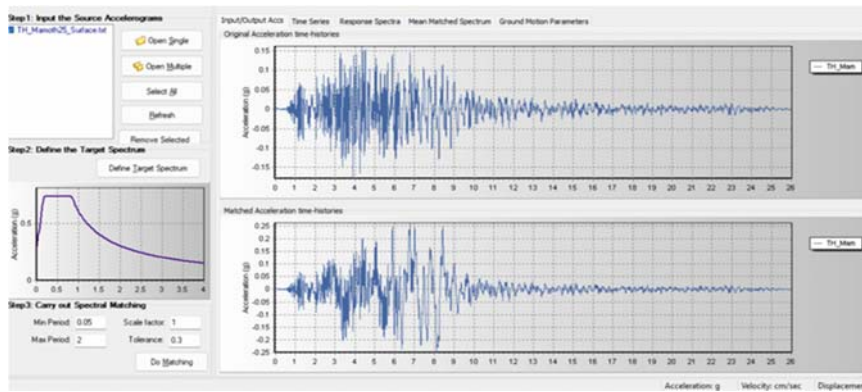


Gambar 6. 13 Grafik 5% *Damped Spectral Acceleration* pada *Base rock*



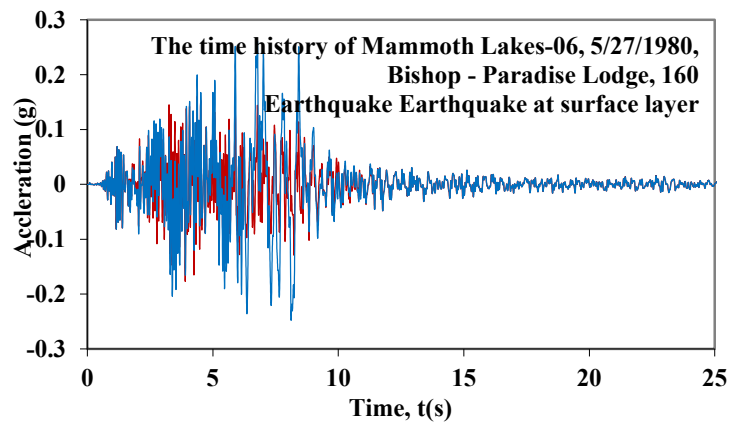
Gambar 6. 14 Percepatan Gempa Maksimum di Permukaan

Dari Gambar 6.14 diperoleh nilai percepatan maksimum di permukaan sebesar 0.160398g, dan kemudian dilakukan *matching* seperti terlihat pada Gambar 6.15.



Gambar 6. 15 *Time History* hasil *Matching* di permukaan Tanah

Dari keluaran hasil analisis *matching* maka akan diperoleh *time history matching* di permukaan dengan percepatan maksimum sebesar 0.26102g, Gambar 6.16.



Gambar 6. 16 *Time history* Hasil *Matching* di Permukaan

6.4 *Deterministic Seismic Hazard Analysis* (DSHA)

Metode *Deterministic Seismic Hazard Analysis* (DSHA) bertujuan untuk melihat potensi likuefaksi pada satu tempat tertentu (untuk suatu titik tertentu) Sehingga diperlukan pengembangan *time history* percepatan gempa artifisial yang harus dilakukan pada kedalaman tertentu misalnya pada kedalaman 30 m diukur dari permukaan tanah. Pada kedalaman dibawah 30 meter, lapisan tanah dianggap sebagai tanah batuan atau tanah keras yang telah dicapai, atau sesuai dengan data hasil bor log yang tersedia yang dalam hal ini bor log dilakukan khusus untuk kepentingan tertentu. Tujuan dari pengembangan *time history* percepatan gempa artifisial pada kedalaman batuan adalah agar gelombang *time history* percepatan ini dapat dirambatkan ke atas ke permukaan tanah dengan teori analisis respon tanah sehingga respon tanah pada tiap lapisan dalam bentuk displacemen dapat diketahui.

Sehingga tahapan yang dilakukan untuk potensi likuefaksi pada tiap lapisan tanah dengan cara mengembangkan *time history* percepatan gempa artifisial dibatuan dasar dengan metode DSHA dan *spectral matching*, merambatkan gelombang *time history* percepatan gempa dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk melihat respon lapisan tanah dalam bentuk displacemen lapisan tanah dan melakukan analisis potensi likuefaksi berdasarkan respon lapisan tanah hasil perambatan gelombang gempa dari batuan dasar menuju ke permukaan tanah.

6.4.1 Data yang digunakan untuk DSHA

Data merupakan kejadian gempa Palu tanggal 28 September 2018, pukul 18.02 WITA. Episenter gempa pada koordinat (119.84 BT; 0.17806LS) dengan kedalaman gempa $D = 10$ km dan kekuatan gempa $M = 7.4$. Dampak yang ditimbulkan dari gempa Palu adalah kerusakan bangunan- bangunan salah satunya adalah rumah sakit Anutapura Palu dengan koordinat (119.84918BT; -0.90007LS). Selain itu akibat gempa Palu, terjadi fenomena likuefaksi pada beberapa wilayah seperti di Petobo, Balaroa, Sibalaya dan Jono Oge. Oleh karena itu maka titik pada wilayah RS Anutapura ini akan digunakan sebagai tempat studi kasus untuk menentukan potensi likuefaksi dari sebuah kejadian gempa.

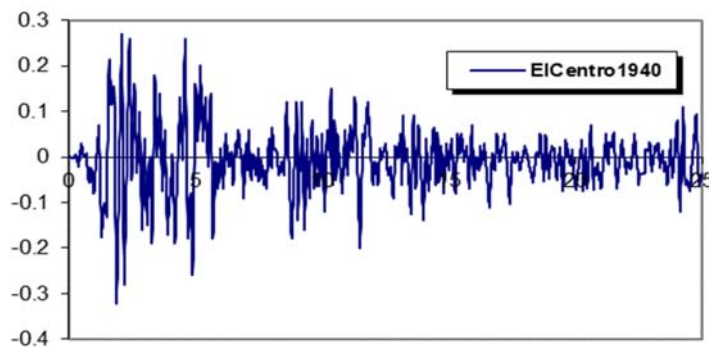
Berdasarkan kedalaman gempa 10 km dan dua titik koordinat tersebut diatas yaitu koordinat episenter gempa dan koordinat dari rumah sakit Anutapura sebagai titik lokasi studi kasus dapat dihitung dan diperoleh:

- a. Jarak episenter gempa (R_{epi}) = 80.2910 km
- b. Jarak hiposenter gempa (R_{hipo}) = 80.9113 km

Berdasarkan data magnitude gempa dan jarak hiposenter atau episenter gempa dapat diprediksi dan dihitung percepatan gerakan tanah gempa dengan berbagai persamaan prediksi gerakan tanah gempa yang tersedia dan yang ditetapkan untuk dipakai.

6.4.2 Mengembang *time history* artifisial

Dengan menggunakan *procedure spectral matching* ditambah dengan adanya data gempa hasil rekaman yang disebut sebagai *time history actual* dan respon spektra target maka dapat dikembangkan langsung *time history* baru yang disebut sebagai *time history* percepatan gempa artifisial. *Time history* di batuan dasar (*bedrock*) dilakukan dengan analisis *seismic hazard deterministik*. Dasar untuk mendapatkan *time history* adalah *spectral matching* antara respon *spectra actual* dengan respon spektra target. Respon spektra actual dihitung dan digambar berdasarkan *time history actual* hasil rekaman. Contoh *time history* ini adalah *time history* Gambar 6.17 dan 6.18.



Gambar 6. 17 *Time history* percepatan hasil rekaman gempa El Centro 1979

ngawest2.berkeley.edu/spectras/574322/searches/532716/edit

Results -- Metadata

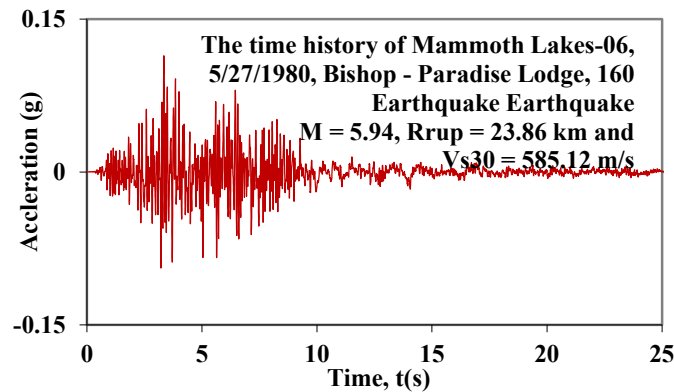
Click heading of the column to be sorted in ascending order

Rescale Using Checked Records

	Result ID	Spectral Ordinate	Record Seq. #	MSE	Scale Factor	TP(s)	D5-75(s)	D5-95(s)	Arias Intensity (m/s)	Event	Year	Station
<input type="checkbox"/> view	1	SRSS	4	-	1.0	-	7.6	15.0	0.0	Imperial Valley-01	1930	El Centro Array #9
<input type="checkbox"/> view	2	SRSS	6	-	1.0	-	17.7	24.2	1.6	Imperial Valley-02	1940	El Centro Array #9
<input type="checkbox"/> view	3	SRSS	10	-	1.0	-	15.2	27.6	0.0	Imperial Valley-03	1951	El Centro Array #9
<input type="checkbox"/> view	4	SRSS	18	-	1.0	-	12.2	14.3	0.0	Imperial Valley-04	1953	El Centro Array #9
<input type="checkbox"/> view	5	SRSS	21	-	1.0	-	8.4	20.0	0.0	Imperial Valley-05	1955	El Centro Array #9
<input type="checkbox"/> view	6	SRSS	172	-	1.0	-	7.0	19.5	0.3	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #1
<input type="checkbox"/> view	7	SRSS	173	-	1.0	4.515	5.3	12.8	0.7	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #10
<input checked="" type="checkbox"/> view	8	SRSS	174	-	1.0	-	4.6	9.0	2.0	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #11
<input type="checkbox"/> view	9	SRSS	175	-	1.0	-	9.7	19.6	0.4	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #12
<input type="checkbox"/> view	10	SRSS	176	-	1.0	-	8.9	21.6	0.3	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #13
<input type="checkbox"/> view	11	SRSS	178	-	1.0	4.501	5.1	14.1	1.2	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #3

Gambar 6. 18 Rekaman gempa El Centro 1979

Adapun *Time history* aktual yang paling dekat pada M dan R dominan hasil deagregasi adalah hasil rekaman *time history* artifisial dari gempa Mammoth Lakes-06, 5/27/1980, Bishop – Paradise Lodge, 70, USA, dapat dilihat pada Gambar 6.19.



Gambar 6. 19 *Time history* Mammoth Lakes-06, 1980, Paradise Lodge, USA

Hasil rekaman *time history* artifisial dari gempa Mammoth Lakes-06, 5/27/1980, Bishop – Paradise Lodge, 70, USA kemudian dilakukan proses perhitungan *matching* yang memberikan sebuah *time history* yang merupakan hasil *spectral matching*. Dasar pemikiran yang diterapkan berkaitan dengan *spectral matching* dalam domain frekuensi adalah bahwa gerakan tanah *actual/artifisial* dapat difilter dalam domain frekuensi menggunakan rasio spektra target dan spektra

aktual. Teknik ini diulangi secara iterasi sampai hasil yang diperoleh sesuai dengan apa yang ingin dicapai yaitu spektra target. Proses *matching* dalam domain frekuensi dilakukan dalam rentang perioda getar tertentu.

Urutan dalam melakukan spektra *matching* adalah sebagai berikut ini, Lalu Makrup (2017).

- a) Penentuan target spektra $\{S_a^{\text{target}}(T)\}$, atas dasar lokasi yang ditinjau.
- b) Pilih *time history* yang hendak di *matching* (TH_{aktual}).
- c) Hitung respon spektra $S_a^{\text{aktual}}(T)$ dengan redaman yang sama dengan target spektra.
- d) Hitung rasio antara respon spektra *time history* aktual dan target spektra $\{SPR(T)\}$.
- e) Hitung spektra fourier aktual $\{F_{\text{aktual}}(\omega)\}$ dari *time history* $TH_{\text{aktual}}(t)$ menggunakan algoritma analisis fourier diskrit (DFA).
- f) Gunakan domain frekuensi $SPR(\omega)$ untuk melakukan filtering terhadap Fourier aktual dengan hasil filtering berupa Fourier filtered $[F_{\text{filtered}}(\omega)]$.
- g) Hitung *time history* dengan karakteristik frekuensi pada langkah (f) menggunakan invers fourier untuk mendapatkan $TH(t)$ dari target spektra.
- h) Hitung error rata-rata (diviasi respon spektra dari $TH(t)$ terhadap target spektra). Jika error terhitung pada langkah ini diterima dalam batas toleransi yang ditentukan, maka perhitungan telah selesai. Jika error tidak diterima, maka langkah (b) sampai dengan (h) diulangi sampai error dapat diterima. Persamaan 6.14, 6.15, 6.16.

$$SPR(T) = \frac{S_a^{\text{target}}(T)}{S_a^{\text{aktual}}(T)} \quad (6.14)$$

$$FILT(\omega) = \begin{cases} 1, & \omega < \omega_{\min} \\ SPR(\omega), & \omega_{\min} \leq \omega \leq \omega_{\max} \\ 1, & \omega > \omega_{\max} \end{cases} \quad (6.15)$$

$$F_{\text{filtered}}(\omega) = FILT(\omega)F_{\text{aktual}}(\omega) \quad (6.16)$$

T dan ω berturut-turut adalah periode spektra (periode gelombang) dan frekuensi siklik. Sedang ω_{\min} dan ω_{\max} adalah minimum dan maksimum frekuensi

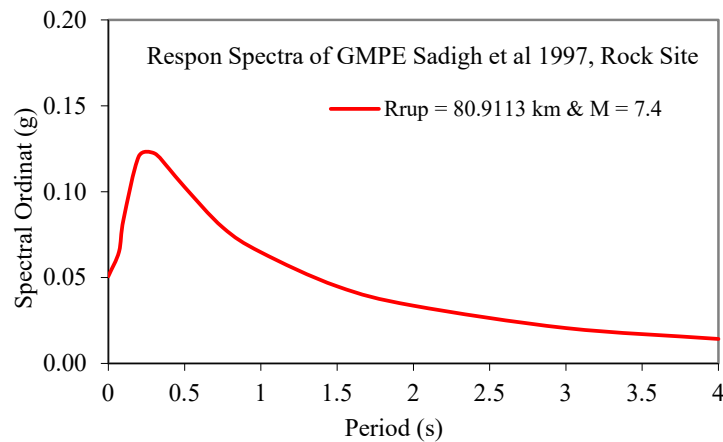
matching. Dalam *matching* dengan domain frekuensi, estimasi kesalahan dapat dilakukan dengan Persamaan 6.17.

$$|Error|_N\% = 100 \frac{\sqrt{\int_{T_A}^{T_B} (S_a^{scaled} - S_a^{target})^2 dT}}{\int_{T_A}^{T_B} S_a^{target} dT} \quad (6.17)$$

Sedangkan $S_a^{scaled}(T)$ adalah respon spektra *time history* $TH_{aktual}(t)$ yang dihasilkan oleh *spectral matching* dalam domain frekuensi dan $S_a^{target}(T)$ target spektra. Dalam penelitian ini akan dikembangkan *time history* artifisial sebagai dasar dalam analisis untuk melihat potensial likuefaksi pada lokasi gempa Palu 28 September 2018.

6.4.3 Mengembang respon spektra target

Respon spektra target dikembangkan melalui analisis seismic hazard deterministic atas dasar persamaan prediksi gerakan tanah (*Ground Motion Prediction Equation/GMPE*) pada *level bedrock*. GMPE yang digunakan dalam menentukan respon spektra target ada tiga yaitu: GMPE Sadigh dkk. (1997), GMPE Idriss (2007) dan Kanno dkk. (2006). *Magnitude* dan jarak untuk menentukan respon spektra GMPE dengan ketiga GMPE ini adalah *magnitude* (M) = 7.4 dan jarak *rupture* (R_{rup}) = 80.9113 km, sebagai mana disajikan pada Butir 6.4.1. Hasil respon spektra GMPE Sadigh dkk (1997) pada Gambar 6.20.



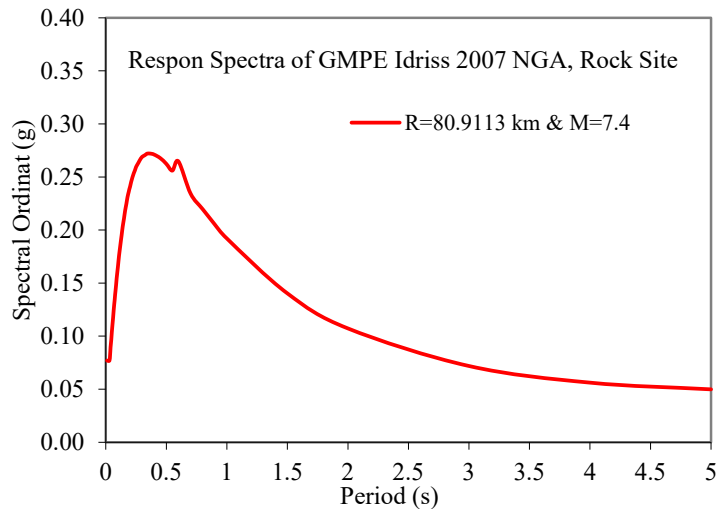
Gambar 6. 20 Respon spektra Sadigh dkk. (1997)

Perhitungan percepatan spektra di batuan dasar menggunakan GMPE Sadigh dkk. (1997) berdasarkan M dan R dapat dilihat pada Tabel 6.7.

Tabel 6. 7 Hasil perhitungan percepatan spektra GMPE Sadigh dkk. (1997)

Periode getar (T)	Percepatan spektra (Sa)	Periode getar (T)	Percepatan spektra (Sa)
0	0.0489	0.75	0.0774
0.07	0.0627	1	0.0635
0.1	0.0806	1.5	0.0445
0.2	0.1163	2	0.0332
0.3	0.1184	3	0.0205
0.4	0.1097	4	0.0142
0.5	0.1000		

Hasil respon spektra di batuan dasar menggunakan GMPE Idriss (2007) berdasarkan M dan R , sebagai mana disajikan pada Butir 6.4.1 yang dapat dilihat pada Gambar 6.21.



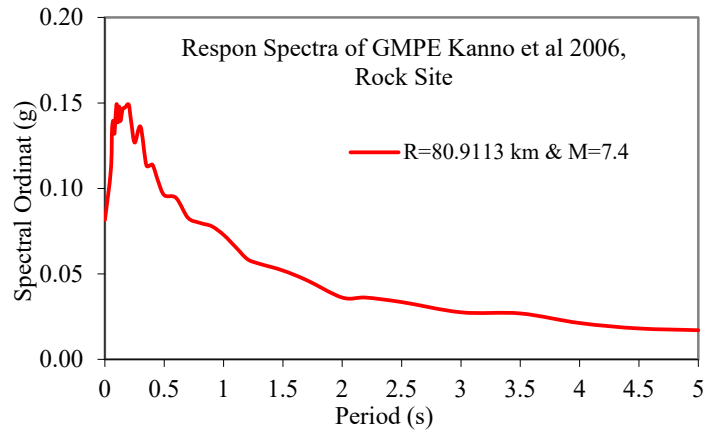
Gambar 6. 21 Respon spektra GMPE Idriss (2007)

Perhitungan percepatan spektra di batuan dasar menggunakan GMPE Idriss. (2007) berdasarkan M dan R dapat dilihat pada Tabel 6.8.

Tabel 6. 8 Nilai numeric respon spektra GMPE Idriss. (2007)

Periode getar (T)	Percepatan spektra (Sa)	Periode getar (T)	Percepatan spektra (Sa)
0	0.0770	0.25	0.2594
0.03	0.0770	0.26	0.2615
0.04	0.0895	0.28	0.2656
0.05	0.1040	0.3	0.2689
0.06	0.1175	0.32	0.2702
0.07	0.1302	0.34	0.2720
0.075	0.1364	0.35	0.2720
0.08	0.1427	0.36	0.2722
0.09	0.1544	0.38	0.2717
0.1	0.1654	0.4	0.2711
0.11	0.1759	0.45	0.2678
0.12	0.1855	0.5	0.2625
0.13	0.1949	0.55	0.2560
0.14	0.2033	0.6	0.2648
0.15	0.2109	0.7	0.2343
0.16	0.2182	0.8	0.2197
0.17	0.2248	0.9	0.2054
0.18	0.2311	1	0.1920
0.19	0.2362	1.5	0.1403
0.2	0.2409	2	0.1072
0.22	0.2498	3	0.0719
0.24	0.2562	4	0.0561

Hasil perhitungan respon spektra di batuan dasar menggunakan GMPE Kanno dkk. (2006) berdasarkan M dan R , sebagai mana disajikan pada Butir 6.4.1 yang dapat dilihat pada Gambar 6.22.



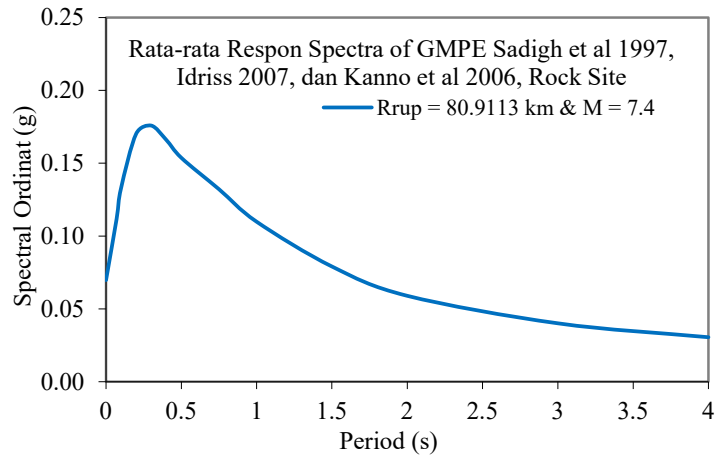
Gambar 6. 22 Respon spektra GMPE Kanno dkk. (2006)

Perhitungan percepatan spektra di batuan dasar menggunakan GMPE Kanno dkk. 2006 berdasarkan M dan R dapat dilihat pada Tabel 6.9.

Tabel 6. 9 Nilai numerik respon spektra GMPE Kanno dkk. 2006

Periode getar (T)	Percepatan spektra (Sa)	Periode getar (T)	Percepatan spektra (Sa)
0	0.0779	0.45	0.0965
0.05	0.1077	0.5	0.0891
0.06	0.1321	0.6	0.0875
0.07	0.1369	0.7	0.0766
0.08	0.1292	0.8	0.0737
0.09	0.1389	0.9	0.0719
0.1	0.1454	1	0.0675
0.11	0.1346	1.1	0.0610
0.12	0.1432	1.2	0.0545
0.13	0.1345	1.3	0.0521
0.15	0.1402	1.5	0.0485
0.17	0.1401	1.7	0.0433
0.2	0.1409	2	0.0339
0.22	0.1319	2.2	0.0340
0.25	0.1192	2.5	0.0316
0.3	0.1274	3	0.0261
0.35	0.1057	3.5	0.0255
0.4	0.1060	4	0.0202

Rata-rata respon spektra dari ketiga respon spektra di atas dapat dilihat di dalam Gambar 6.23 dan data numerik dari respon spektra rata-rata tersebut dapat dilihat di dalam Tabel 6.10.



Gambar 6. 23 Respon spektra rata-rata dari ketiga respon spektra Sadigh (1997), Idriss (2007) dan Kanno dkk. (2006)

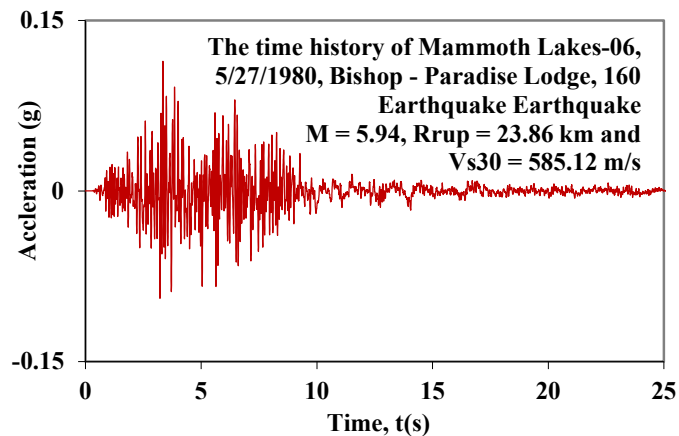
Tabel 6. 10 Rata-rata respon spektra dari Sadigh dkk. (1997), Idriss (2000) dan Kanno (2006)

Periode getar (T)	Percepatan spektra (Sa)	Periode getar (T)	Percepatan spektra (Sa)	Periode getar (T)	Percepatan spektra (Sa)	Periode getar (T)	Percepatan Spektra (Sa)
0.05	0.0907	0.90	0.0985	1.75	0.0554	2.90	0.0312
0.10	0.1323	0.95	0.0949	1.80	0.0536	2.95	0.0303
0.15	0.1487	1.00	0.0914	1.85	0.0518	3.00	0.0294
0.20	0.1605	1.05	0.0882	1.90	0.0500	3.05	0.0290
0.25	0.1560	1.10	0.0850	1.95	0.0481	3.10	0.0287
0.30	0.1593	1.15	0.0820	2.00	0.0463	3.15	0.0283
0.35	0.1497	1.20	0.0787	2.05	0.0456	3.20	0.0279
0.40	0.1465	1.25	0.0763	2.10	0.0449	3.25	0.0275
0.45	0.1395	1.30	0.0737	2.15	0.0442	3.30	0.0271
0.50	0.1331	1.35	0.0713	2.20	0.0435	3.35	0.0268
0.55	0.1288	1.40	0.0689	2.55	0.0375	3.40	0.0264
0.60	0.1247	1.45	0.0666	2.60	0.0366	3.45	0.0260
0.65	0.1192	1.50	0.0641	2.65	0.0357	3.50	0.0256
0.70	0.1132	1.55	0.0623	2.70	0.0348	3.85	0.0219
0.75	0.1090	1.60	0.0607	2.75	0.0339	3.90	0.0214
0.80	0.1052	1.65	0.0589	2.80	0.0330	3.95	0.0208
0.85	0.1019	1.70	0.0573	2.85	0.0321	4.00	0.0203

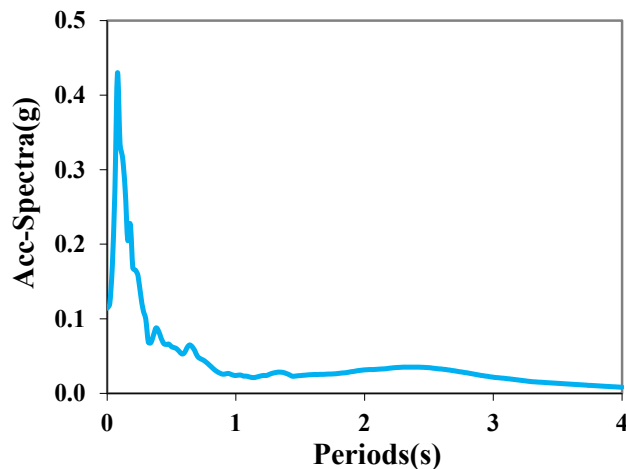
Dalam kasus ini ditetapkan bahwa respon spektra target adalah respon spektra yang dikembangkan secara deterministik yaitu respon spektra Gambar 3.4.

6.4.4 Menetapkan data time history aktual

Dasar yang lain dalam menentukan *time history* percepatan tanah gempa artifisial adalah *time history* hasil rekaman yang disebut juga sebagai *time history* aktual. Sebagaimana telah disajikan sebelumnya rekaman gempa yang digunakan adalah “Mammoth Lakes-06, 5/27/1980, Bishop – Paradise Lodge, 70, USA. Bentuk dari *time history* ini dapat dilihat di dalam Gambar 6.24. dan 6.25.



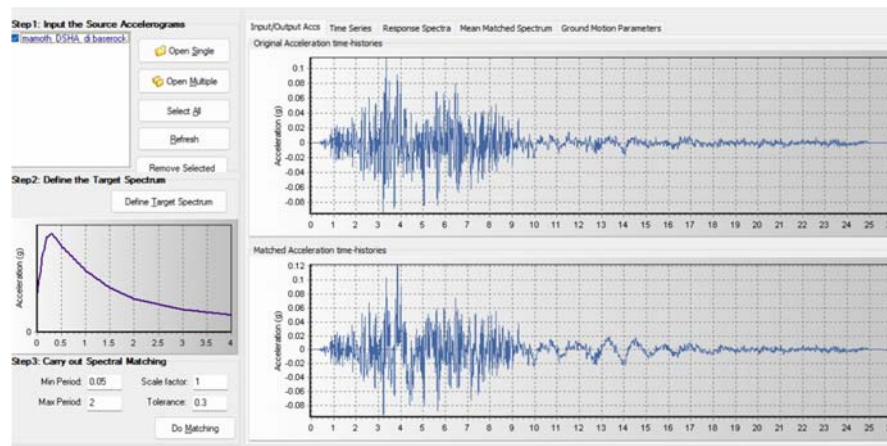
Gambar 6. 24 *Time history* Mammoth Lakes-06, 1980, Paradise Lodge, USA



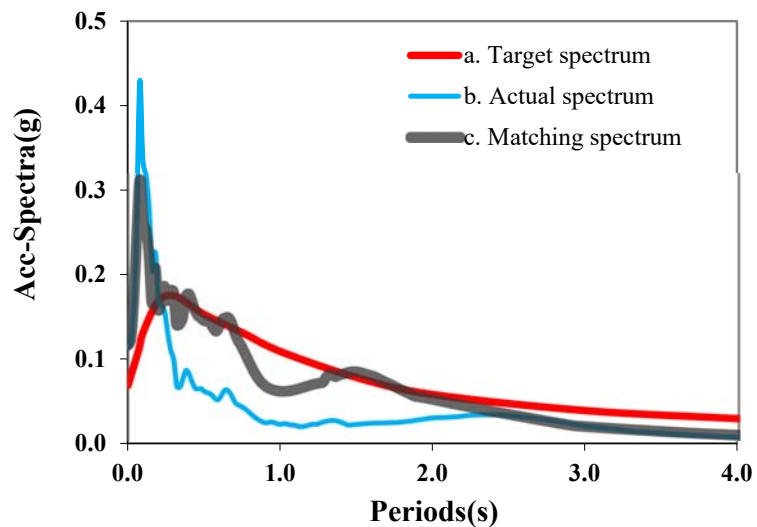
Gambar 6. 25 Respon spektra aktual dari *time history* Gambar 6.22

6.4.5 Hasil Spektral *Matching*

Respon spektra target dihitung berdasarkan persamaan prediksi gerakan tanah yaitu GMPE Sadigh dkk. (1997), GMPE Idriss (2007) dan GMPE Kanno dkk. (2006). Respon spektra dari ketiga GMPE in kemudian dirata-rata baru nilai rata-rata respon spektra ini yang digunakan sebagai respon spektra target. Dari perhitungan spektral *matching* antara respon spektra target Gambar 6.23 dengan respon spektra actual Gambar 6.25 maka akan diperoleh berupa *respon spectra time history matching* dapat dilihat di dalam Gambar 6.26.

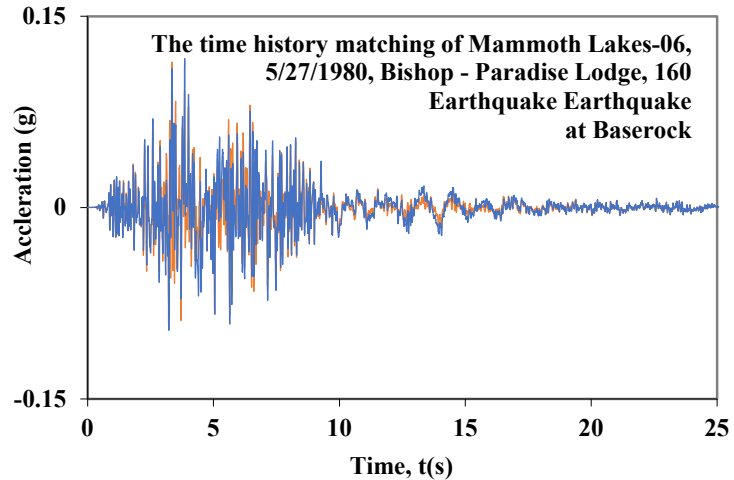


Gambar 6. 26 Hasil *Matching Time History* di *Bedrock*



Gambar 6. 27 Respon spektra hasil *matching* di *Bedrock*

Hasil *time history* hasil spektra *matching* pada Gambar 6.26 dapat dilihat pada Gambar 6.28.

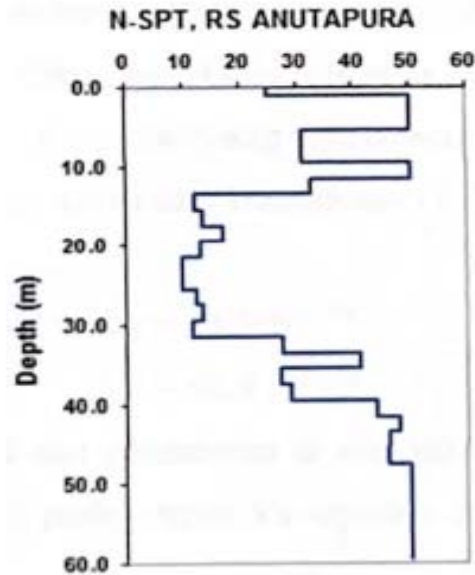


Gambar 6. 28 *Time History* hasil spektra *matching* di *bedrock* di lokasi RS Anutapura

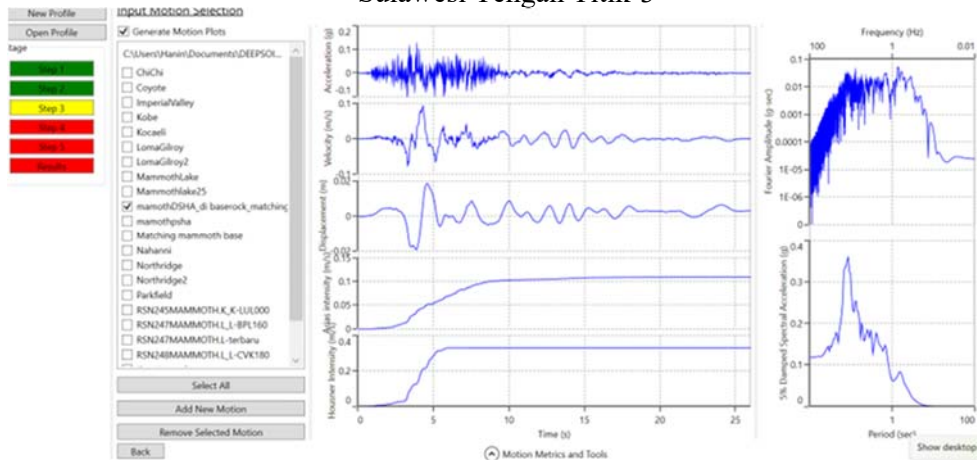
Time history artifisial di atas ini disebut sebagai *time history* hasil pengembangan dengan analisis seismic hazard deterministik karena spektra target yang digunakan sebagai dasar dalam mengembangkan *time history* ini dikembangkan menggunakan DSHA.

6.4.6 Dasar Perambatan Gelombang Gempa

Gelombang gempa berupa *time history* gelombang percepatan tanah gempa artifisial kemudian dirambatkan dari batuan dasar ke permukaan tanah. *Site* sebagai tempat studi adalah rumah sakit Anutapura Palu Sulawesi Tengah. Untuk merambatkan gelombang gempa dari batuan dasar ke permukaan tanah memerlukan data lapisan tanah hasil borlog pada site. Pada lokasi rumah sakit Anutapura hasil penyelidikan tanah berupa borlog dapat dilihat di dalam Gambar 6.29, dan Tabel 6.11. Sedangkan input *time history* pada Gambar 6.30 .



Gambar 6. 29 Hasil penyelidikan tanah di lokasi rumah sakit Anutapura Palu Sulawesi Tengah Titik-3



Gambar 6. 30 Perambatan *Time history* Hasil *Matching* ke Permukaan

Tabel 6. 11 Hasil penyelidikan tanah di lokasi rumah sakit Anutapura Palu Sulawesi Tengah

No	Kedalaman (m)	N-SPT	No	Kedalaman (m)	N-SPT
1	0	0	17	31.45	11
2	1.1	50	18	33.45	44
3	3.14	50	19	35.45	38
4	5.44	50	20	37.45	16

5	7.45	12	21	39.45	42
6	9.45	50	22	41.45	46
7	11.45	50	23	43.45	50
8	13.45	15	24	45.45	42
9	15.45	9	25	47.44	50
10	17.45	18	26	49.15	50
11	19.45	16	27	51.41	50
12	21.45	10	28	53.14	50
13	23.45	10	29	55.14	50
14	25.45	10	30	57.14	50
15	27.45	15	31	59.44	50
16	29.45	12			

6.4.7 Perhitungan kecepatan gelombang geser tanah

Perhitungan kecepatan gelombang geser tanah (V_s) dilakukan dengan formula yang dikembangkan oleh Ohta dan Goto (2001) dan oleh Imai dan Tonouchi (2002), sebagaimana disajikan pada Table 6.10. Formula yang dimaksud adalah Persamaan 6.18 dikembangkan oleh Ohta dan Goto dan Persamaan 6.19 dikembangkan oleh Imai dan Tonouchi.

$$V_s = 85.3 N^{0.341} \quad (6.18)$$

$$V_s = 96.9 N^{0.314} \quad (6.19)$$

Hasil penentuan V_s dengan dua persamaan di atas dapat dilihat pada hasil perhitungan nilai V_s rata-rata dari kedua hasil perhitungan V_s tersebut di dalam Tabel 6.12

Tabel 6. 12 Hasil perhitungan V_s dengan formula Ohta, Goto dan Imai, Tonouchi

Kedalaman (m)	N-SPT	Ohta, Goto $V_s = 85.3 N^{0.341}$ (m/det)	Imai, Tonouchi $V_s = 96.9 N^{0.314}$ (m/det)	Nilai rata-rata V_s (m/det)
0	0	0	0	0
1.1	50	323.82	330.98	327.40
3.14	50	323.82	330.98	327.40
5.44	50	323.82	330.98	327.40
7.45	12	199.04	211.44	205.24

9.45	50	323.82	330.98	327.40
11.45	50	323.82	330.98	327.40
13.45	15	214.78	226.79	220.78
15.45	9	180.45	193.18	186.81
17.45	18	228.56	240.15	234.35
19.45	16	219.56	231.43	225.49
21.45	10	187.05	199.68	193.36
23.45	10	187.05	199.68	193.36
25.45	10	187.05	199.68	193.36
27.45	15	214.78	226.79	220.78
29.45	12	199.04	211.44	205.24
31.45	11	193.23	205.74	199.48
33.45	44	310.00	317.96	313.98
35.45	38	294.89	303.65	299.27
37.45	16	219.56	231.43	225.49
39.45	42	305.12	313.35	309.24
41.45	46	314.74	322.43	318.58
43.45	50	323.82	330.98	327.40
45.45	42	305.12	313.35	309.24
47.44	50	323.82	330.98	327.40
49.15	50	323.82	330.98	327.40
51.41	50	323.82	330.98	327.40
53.14	50	323.82	330.98	327.40
55.14	50	323.82	330.98	327.40
57.14	50	323.82	330.98	327.40
59.44	50	323.82	330.98	327.40

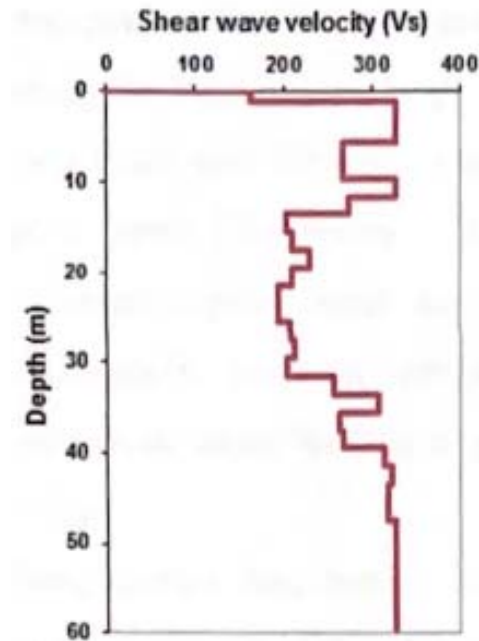
Kurva dan tabel hasil perhitungan nilai rata-rata V_s dapat dilihat di dalam Tabel 6.13.

Tabel 6. 13 Hasil perhitungan V_s rata-rata

No	Kedalaman (m)	V_s (m/dt)	No	Kedalaman (m)	V_s (m/dt)
1	0	0	17	31.45	199.48
2	1.1	327.40	18	33.45	313.98
3	3.14	327.40	19	35.45	299.27
4	5.44	327.40	20	37.45	225.49
5	7.45	205.24	21	39.45	309.24
6	9.45	327.40	22	41.45	318.58
7	11.45	327.40	23	43.45	327.40

8	13.45	220.78	24	45.45	309.24
9	15.45	186.81	25	47.44	327.40
10	17.45	234.35	26	49.15	327.40
11	19.45	225.49	27	51.41	327.40
12	21.45	193.36	28	53.14	327.40
13	23.45	193.36	29	55.14	327.40
14	25.45	193.36	30	57.14	327.40
15	27.45	220.78	31	59.44	327.40
16	29.45	205.24			

Berdasarkan Tabel 6.13 maka diperoleh bentuk profil gelombang geser V_s , dapat dilihat dalam Gambar 6.31.



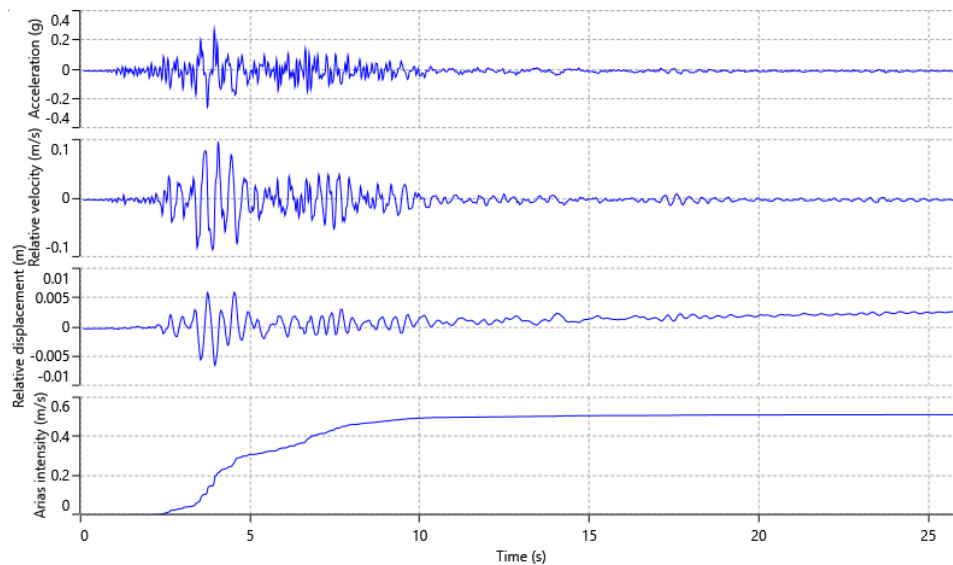
Gambar 6. 31 Kecepatan gelombang geser tanah (V_s) pada lokasi rumah sakit Anutapura Palu

6.4.8 Perambatan gelombang gempa dari batuan dasar ke permukaan tanah

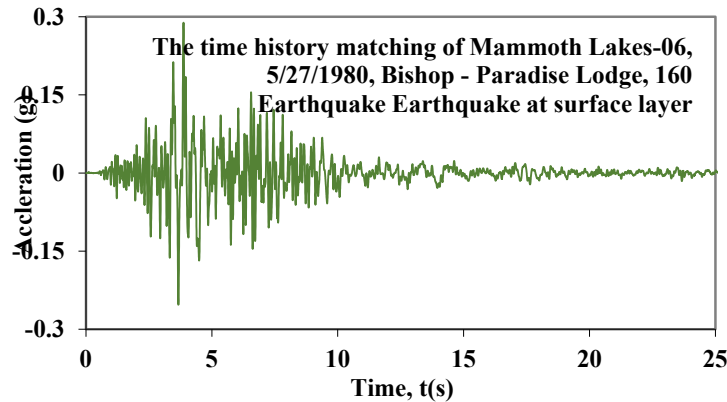
Perambatan gelombang gempa dari batuan dasar ke permukaan tanah diselesaikan dengan teori analisis respon tanah satu dimensi. Analisis ini berkaitan dengan perambatan gelombang geser tanah (V_s) secara vertikal dari batuan dasar ke permukaan tanah dengan system lapisan tanah satu dimensi. Teori ini telah

digunakan untuk mengembangkan program komputer yang diberi nama DEEPSOIL yang dapat digunakan untuk analisis respon *site non linear* untuk deposit tanah yang berlapis-lapis.

Hasil perambatan gelombang gempa dari batuan dasar menjadi gelombang gempa di permukaan tanah diselesaikan menggunakan program DEEPSOIL. Dari *time history* Gambar 6.28 diperoleh besarnya percepatan maksimum di lapis ke 1 (permukaan tanah) adalah $a_{max} = 0.288664g$. Percepatan maksimum di permukaan tanah ini akan digunakan sebagai dasar untuk melakukan studi potensi likuefaksi pada titik tempat berdirinya rumah sakit Anutapura Palu Sulawesi Tengah. Data numerik dari *time history* Gambar 6.32.

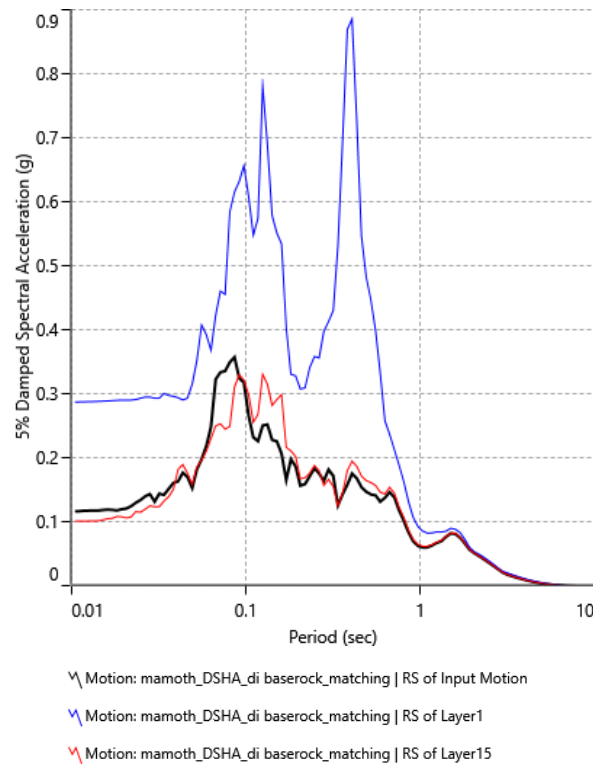


Gambar 6. 32 Hasil *Matching Time history* Yang Dirambatkan Ke Permukaan



Gambar 6. 33 *Time history* hasil artifisial hasil dari spektra *matching*

Dilanjutkan dengan Grafik 5% *Damped Spectral Acceleration* di permukaan, Gambar 6.34.



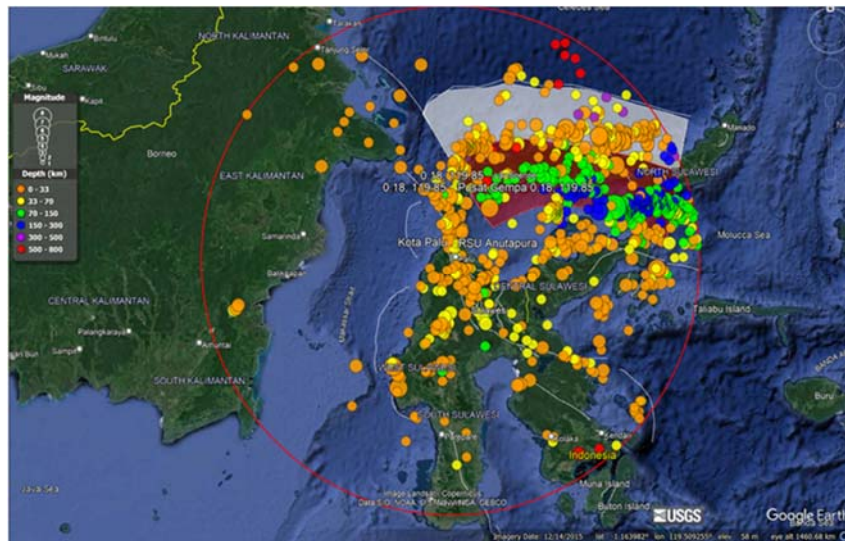
Gambar 6. 34 Hasil 5% *Damped Spectral Acceleration* terhadap Periode

BAB VII

PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS (PSHA)

7.1 Data Gempa

Data dan parameter gempa diperlukan untuk melakukan analisis baik terhadap *Deterministic Seismic Hazard Analysis* (DSHA) maupun *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA). Data gempa yang akan digunakan dalam penelitian ini meliputi geometri dan geomorfologi lempeng tektonik sumber gempa sesar subduksi, magnitudo maksimum, *slip surface*, *recurrence rate*, *ab value*, katalog gempa dan GMPE. Sedangkan data katalog gempa akan digunakan untuk membuat model sumber gempa, yang diperoleh dari data kejadian gempa pada wilayah Pulau Sulawesi dengan radius 500 km dari Kota Palu dengan periode mulai tahun 1850 sampai dengan 2021. Batasan *magnitude* pada penelitian ini berada pada rentang *magnitude* antara 5.0 – 9.0 dan batasan radius berkisar 500 km dari Kota Palu, Gambar 7.1.



Gambar 7. 1 Data Gempa dari katalog BMKG dan NEIC-USGS tahun 1850-2021 dengan *Magnitude* M_w 5.0 – 9.0 dengan Radius 500 km dari Kota Palu

Data katalog gempa yang digunakan merupakan data gabungan dari katalog gempa Badan Meteorologi Klimatologi dan Geofisika (BMKG) Indonesia dan

Nasional Earthquake Information Center U.S. Geological Survey (NEIC-USGS), seperti *The International Seismological Summeries (ISS)*, *the International Seismological Center (ISC)*, *The Bureau Central International de Seismologie (BCIS)*, *Preliminary Determination of Epicenter (PDE)*, *The Advanced National Seismic System (ANSS)*, dan beberapa katalog perorangan, seperti Abe, Noguchi, Gutenberg dan Richter. Pada penelitian ini data gempa yang terkumpul berasal dari katalog gempa NEIC-USGS terdiri dari bermacam jenis *magnitude*.

7.1.1 Konversi Skala Magnitude Gempa

Data gempa dari BMKG dan NEIC-USGS diperoleh dengan skala magnitude yang berbeda-beda, antara lain *surface wave magnitude* (M_s), *richter local magnitude* (M_L), *body wave magnitude* (M_b), *energy magnitude* (M_E), *displacement magnitude* (M_D) dan *momen magnitude* (M_w). Skala-skala tersebut perlu dikonversi terlebih dahulu dengan tujuan untuk menyetarakan magnitude gempa sebelum digunakan dalam analisis resiko gempa. Korelasi skala *magnitude* antara lain didasarkan pada Asrurifak, 2010, Tabel 7.1.

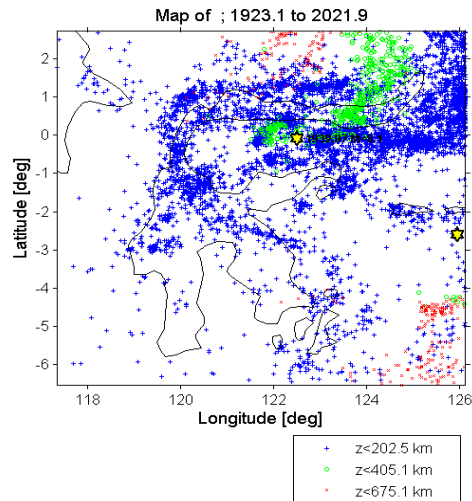
Tabel 7. 1 Korelasi Konversi antara beberapa skala *magnitude* untuk wilayah Indonesia, Asrurifak (2010)

Korelasi Konversi	Range Data
$M_w = 0.143M_s^2 - 1.051M_s + 7.285$	$4.5 \leq M_s \leq 8.6$
$M_w = 0.114m_b^2 - 0.556m_b + 5.560$	$4.9 \leq m_b \leq 8.2$
$M_w = 0.787M_E + 1.537$	$5.2 \leq M_E \leq 7.3$
$m_b = 0.125M_L^2 - 0.389M_L + 3.513$	$3.0 \leq M_L \leq 6.2$
$M_L = 0.717M_D + 1.003$	$3.0 \leq M_D \leq 5.8$

Dari hasil penelusuran tahun 1850-2021 dengan *Magnitude Mw* 5.0 – 9.0 diperoleh sebanyak 1103 kejadian gempa dengan berbagai skala *magnitude*. Selanjutnya data tersebut dikonversi menjadi skala momen *magnitude* sesuai dengan Asrurifak (2010) dan hasilnya dapat dilihat pada Lampiran 1.

Selanjutnya dilakukan penyeragaman jenis *magnitude* berdasarkan teori yang tertera pada Tabel 3.6 Asrurifak (2010) dalam Erlangga (2018). Gambar 7.2

menunjukkan distribusi episenter gempa bumi untuk wilayah Kota Palu dan sekitarnya dari tahun 1850-2021.

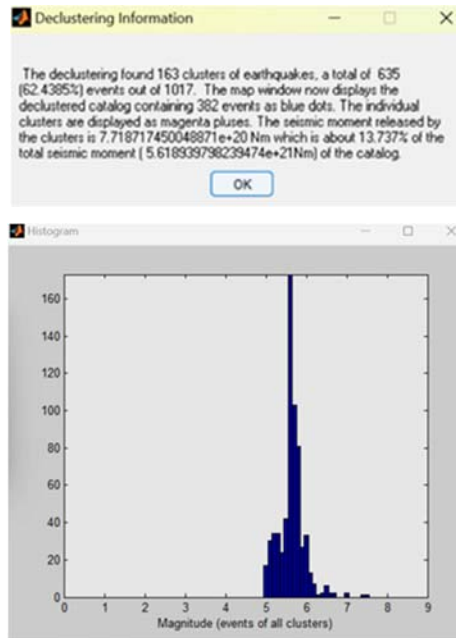


Gambar 7. 2 Distribusi Episenter Gempa Bumi untuk Wilayah Daerah Kota Palu dan Sekitarnya dari Tahun 1850-2021 (Dimodifikasi dari Program ZMAP)

7.1.2 Analisis Gempa Independen dan Dependen

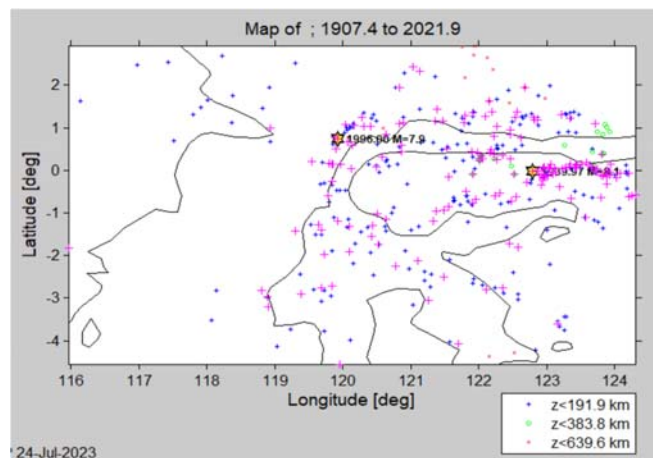
Analisis dilakukan untuk memperoleh gempa utama atau gempa independen (*mainshock*). Gempa utama merupakan gempa dengan magnitudo terbesar yang diikuti oleh magnitudo yang lebih kecil saat sebelum dan sesudah terjadinya gempa utama. Gempa yang terjadi sebelum gempa utama dinamakan gempa rintisan atau *foreshock*, sedangkan gempa setelah gempa utama dinamakan gempa susulan atau *aftershock*. Gempa rintisan dan susulan inilah biasa disebut sebagai gempa dependen yang digunakan pula sebagai analisis resiko gempa selain gempa independen (*mainshock*). Data yang akan dipergunakan untuk analisis *hazard* hanya gempa-gempa utama (*mainshock*), sehingga proses pemisahan gempa utama dengan gempa ikutan (*foreshock dan aftershock*). Proses pemisahan gempa utama dari gempa ikutan (*declustering*) dilakukan dengan menggunakan kriteria rentang jarak dan waktu hingga diperoleh gempa utama didasarkan pada metode empiris Gardner dan Knopoff (1974). Proses *declustering* dilakukan dengan bantuan software ZMAP. Hasil dari proses *declustering* berupa gempa-gempa utama atau gempa yang independen (*mainshock*), dari hasil penyeragaman *magnitude*

diperoleh kurang lebih 1017 kejadian (*event*) gempa di sekitar wilayah RSU Anutapura, Kota Palu. *Declustering* menemukan 163 *cluster* dari gempa, total 635 (62.4385%) event yang keluar dari 1017 event gempa. Pada jendela peta sekarang menampilkan katalog yang dideklarasikan yang berisi 382 peristiwa sebagai titik yang berwarna biru, Gambar 7.3 dan 7.4.



Gambar 7.3 *Magnitude Completeness*

sebagaimana hasil analisis tersebut dapat dilihat pada Gambar 7.4.

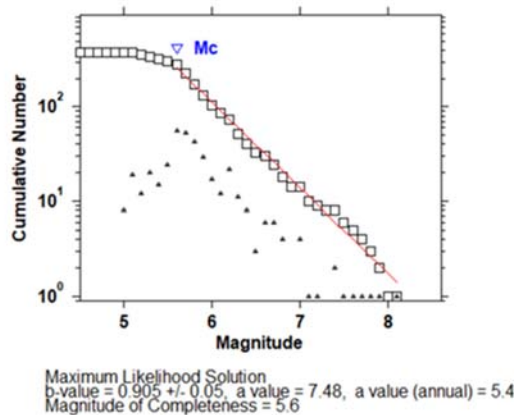


Gambar 7.4 Hasil analisis pemisahan gempa utama (*independent*) terhadap gempa *foreshock* dan *aftershock* (*dependen*) menggunakan metode Gardner dan Knopoff (1974)

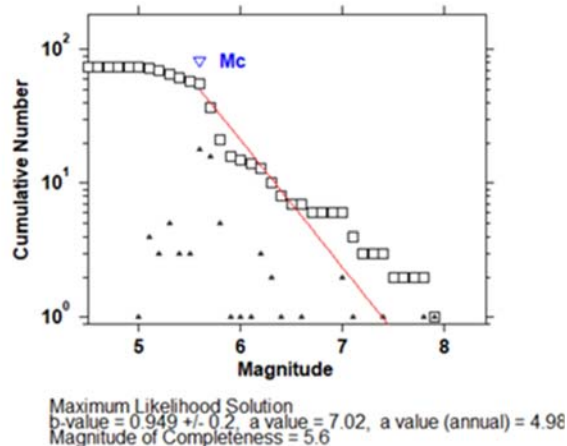
7.1.3 Analisis Kelengkapan Data Gempa M_c (*Magnitude Completeness*)

Kelengkapan data kejadian gempa sangat diperlukan dalam analisis hazard gempa secara probabilistik dikarenakan apabila data kurang lengkap maka saat dilakukan analisa resiko gempa dan saat menentukan parameter seismic (a - b parameter) berdasarkan metode Gutenberg-Richter akan menghasilkan parameter yang *underestimated* atau *over estimated*.

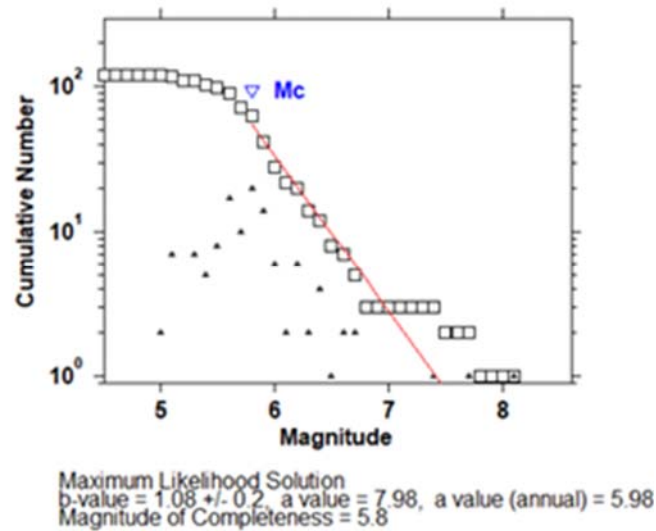
Dari hasil analisis terhadap kelengkapan data di wilayah *Megathrust* *Magnitude of Completeness* sebesar 5.6 sedangkan untuk wilayah Benioff *Magnitude of Completeness* sebesar 5.8, dapat dilihat pada Gambar 7.5, 7.6 dan 7.7.



Gambar 7. 5 Analisis Kelengkapan Data Gempa sekitar RSU Anutapura (*magnitude of completeness*)



Gambar 7. 6 Analisis Kelengkapan Data Gempa Megathrust Sulawesi Utara (*magnitude of completeness*)

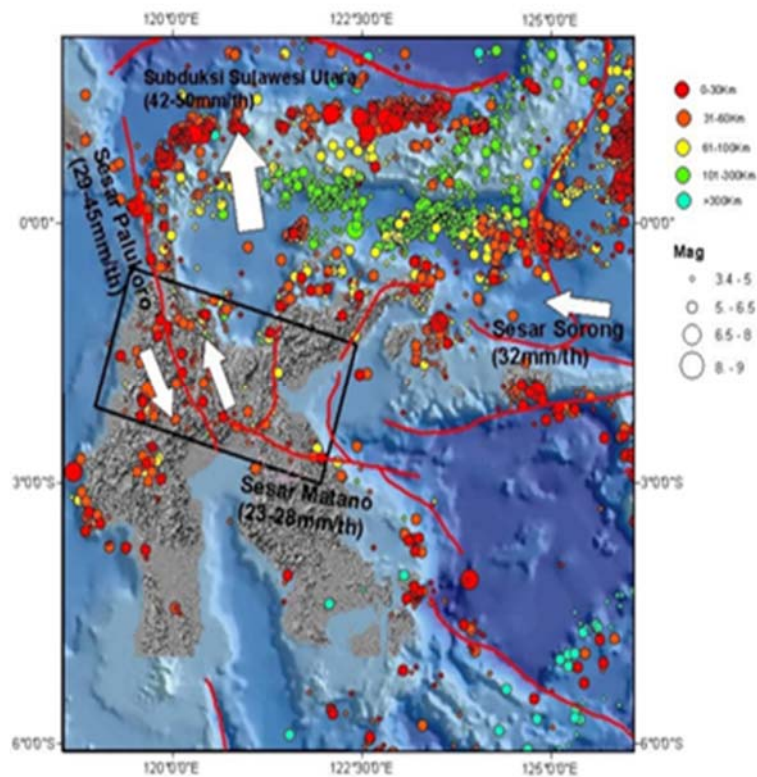


Gambar 7. 7 Analisis Kelengkapan Data Gempa Benioff Sulawesi Utara (*magnitude of completeness*)

7.2 Identifikasi dan Pemodelan Sumber Gempa

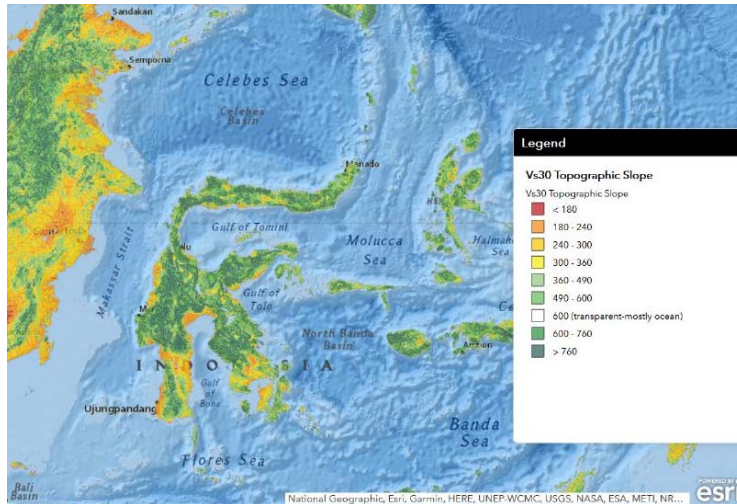
Interpretasi dilakukan terhadap kondisi geologi, geofisika dan seismotektonik termasuk didalamnya patahan aktif, mekanisme patahan, dari hasil katalog gempa untuk memperoleh pemodelan sumber gempa. Pemodelan zona sumber gempa dilakukan untuk menghubungkan data kejadian gempa dengan metode perhitungan yang digunakan dalam menentukan tingkat *hazard* gempa. Berdasarkan Daryono (2016) maka dapat terlihat sumber gempa pada zona subduksi *North* Sulawesi terlihat pada Gambar 7.8 vektor pergerakan yang diperoleh dari kompilasi hasil penelitian geodesi deformasi di Sulawesi menggunakan SRTM 90 m dan ETOPO1.

Dalam penelitian ini, sumber gempa diklasifikasikan dalam dua zona yaitu subduksi dan transformasi meliputi sumber gempa megathrust, benioff dan *shallow crustal*.



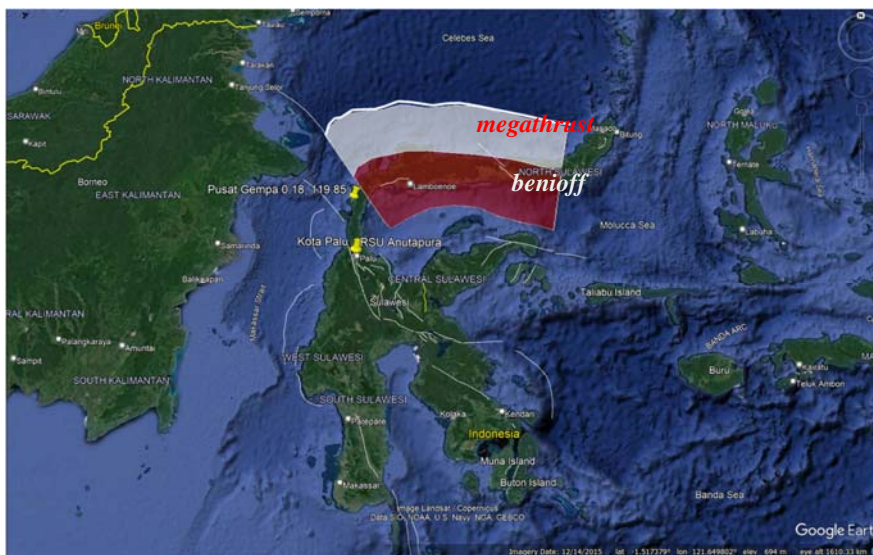
Gambar 7. 8 Struktur Geologi Regional di Pulau Sulawesi Daryono (2016)

Kota Palu, Sulawesi Tengah berdasarkan kecepatan gelombang *shear* (V_s) pada kedalaman 30 m teratas memberikan gambaran dinamika tanah efek lokal saat gempa bumi dimana berupa endapan pasir yang sangat padat, kerikil, lempung yang sangat kaku, dengan ketebalan beberapa puluh meter, endapan ini memiliki karakter sifat mekanik yang semakin tinggi seiring dengan bertambahnya kedalaman sesuai dengan V_{S30} pada rentang 360-800 m/s. Sedangkan pada beberapa wilayah berada pada rentang < 180 m/s berupa endapan tanah lepas hingga sedang (*medium*) yang tidak kohesif (dengan atau tanpa lapisan kohesif yang lunak), atau dominan terdiri atas tanah kohesif yang lunak hingga yang keras. Pada wilayah Kota Palu maka V_{S30} *Topographic slope* diketahui bervariasi berada pada 360-490, sedangkan untuk daerah endapan alluvial bekisar antara 300-360, Gambar 7.9.



Gambar 7. 9 Kecepatan Gelombang Geser (Vs30) di wilayah Sulawesi

Zona benioff merupakan kelanjutan zona megathrust dengan sudut penunjaman yang lebih besar, Gambar 7.10.



Gambar 7. 10 Identifikasi dan Pemodelan sumber gempa subduksi di Sulawesi dan Sekitarnya (Megathrust dan Benioff)

(Sumber : Pusat Studi Gempa, 2022)

Sumber gempa *shallow crustal* terdiri dari sesar aktif di Pulau Sulawesi, dimana pemodelan sumber gempa berdasarkan Peta Sumber Dan Bahaya Gempa Indonesia Tahun 2022 diketahui sesar aktif terangkum sebanyak 48 sesar dengan

mekanisme berupa *left-lateral SS*, *reverse*, *right-lateral SS*, normal, SS, *strikeslip*, dan beberapa masih *unknown*, dapat dilihat pada Tabel 7.2 dan Gambar 7.11.

Tabel 7. 2 Sumber gempa, *fault* untuk daerah Sulawesi dan sekitarnya

No.	Model Sumber Gempa	Zona Sumber Gempa
1.	Subduksi (Megathrust)	Megathrust North Sulawesi
2.	Subduksi (Benioff)	Benioff North Sulawesi
3.	Shallow Crustal (Sesar)	Palukoro Fault
		Matano Fault
		Soroako Thrust
		Batui Fault
		Balantak
		Makasar Strait Thrust
		Buton
		Peleng
		Ambelang
		Sausu
		Tokararu
		Poso
		Loa
		Weluki
		Tomini
		Lawanopo
		Tolo Thrust
		Gorontalo-North
		Gorontalo-South
		Walanae
Kendari Fault		
Tarakan		
Maleei		
West Molucca Sea		
East Molucca Sea		

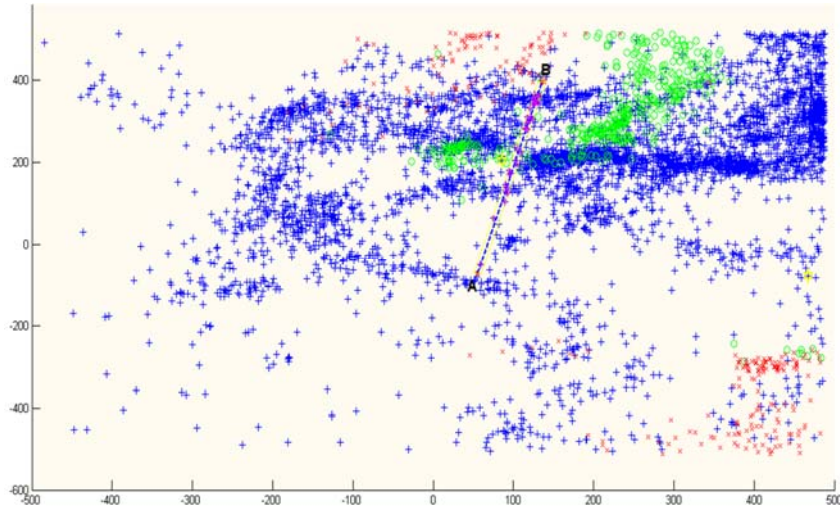


Gambar 7. 11 Identifikasi pemodelan sumber gempa berasal dari sesar.

Sumber gempa subduksi merupakan model yang diperoleh berdasarkan data seismotektonik yang sudah teridentifikasi dengan baik. Parameter dari model subduksi meliputi lokasi (koordinat latitude dan longitude), kemiringan bidang subduksi (*dip*), *annual rate*, dan *b-value* dari area subduksi yang didapatkan dari data gempa historis yang ada serta batas kedalaman area subduksi. Zona subduksi yang mempengaruhi wilayah Daerah Palu meliputi zona subduksi *North* Sulawesi yang terbentuk akibat pergerakan lempeng tektonik Australia yang menunjam lempeng tektonik Eurasia. Sumber gempa subduksi terdiri dari zona *megathrust* (*interplate*) yang berada pada kedalaman kurang dari 50 km dan zona *benioff* (*intraslab*) pada kedalaman lebih dari 50 km.

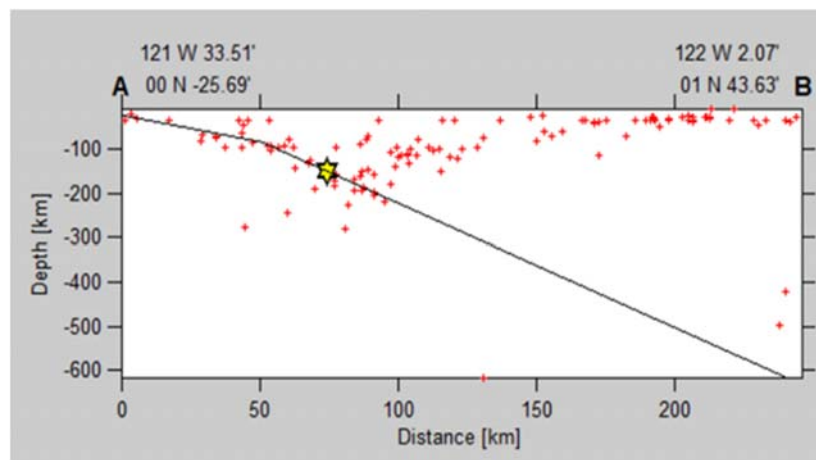
Ketika memodelkan sumber gempa tiga dimensi (3D), diperlukan juga sudut penunjaman (*dip*) zona subduksi di Sulawesi dan sekitarnya. Pada penelitian ini, gambaran umum *dip* zona subduksi diperoleh berdasarkan lima area potongan melintang distribusi hiposenter di sekitar wilayah *North* Sulawesi seperti yang tertuang pada Gambar 7.11 di atas. Zona *megathrust* (*intraplate*) berada pada kedalaman hingga kurang lebih 50 km sedangkan zona *benioff* (*intraslab*) pada kedalaman lebih dari 50 km. Berikut ini lokasi potongan melintang untuk

memberikan gambaran umum sudut penunjaman di zona Subduksi *North Sulawesi* dan sekitarnya dimana analisis dari ZMAP menggunakan sistem koordinat tersendiri yang dapat dilihat dalam Gambar 7.12.



Gambar 7. 12 Lokasi Potongan Melintang untuk Memberikan Gambaran Umum Sudut Penunjaman di Zona Subduksi *North Sulawesi* dan Sekitarnya

Berdasarkan dari analisis ZMAP terhadap kedalaman kejadian gempa secara vertikal maka sudut penunjaman untuk zona megathrust dan benioff di zona subduksi adalah seperti yang disajikan pada Gambar 7.13. Pada Gambar 7.13 tersebut tampak bahwa sudut penunjam untuk zona megathrust sebesar 14° dan sudut penunjam untuk zona benioff sebesar 45° .



Gambar 7. 13 Potongan Melintang Distribusi Hiposenter Zona Subduksi *North Sulawesi*

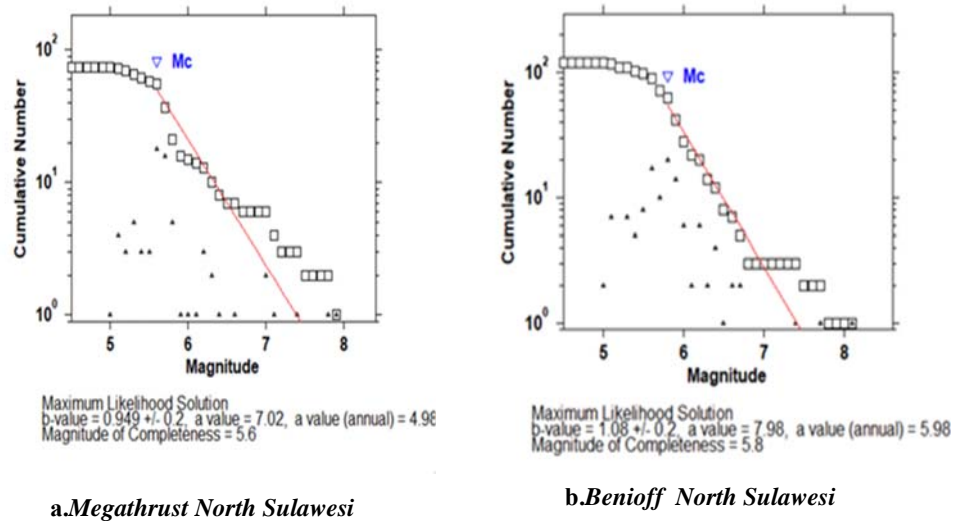
7.3 Karakteristik Sumber Gempa

Karakterisasi sumber gempa ditentukan berdasarkan kondisi geologi dan seimotektonik di daerah penelitian. Karakter sumber gempa tersebut menghasilkan parameter yang nantinya digunakan dalam analisis *seismik hazard*. Parameter tersebut antara lain berupa *b-value*, magnitudo maksimum dan *slip rate*.

7.3.1 Parameter Nilai-*a* dan Nilai-*b*

Penentuan parameter nilai-*a* dan nilai-*b* mengacu pada relasi Gutenberg-Richter dengan rumus $\log N = a - bm$ dengan N adalah jumlah gempa yang terjadi dengan magnitudo $\geq m$, a adalah perpotongan dengan sumbu y , b merupakan gradien grafik relasi Gutenberg-Richter tersebut, dan M adalah *magnitudo*. Estimasi nilai-*a* dan nilai-*b* dalam penelitian ini menggunakan pendekatan metode *maximum likelihood* Aki (1965) dalam Erlangga (2018) dengan bantuan software ZMAP.

Hasil perhitungan nilai-*a* dan nilai *b* untuk sumber gempa Megathrust North Sulawesi didapatkan nilai $b = 0.949$ dan nilai $a = 4.98$; sumber gempa Benioff North Sulawesi didapatkan nilai $b = 1.08$ dan nilai $a = 5.98$; untuk lebih jelas dapat dilihat pada Gambar 7.14 sebagai berikut.



Gambar 7. 14 Penentuan Nilai-*b* dan Nilai-*a* Untuk Zona Subduksi North Sulawesi (a) Megathrust North Sulawesi (b) Benioff North Sulawesi

Nilai ini bersifat umum karena minimnya katalog gempa yang dihasilkan pada zona ini. Setelah mendapatkan parameter a dan b maka nilai a dan b dapat dihitung menggunakan persamaan Gutenberg richter dalam bentuk eksponensial. b -value yang dihasilkan dari persamaan di atas merupakan suatu parameter penting yang harus diinput sewaktu melakukan analisis seismik hazard pada *software* SRModel. Adapun nilai parameter a dan b pada Megathrust, Bennioff dan masing masing fault yang digunakan pada analisis dapat dilihat pada Tabel 7.3. $Rate$ (v) adalah laju kejadian magnitude gempa pertahun.

Tabel 7. 3 Parameter a dan b value

No	Sumber Gempa		a	α	b	β	Rate (v)
	Main	Segmen					
1	Megathrust		4.36	10.04	0.951	2.19	0.40
2	Benioff		8.33	19.18	1.15	2.65	380.19
3	Palukoro Fault	Makasar Strait	4.7380	10.912	1	2.303	1.730
4	Palukoro Fault	Palu	4.6840	10.787	1	2.303	1.528
5	Palukoro Fault	Saluki	4.7020	10.829	1	2.303	1.592
6	Palukoro Fault	Moa	4.7380	10.912	1	2.303	1.730
7	Matano Fault	Kuleana	4.4931	10.348	1	2.303	0.984
8	Matano Fault	Pewusai	4.5471	10.472	1	2.303	1.115
9	Matano Fault	Matano	4.5291	10.431	1	2.303	1.069
10	Matano Fault	Pamsoa	4.5471	10.472	1	2.303	1.115
11	Matano Fault	Ballawai	4.5111	10.389	1	2.303	1.026
12	Matano Fault	Geressa	4.6011	10.596	1	2.303	1.262
13	Soroako Thrust	A	2.6480	6.098	1	2.303	0.014
14	Soroako Thrust	B	2.6300	6.057	1	2.303	0.013
15	Soroako Thrust	C	2.6300	6.057	1	2.303	0.013
16	Batui Thrust		3.7740	8.692	1	2.303	0.188
17	Balantak		3.5270	8.123	1	2.303	0.106
18	Makasar Strait Thrust	North	4.0390	9.302	1	2.303	0.346
19	Makasar Strait Thrust	Central	4.0750	9.385	1	2.303	0.376
20	Makasar Strait Thrust	Mamuju	4.0210	9.260	1	2.303	0.332
21	Makasar Strait Thrust	Somba	4.0750	9.385	1	2.303	0.376
22	Buton	B	2.7380	6.306	1	2.303	0.017
23	Peleng		3.7020	8.526	1	2.303	0.159
24	Ambelang		3.7200	8.567	1	2.303	0.166
25	Sausu		3.6840	8.484	1	2.303	0.153
26	Tokararu		4.0570	9.343	1	2.303	0.361
27	Poso		2.7740	6.389	1	2.303	0.019

28	Loa		2.7740	6.389	1	2.303	0.019
29	Weluki		2.7740	6.389	1	2.303	0.019
30	Tomini		2.7380	6.306	1	2.303	0.017
31	Lawanopo		2.8100	6.471	1	2.303	0.020
32	Tolo <i>Thrust</i>		3.7920	8.733	1	2.303	0.196
33	Gorontalo	<i>North</i>	3.7020	8.526	1	2.303	0.159
34	Gorontalo	<i>South</i>	3.6840	8.484	1	2.303	0.153
35	Walanae		3.4370	7.915	1	2.303	0.086
36	Kendari <i>Fault</i>	<i>North</i>	2.6300	6.057	1	2.303	0.013
37	Tarakan		2.7920	6.430	1	2.303	0.020
38	Maleei		2.7380	6.306	1	2.303	0.017

Sumber: Pusat Studi Gempa Nasional (2022)

7.3.2 *Magnitude* Maksimum dan *Slip Rate*

Magnitude maksimum ditentukan dari nilai terbesar dari kejadian gempa disuatu wilayah. Nilai tersebut menjadi gambaran dari kejadian-kejadian gempa terbesar yang terjadi. Pada kondisi tertentu dimana pengamatan cukup lama dibandingkan dengan periode ulang gempa maksimum yang mungkin terjadi, maka *magnitude* histori maksimum dapat digunakan sebagai *magnitude* maksimum.

Sedangkan *Slip rate* menggambarkan kecepatan pergerakan suatu zona sumber gempa *relative* terhadap zona lainnya. sedangkan *slip rate* adalah kecepatan pergerakan suatu lempeng atau patahan relatif terhadap lempeng atau patahan di dekatnya. Slip rate dapat ditentukan melalui hasil evaluasi terhadap data kejadian gempa dan kondisi tektonik di tempat tersebut Mahesworo (2008). Pada penelitian ini, nilai maksimum *magnitude* dan *slip rate* diperoleh berdasarkan perhitungan dan penelitian yang dilakukan para ahli yaitu mengacu pada penelitian hasil penelitian dari Asrurifak (2010), Firmansyah dan Irsyam (1999) serta Kertapati (1999) dalam Erlangga (2018) yang dapat dilihat pada Tabel 7.4 sebagai berikut.

Tabel 7. 4 Nilai Maksimum Magnitudo dan *Slip Rate*

No	Sumber Gempa		<i>Slip Rate</i>	M_{max}
	Main	Segmen	mm/yr	
1	Megathrust		4.00	8.2
2	Benioff		4.00	7.4
3	Palukoro <i>Fault</i>	Makasar Strait	10	7.1
4	Palukoro <i>Fault</i>	Palu	10	6.8

No	Sumber Gempa		<i>Slip Rate</i>	M_{max}
	Main	Segmen	mm/yr	
5	Palukoro <i>Fault</i>	Saluki	10	6.9
6	Palukoro <i>Fault</i>	Moa	10	7.1
7	Matano <i>Fault</i>	Kuleana	7	6.6
8	Matano <i>Fault</i>	Pewusai	7	6.9
9	Matano <i>Fault</i>	Matano	7	6.8
10	Matano <i>Fault</i>	Pamsoa	7	6.9
11	Matano <i>Fault</i>	Ballawai	7	6.7
12	Matano <i>Fault</i>	Geressa	7	7.2
13	Soroako <i>Thrust</i>	A	0.1	6.6
14	Soroako <i>Thrust</i>	B	0.1	6.5
15	Soroako <i>Thrust</i>	C	0.1	6.5
16	Batui <i>Thrust</i>		1	7.3
17	Balantak		0.5	7.6
18	Makasar <i>Strait Thrust</i>	North	2	7.1
19	Makasar <i>Strait Thrust</i>	Central	2	7.3
20	Makasar <i>Strait Thrust</i>	Mamuju	2	7
21	Makasar <i>Strait Thrust</i>	Somba	2	7.3
22	Buton	B	0.1	7.1
23	Peleng		1	6.9
24	Ambelang		1	7
25	Sausu		1	6.8
26	Tokararu		2	7.2
27	Poso		0.1	7.3
28	Loa		0.1	7.3
29	Weluki		0.1	7.3
30	Tomini		0.1	7.1
31	Lawanopo		0.1	7.5
32	Tolo <i>Thrust</i>		1	7.4
33	Gorontalo	<i>North</i>	1	6.9
34	Gorontalo	<i>South</i>	1	6.8
35	Walanae		0.5	7.1
36	Kendari <i>Fault</i>	<i>North</i>	0.1	6.5
37	Tarakan		0.1	7.4
38	Maleei		0.1	7.1

Sumber: Pusat Studi Gempa Nasional, (2022)

7.3.3 Mekanisme terjadinya Sumber Gempa

Mekanisme terjadinya sumber gempa merupakan hal yang penting dalam analisis hazard gempa. Setiap zona gempa memiliki mekanisme terjadinya gempa

yang berbeda. Hal ini dapat diketahui berdasarkan penelitian ahli geologi terhadap pergerakan sumber gempa tersebut. Pada penelitian ini mekanisme terjadinya sumber gempa mengacu pada penelitian hasil penelitian dari Asrurifak (2010), Firmansyah dan Irsyam (1999) serta Kertapati (1999) dalam Pusat Studi Gempa Nasional 2022 yang tersaji pada Tabel 7.5.

Tabel 7. 5 *Source Mechanism* untuk Sumber Gempa *Shallow Crustal*

No	Sumber Gempa		<i>Sense Mechanisc</i>
	Main	Segmen	
1	Palukoro <i>Fault</i>	Makasar <i>Strait</i>	<i>Left-Lateral SS</i>
2	Palukoro <i>Fault</i>	Palu	<i>Left-Lateral SS</i>
3	Palukoro <i>Fault</i>	Saluki	<i>Left-Lateral SS</i>
4	Palukoro <i>Fault</i>	Moa	<i>Left-Lateral SS</i>
5	Matano <i>Fault</i>	Kuleana	<i>Left-Lateral SS</i>
6	Matano <i>Fault</i>	Pewusai	<i>Reseverse-slip</i>
7	Matano <i>Fault</i>	Matano	<i>Left-Lateral SS</i>
8	Matano <i>Fault</i>	Pamsoa	<i>Left-Lateral SS</i>
9	Matano <i>Fault</i>	Ballawai	<i>Left-Lateral SS</i>
10	Matano <i>Fault</i>	Geressa	<i>Left-Lateral SS</i>
11	Soroako <i>Thrust</i>	A	<i>Reseverse-slip</i>
12	Soroako <i>Thrust</i>	B	<i>Reseverse-slip</i>
13	Soroako <i>Thrust</i>	C	<i>Reseverse-slip</i>
14	Batui <i>Thrust</i>		<i>Reseverse-slip</i>
15	Balantak		<i>Right-Lateral SS</i>
16	Makasar <i>Strait Thrust</i>	North	<i>Reseverse-slip</i>
17	Makasar <i>Strait Thrust</i>	Central	<i>Reseverse-slip</i>
18	Makasar <i>Strait Thrust</i>	Mamuju	<i>Reseverse-slip</i>
19	Makasar <i>Strait Thrust</i>	Somba	<i>Reseverse-slip</i>
20	Buton	B	<i>Strike-slip</i>
21	Peleng		<i>Strike-slip</i>
22	Ambelang		<i>Reseverse-slip</i>
23	Sausu		<i>Strike-slip</i>
24	Tokararu		<i>Reseverse-slip</i>
25	Poso		<i>Reseverse-slip</i>
26	Loa		<i>Strike-slip</i>
27	Weluki		<i>Reseverse-slip</i>
28	Tomini		<i>Reseverse-slip</i>
29	Lawanopo		<i>Strike-slip</i>
30	Tolo <i>Thrust</i>		<i>Reseverse-slip</i>
31	Gorontalo	<i>North</i>	<i>Strike-slip</i>

No	Sumber Gempa		Sense Mechanisc
	Main	Segmen	
32	Gorontalo	South	Strike-slip
33	Walanae		Strike-slip
34	Kendari Fault	North	Unkown
35	Tarakan		Strike-slip
36	Maleei		Reseverse-slip

Sumber: Pusat Studi Gempa Nasioanl (2022)

7.3.4 Parameter Pemodelan Tiga Dimensi (3D)

Parameter permodelan tiga dimensi ini merupakan parameter yang dibutuhkan untuk memodelkan sumber gempa tiga dimensi (3D) pada saat analisis seismik hazard yang dilakukan. Parameter-parameter tersebut meliputi sudut penunjaman (dip), nilai *top* dan nilai *bottom* dari sumber gempa tersebut. Adapun nilai *top* dan *bottom* yang dimaksud adalah kedalaman ujung atas dan kedalaman ujung bawah *fault*. Pada penelitian ini mengacu pada perhitungan dan hasil penelitian dari Asrurifak (2010), Firmansyah dan Irsyam (1999) serta Kertapati (1999) dalam Pusat Studi Gempa Nasioanl 2022 yang dapat dilihat pada Tabel 7.6, sumber Buku Peta Gempa Pusgen pp 264 (2022).

Tabel 7. 6 Parameter Permodelan 3D

No	Sumber Gempa		Dip	Top	Bottom	L (km)
	Main	Segmen				
1	Palukoro Fault	Makasar Strait	90	3	18	130
2	Palukoro Fault	Palu	90	3	18	31
3	Palukoro Fault	Saluki	90	3	18	44
4	Palukoro Fault	Moa	90	3	18	66
5	Matano Fault	Kuleana	45N	3	18	22
6	Matano Fault	Pewusai	90	3	18	46
7	Matano Fault	Matano	90	3	18	35
8	Matano Fault	Pamsoa	90	3	18	44
9	Matano Fault	Ballawai	90	3	18	26
10	Matano Fault	Geressa	45E	3	18	80
11	Soroako Thrust	A	45E	3	18	24
12	Soroako Thrust	B	45E	3	18	20
13	Soroako Thrust	C	45SE	3	18	16
14	Batui Thrust		90	3	18	84

No	Sumber Gempa		Dip	Top	Bottom	L (km)
	Main	Segmen				
15	Balantak		45E	3	18	149
16	Makasar Strait Thrust	North	45E	3	18	100
17	Makasar Strait Thrust	Central	45E	3	18	170
18	Makasar Strait Thrust	Mamuju	45E	3	18	40
19	Makasar Strait Thrust	Somba	90	3	18	80
20	Buton	B	90	3	18	60
21	Peleng		90	3	18	44
22	Ambelang		45	3	18	50
23	Sausu		90	3	18	31
24	Tokararu		45	3	18	80
25	Poso		45E	3	18	85
26	Loa		90	3	18	86
27	Weluki		45W	3	18	72
28	Tomini		45	3	18	59
29	Lawanopo		90	3	18	130
30	Tolo Thrust		45W	3	18	120
31	Gorontalo	North	90	3	18	74
32	Gorontalo	South	90	3	18	70
33	Walanae		90	3	18	130
34	Kendari Fault	North	90	3	18	24
35	Tarakan			3	18	206
38	Maleei		45E	3	18	70

(Sumber : Pusat Studi Gempa Nasional, 2022)

7.4 Persamaan Prediksi Gerakan Tanah

Meski saat ini banyak persamaan prediksi gerakan tanah (*Ground Motion Prediction Equation*, GMPE) yang dihasilkan, namun Indonesia sampai saat ini belum memiliki data *ground motion* yang cukup untuk pembuatan GMPE. Oleh karena itulah, pemakaian GMPE yang diturunkan dari negara lain tidak dapat dihindari. Pemilihan GMPE didasarkan pada kesamaan kondisi geologi dan tektonik dari wilayah dimana rumus atenuasi itu dibuat. GMPE digunakan untuk mengetahui percepatan puncak gempa yang menurun akibat pengaruh jarak. Fungsi ini yang menghubungkan antara besarnya *magnitude* gempa dan jarak terhadap lokasi pusat gempa dengan parameter pergerakan tanah di lokasi yang ditinjau.

Prediksi ditampilkan dalam amplitudo spektral median begitu pula ketidakpastian intrinsiknya. Ketidakpastian biasanya disebut dengan ketidakpastian epistemik dan aleatoris. Ketidakpastian epistemik dapat disebabkan oleh ketidaklengkapan pengetahuan yaitu pemilihan model yang tidak tepat, kesalahan statistik, kesalahan pengukuran dan kesalahan basis data. Dalam analisis bahaya seismik probabilistik (PSHA) keberadaan ketidakpastian epistemik dapat diatasi dengan menerapkan model pohon logika. Sedangkan, ketidakpastian yang tidak disengaja dapat disebabkan oleh variabilitas alami lokasi tanah, non-linearitas tanah, atau amplifikasi lokasi. Sehingga pemilihan GMPE merupakan salah satu tahapan paling penting dalam analisis bahaya seismik, Widodo (2018).

Pada penelitian ini menggunakan GMPE yang tersedia pada software SRModel yang digunakan dalam menganalisis seismic hazard. Berikut ini GMPE yang digunakan untuk masing-masing model sumber gempa yaitu sebagai berikut. GMPE untuk sumber gempa subduksi (Megathrust) diantaranya sebagai berikut.

- a. Youngs et al.,(1997)
 - b. Atkinson Boore, (2003)
 - c. Gregor (2006)
1. GMPE untuk sumber gempa subduksi (Benioff) diantaranya sebagai berikut.
 - d. Youngs et al.,(1997)
 - e. Atkinson Boore, (2003)
 2. GMPE untuk sumber gempa shallow crustal (*fault* atau sesar) diantaranya sebagai berikut.
 - a. GMPE Sadigh (1997)
 - b. GMPE Boore-Atkinson (2006-NGA)
 - c. GMPE Chiou-Young (2006-NGA)

7.5 Logic Tree

Logic tree bertujuan untuk memperhitungkan ketidakpastian nilai parameter yang digunakan dan kurang tepatnya dalam memilih model atau metode untuk *recurrence model*, GMPE, *recurrence rate* dan *magnitude* maksimum yang digunakan pada saat melakukan analisis *seismic hazard*. Penggunaan *logic tree*

akan memberikan kerangka yang lebih tepat dalam memperbaiki hasil analisis *seismic hazard*. Dengan menggunakan cara ini, maka ketidakpastian (*uncertainty*) dapat dikurangi melalui berbagai macam skenario kemungkinan yang dibuat pada *logic tree*. Hal ini dapat dilakukan dengan cara memberikan pembobotan pada masing-masing model yang diperhitungkan dalam analisis *hazard*. Semua alternatif metode untuk parameter yang sama mempunyai faktor pembobot harus sama dengan satu.

Pembobotan yang dilakukan merupakan suatu nilai tingkat kepercayaan dari model atau parameter yang diinterpretasikan. Pada Gambar 7.11 dan Gambar 7.12 menunjukkan *logic tree* yang digunakan pada penelitian ini dengan sumber gempa subduksi dan *shallow crustal*. Pembobotan yang dilakukan melalui beberapa referensi penelitian pada ahli sebelumnya yaitu Tim revisi peta gempa Indonesia (2020) dan Sunardi (2013) dalam Erlangga (2018). Pada bagian *recurrence model*, pemberian bobot yang lebih besar untuk model karakteristik dengan nilai 0,66 dikarenakan bukti geologis menunjukkan bahwa gempa karakteristik lebih sering terjadi dibandingkan dengan gempa yang diperkirakan dari model *recurrence Gutenberg-Richter* dengan nilai 0,34.

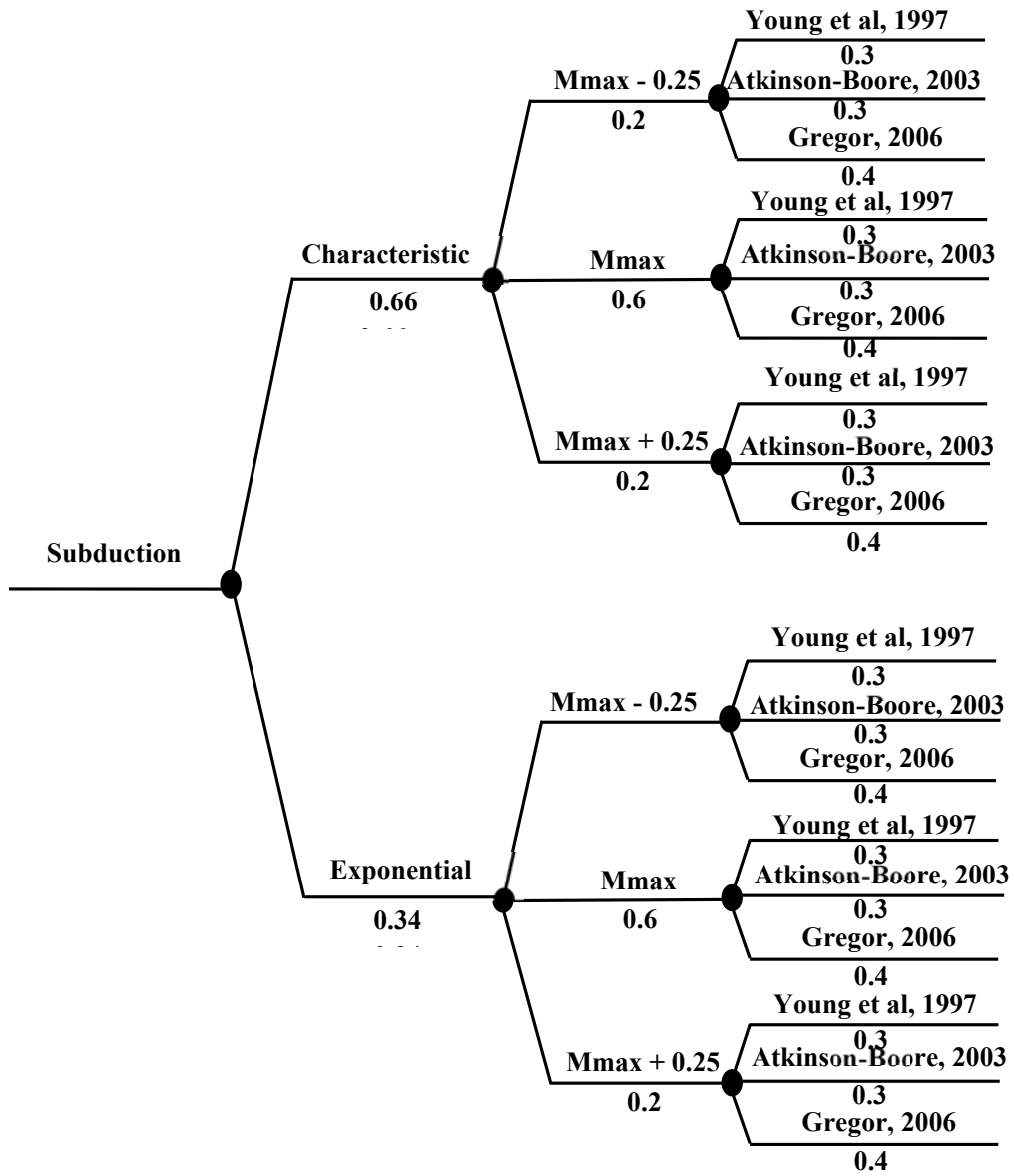
Pada penelitian ini menggunakan pembobotan pada *logic tree* dengan sumber gempa subduksi Megathrust sebesar 0.3, 0.3 dan 0.4, sedangkan untuk sumber gempa subduksi Benioff menggunakan pembobotan 0.5 dan 0.5. Pada *logic tree* yang digunakan pada penelitian ini dengan sumber gempa *shallow crustal* sebesar 0.3, 0.3 dan 0.4. Pembobotan didasarkan pada beberapa referensi penelitian pada ahli sebelumnya dari Tim revisi peta gempa Indonesia (2020).

Nilai *magnitude uncertainty* diperoleh dengan mempertimbangkan gempa *maximum history* (M_{max}) yang pernah atau yang mungkin terjadi berdasarkan data tektonik di wilayah yang ditinjau. Dalam analisis *seismic hazard* ketidakpastian perlu diikutsertakan untuk M_{max} dengan memberikan bobot sebesar 0,6. Untuk *additional magnitude* diberikan nilai 0,2 yang ditambahkan pada nilai M_{max} tersebut, sehingga diperoleh $M_{max} -0,2$ dan $M_{max} +0,2$ yang masing-masing diberikan pembobotan terhadap tingkat kepercayaannya sebesar 0,2 (Erlangga,

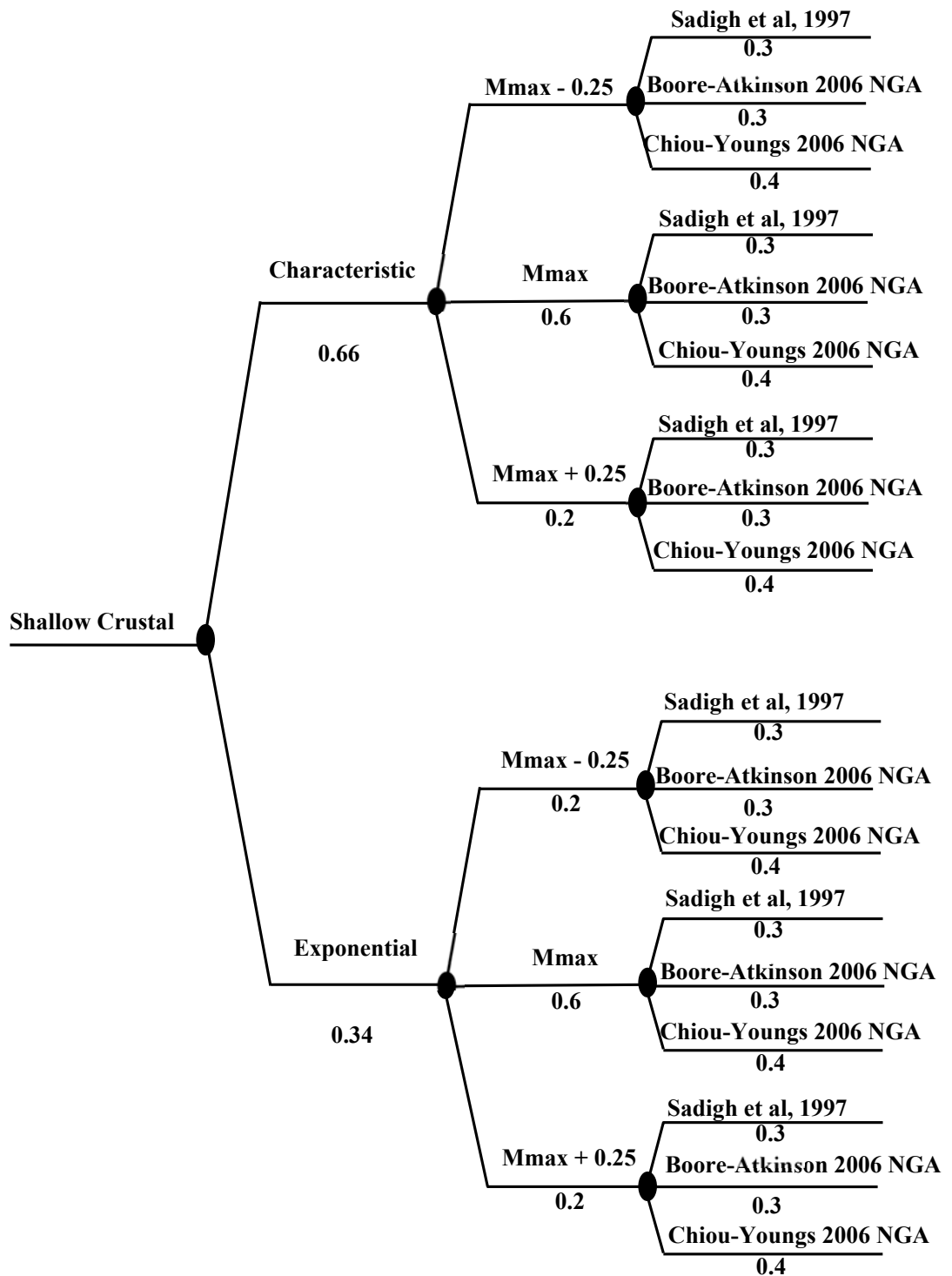
2018). Pada bagian *attenuation model* menggunakan GMPE yang mengikuti spesifikasi dari SRModel.

Adapun *logic tree* sumber Gempa Subduksi dan *logic Tree* sumber Gempa Shallow Clustral dapat dilihat pada Gambar 7.15 dan 7.16.

Pada pembahasan kali ini telah mempertimbangkan ketidakpastian McGuire (2004) yang meliputi ketidakpastian aleatory (*aleatory uncertainty*) dan ketidakpastian epistemic (*epistemic uncertainty*), seperti telah disampaikan pada butir 3.6, berdasarkan Widodo (2018).



Gambar 7. 15 *Logic Tree* Sumber Gempa Subduksi



Gambar 7. 16 Logic Tree Sumber Gempa Shallow Crustal

Input SR Model

Setelah mendapatkan semua parameter karakteristik dari sumber gempa yang digunakan kemudian mencari koordinat dari sumber gempa tersebut. Parameter dan nilai tersebut kemudian diinput pada *software* SRModel Makruf (2017). Berikut ini tampilan *Input* SRModel dapat dilihat pada Gambar 7.17.

Gambar 7. 17 *Input* Parameter di SRModel

7.6 Hasil *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA)

Berdasarkan hasil *running* SRModel didapatkan PSHA pada daerah Kota Palu Sulawesi Tengah dengan titik koordinat 119.8400 *longitude* dan -.9000 *latitude*, didapatkan nilai *seismic hazard* yang dapat dilihat pada Tabel 7.7 sebagai berikut.

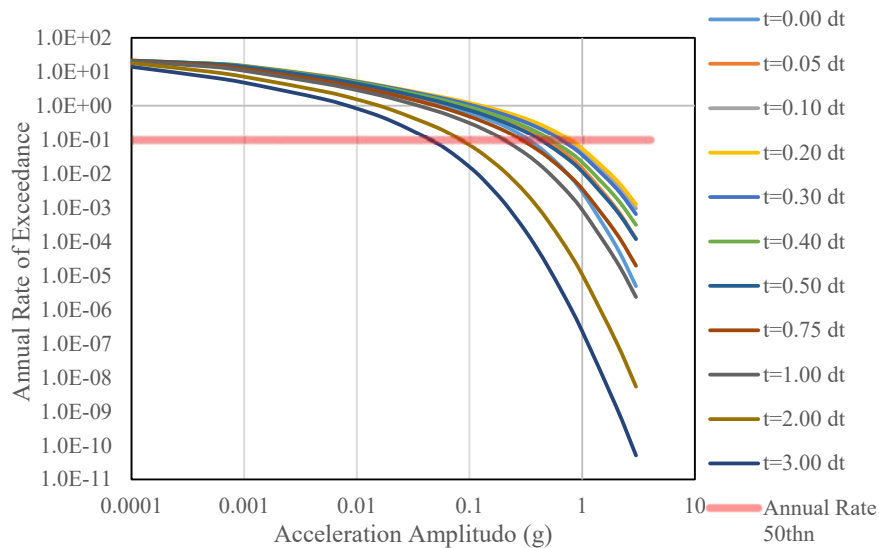
Tabel 7. 7 Hasil *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA)

		<i>Spectral Periode (second)</i>										
		0	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,75	1	2	3
<i>Acceleration Amplitudo (g)</i>	0.0001	2.02E+01	1.98E+01	2.00E+01	2.04E+01	2.09E+01	2.14E+01	2.13E+01	2.09E+01	2.03E+01	1.79E+01	1.40E+01
	0.0005	1.57E+01	1.62E+01	1.69E+01	1.75E+01	1.74E+01	1.74E+01	1.71E+01	1.56E+01	1.41E+01	9.99E+00	6.93E+00
	0.001	1.25E+01	1.33E+01	1.43E+01	1.50E+01	1.47E+01	1.45E+01	1.40E+01	1.22E+01	1.07E+01	7.11E+00	4.76E+00
	0.005	5.19E+00	5.78E+00	6.90E+00	7.74E+00	7.47E+00	7.15E+00	6.73E+00	5.46E+00	4.53E+00	2.67E+00	1.58E+00
	0.01	3.31E+00	3.71E+00	4.53E+00	5.29E+00	5.13E+00	4.85E+00	4.48E+00	3.56E+00	2.87E+00	1.54E+00	8.22E-01
	0.02	2.11E+00	2.42E+00	2.96E+00	3.50E+00	3.38E+00	3.13E+00	2.82E+00	2.18E+00	1.69E+00	7.75E-01	3.63E-01

0.05	1.12E+00	1.38E+00	1.71E+00	1.96E+00	1.83E+00	1.63E+00	1.40E+00	1.00E+00	7.12E-01	2.37E-01	8.29E-02
0.07	8.54E-01	1.09E+00	1.38E+00	1.57E+00	1.43E+00	1.24E+00	1.04E+00	7.16E-01	4.85E-01	1.37E-01	4.01E-02
0.1	6.13E-01	8.29E-01	1.08E+00	1.21E+00	1.08E+00	9.09E-01	7.37E-01	4.82E-01	3.08E-01	6.96E-02	1.59E-02
0.13	4.62E-01	6.58E-01	8.85E-01	9.87E-01	8.55E-01	7.06E-01	5.57E-01	3.48E-01	2.11E-01	3.89E-02	7.13E-03
0.2	2.59E-01	4.15E-01	6.09E-01	6.74E-01	5.58E-01	4.41E-01	3.31E-01	1.88E-01	1.02E-01	1.23E-02	1.50E-03
0.3	1.26E-01	2.36E-01	3.94E-01	4.39E-01	3.46E-01	2.60E-01	1.83E-01	9.28E-02	4.32E-02	3.25E-03	2.54E-04
0.4	6.57E-02	1.44E-01	2.69E-01	3.04E-01	2.30E-01	1.66E-01	1.11E-01	5.09E-02	2.08E-02	1.06E-03	6.00E-05
0.5	3.61E-02	9.12E-02	1.90E-01	2.19E-01	1.60E-01	1.11E-01	7.07E-02	2.98E-02	1.09E-02	4.02E-04	1.77E-05
0.7	1.22E-02	4.06E-02	1.01E-01	1.21E-01	8.34E-02	5.43E-02	3.19E-02	1.17E-02	3.52E-03	7.77E-05	2.37E-06
1	2.92E-03	1.42E-02	4.38E-02	5.49E-02	3.55E-02	2.16E-02	1.15E-02	3.57E-03	8.59E-04	1.07E-05	2.29E-07
2	7.37E-05	9.49E-04	4.92E-03	6.66E-03	3.72E-03	1.95E-03	8.41E-04	1.80E-04	2.75E-05	1.15E-07	1.41E-09
3	4.88E-06	1.21E-04	9.38E-04	1.26E-03	6.43E-04	3.10E-04	1.19E-04	1.96E-05	2.34E-06	5.41E-09	5.13E-11
4	5.60E-07	2.24E-05	2.45E-04	3.15E-04	1.49E-04	6.79E-05	2.40E-05	3.26E-06	3.28E-07	5.20E-10	4.22E-12

Sumber: SR Program, LL Makruf (2018)

Kurva *seismic hazard* (*seismic hazard curve*) adalah hubungan antara rata-rata kemungkinan terlampaui setiap tahunnya (*annual rate of exceedance*) dan besar percepatannya (*acceleration amplitude*). Besarnya percepatan dalam satuan g (gravitasi). Kurva ini menggunakan skala logaritma dalam menggambarkan *seismic hazard* yang terjadi. Pada penelitian ini kurva *seismic hazard* dilakukan terdapat beberapa perioda spektra (*spectral period*). Untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun $P = 1 - e^{-\lambda t}$ Sehingga $0.02 = 1 - e^{50 \cdot \lambda}$. Sehingga kurva *seismic hazard* hasil dari perhitungan *software* SR Model dapat dilihat pada Gambar 7.18.



Gambar 7. 18 Seismic Hazard Curve

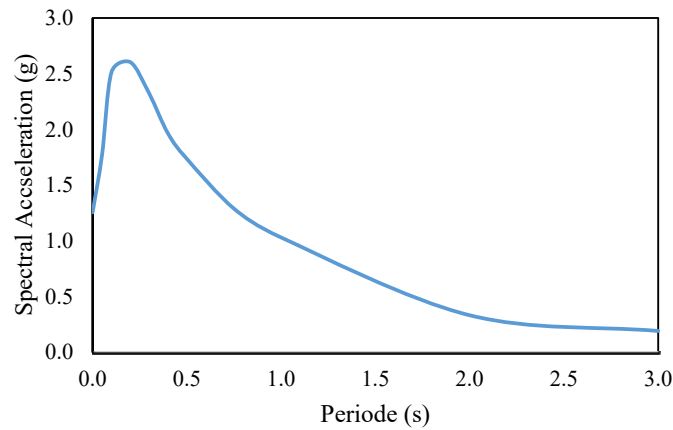
Analisis *hazard* gempa yang dilakukan pada penelitian ini menggunakan metode probabilistik (PSHA). Analisis terhadap *hazard* gempa menggunakan bantuan *software* SRModel yang dikembangkan oleh Makrup (2009). Analisis seismik *hazard* gempa pada penelitian ini dibatasi pada probabilitas terlampaui 1% dalam 10 tahun umur bangunan atau setara dengan kala ulang (*return period*) 100 tahun, probabilitas terlampaui 1% dalam 100 tahun umur bangunan atau setara dengan kala ulang (*return period*) 10.000 tahun. Hasil dari respon *spektra hazard* seragam (*uniform hazard spectral*) dapat dilihat pada Tabel 7.8

Tabel 7. 8 Hasil Respon *Spectral Hazard* Seragam Probabilitas Terlampaui 2%
Dalam 50 Tahun

<i>Period</i> (s)	<i>Spectra Acceleration</i> (g)	<i>2/3 dari Spectra Acceleration</i> (g)
0	1.8838	1.2559
0,05	2.658	1.7720
0,1	3.7705	2.5137
0,2	3.9063	2.6042
0,3	3.483	2.3220
0,4	2.9429	1.9619
0,5	2.6046	1.7364
0,75	1.9338	1.2892
1	1.5471	1.0314
2	0.4997	0.3331
3	0.2879	0.1919

Pada Tabel 7.8 merupakan hasil analisis *seismic hazard* pada sumber gempa subduksi dan *shallow crustal* berupa respon *spectral hazard* seragam. Hasil analisis menunjukkan hubungan antara waktu (*periode*) dan *spectra acceleration* (g) pada daerah yang ditinjau. Periode 0 detik dikenal dengan istilah *PGA* (*Peak Ground Acceleration*). Nilai *PGA* (*Peak Ground Acceleration*) pada batuan dasar di lokasi penelitian dengan probabilitas 2 % terlampaui dalam 50 tahun diperoleh sebesar 1.8838 g, setelah diklaikan 2/3 maka nilai *PGA* pada batuan dasar di lokasi penelitian dengan probabilitas 2 % terlampaui dalam 50 tahun diperoleh sebesar

1.2559 g, Gambar 7.19 menunjukkan grafik respon *spectral hazard* seragam pada penelitian ini.



Gambar 7. 19 Respon *Spectral Hazard* Seragam (UHS) Probabilitas Terlampaui 2% Dalam 50 Tahun

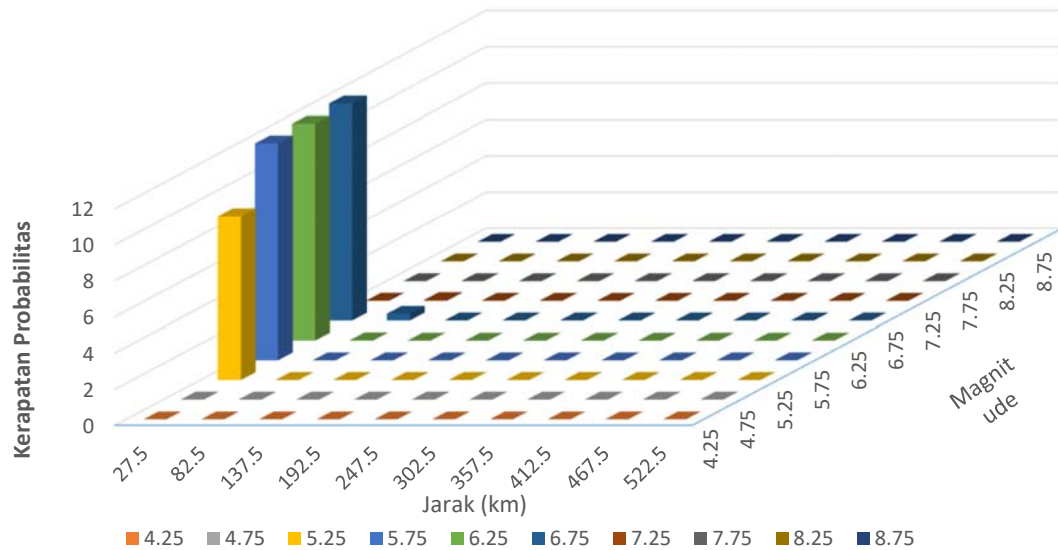
Pada tahun 2022 Kementerian Pekerjaan Umum mengeluarkan Peta Gempa Indonesia. Pada peta tersebut peta percepatan gempa di batuan dasar dengan probabilitas 2% terlampaui dalam 50 tahun. Peta tersebut terlihat pada Lampiran.

Berdasarkan Peta Gempa percepatan puncak batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (Sumber : Pusat Studi Gempa Nasional, 2022), percepatan puncak (*PGA*) di batuan dasar pada daerah Palu memiliki rentang nilai 1.20 – 1.50 g. Berdasarkan hasil analisis *seismic hazard* gempa diperoleh nilai percepatan puncak (*PGA*) pada kala ulang 2500 tahun di batuan dasar sebesar 1.2559 g. Ini menunjukkan bahwa nilai tersebut sesuai dengan hasil yang diteliti oleh Tim Pusgen 2022.

7.7 Deagregasi Hazard

Deagregasi hazard merupakan proses analisis terhadap berbagai macam sumber *hazard* gempa yang mempengaruhi suatu lokasi dengan cara memprediksi besarnya jarak dominan dan *magnitude* dominan. Oleh karena itu, proses ini menggunakan pendekatan probabilistik yang berarti memperhitungkan semua

kemungkinan dari tiap sumber gempa (*earthquake source*) berdasarkan parameter-parameter yang dimilikinya. Pada penelitian ini, *degregasi hazard* yang dihasilkan dihitung berdasarkan sumber gempa subduksi terhadap lokasi tinjauan yaitu, Kota Palu dapat dilihat pada Gambar 7.20 Sebagai berikut.



Gambar 7. 20 Hasil Deagregasi Hazard

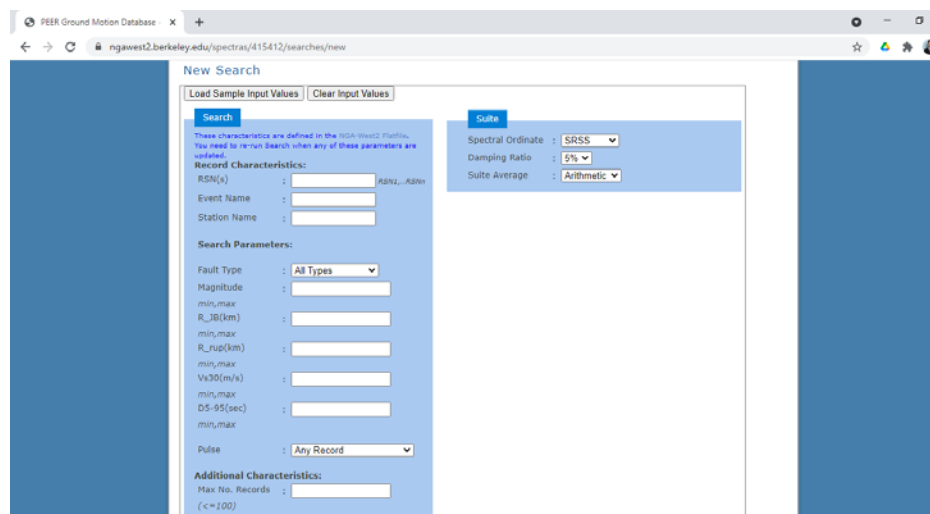
<i>Dominant Source</i>	=	RSU Anutapura Palu
<i>Dominant Distance (R_{hipo})</i>	=	10.8678 km
<i>Dominant Magnitude (M_w)</i>	=	6.2697
<i>Dominant hazard</i>	=	99.1745%
<i>Total hazard</i>	=	.87971E-01

Dari hasil analisa maka yang berpengaruh terhadap gempa di titik RSU Anutapura adalah fault Palukoro.

7.8 Rekaman *Ground Motion* Tanah

Setelah melakukan proses deagregasi, maka parameter yang didapatkan yaitu jarak dominan (*R*) dan *magnitude* dominan (*M_w*) digunakan sebagai acuan dalam menentukan *ground motion* tanah yang sesuai dengan kondisi lokasi

penelitian. *Ground motion* tanah yang digunakan diperoleh dari *Peer Ground Motion Database* yang dapat diakses dan diunduh (*download*) pada situs <http://ngawest2.berkeley.edu/>. Dengan memasukkan parameter-parameter yang dimiliki, maka *ground motion* yang sesuai akan dihasilkan. *Ground motion* yang diambil adalah yang memiliki kedekatan *magnitude* (M_w) dan jarak (R) terhadap hasil deagregasi. Di Indonesia, data *ground motion* percepatan tanah sulit didapatkan karena keterbatasan jumlah alat perekam gempa yang dipasang di beberapa wilayah Indonesia. Pada Gambar 7.21 berikut ini tersaji tampilan situs *Peer Ground Motion Database*.



Gambar 7. 21 Tampilan Situs *Peer Ground Motion Database*
(Sumber : <http://ngawest2.berkeleyedu/spectras/31964/searches/new>)

7.9 Spectral Matching

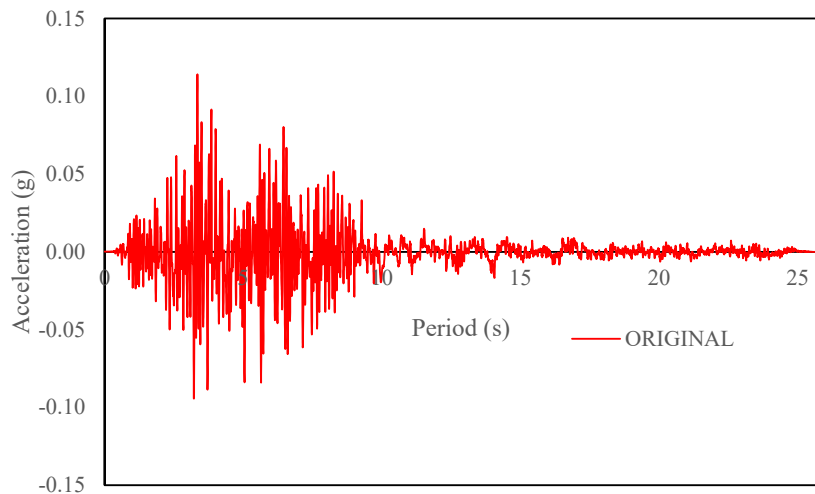
Setelah mendapatkan data *time history* pada situs *Peer Ground Motion Database* yang sesuai dengan karakteristik dan sumber gempa di lokasi yang ditinjau, maka *time history* tersebut dapat digunakan dalam proses *spectral matching*. Data dari *time history* yang diperoleh dari situs *Peer Ground Motion Database* tersaji pada Tabel 7.9 berikut.

Tabel 7.9 Data *Time History*

Nama Gempa	Tahun	Nama Stasiun	M_D (Mw)	R_D (Km)	<i>Hypocenter Depth</i> (km)
Mammoth Lakes-06	1980	<i>Bishop - Paradise Lodge</i>	5.94	23.86	14.00

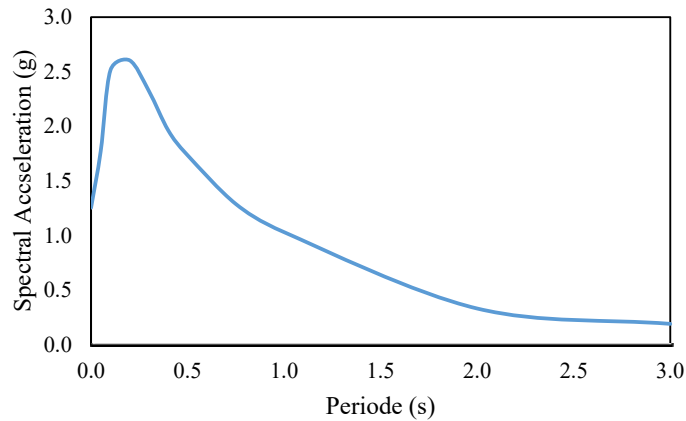
(Sumber : <http://ngawest2.berkeley.edu/spectras/31964/searches/new>)

Pada Tabel 7.9 menunjukkan data *time history* gempa yang digunakan untuk melakukan proses *matching*. Data ini merupakan data gempa Mammoth Lakes-06 pada tahun 1980 yang terekam pada stasiun *Bishop - Paradise Lodge*. Gempa ini memiliki *magnitude dominant* 5.94 dengan jarak dominan 23.86 km. Gambar 7.22 menunjukkan data rekaman *time history* gempa.



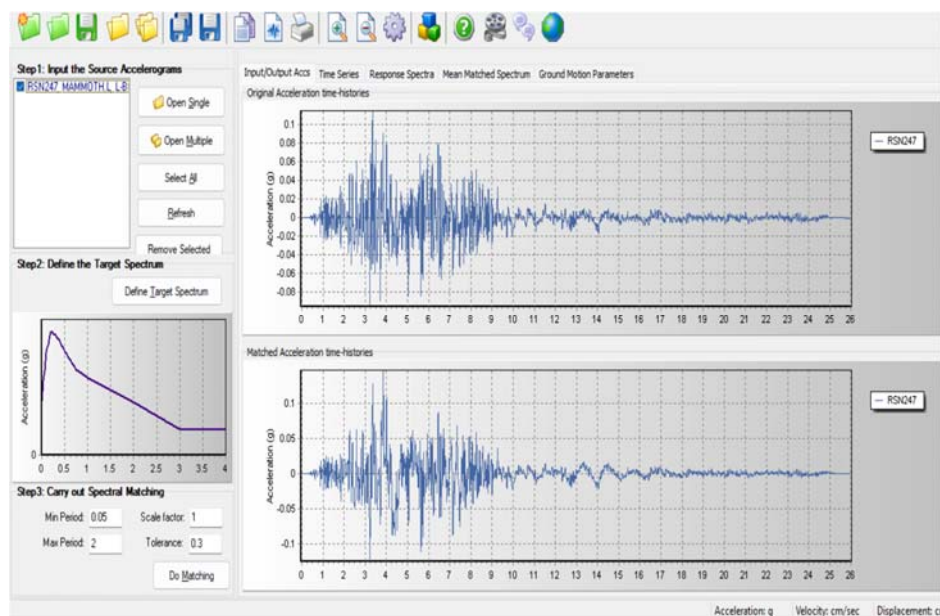
Gambar 7. 22 Rekaman Gempa *Bishop - Paradise Lodge*
(Sumber : <http://ngawest2.berkeleyedu/spectras/31964/searches/new>)

Berdasar pada R_D dan M_D tersebut maka diperoleh rekaman gempa yang paling mendekati yaitu *time history* pada Gambar 7.22 diadopsi berdasarkan rekaman gempa yang terjadi di daerah lain sehingga perlu dilakukan proses *matching* agar sesuai dengan kondisi lokasi penelitian. *Time history* dapat diskalakan terhadap respon spektra target di lokasi penelitian yaitu RS Anutapura, Kota Palu. Pada penelitian ini target spektra yang digunakan merupakan respon spektra di batuan dasar pada probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun. Target respon spektra ini akan digunakan sebagai acuan dalam analisis *spectral matching* untuk *time history* dalam penelitian ini, Gambar 7.23.



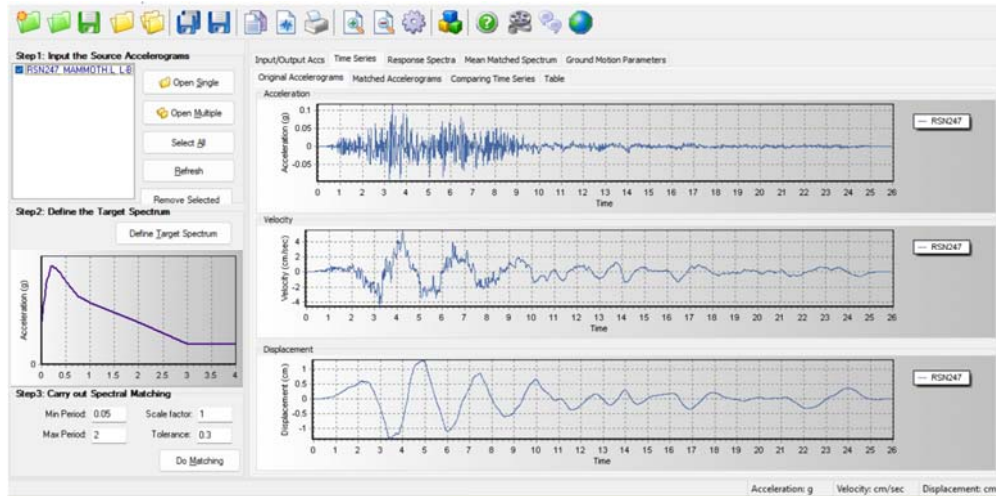
Gambar 7. 23 Respon Spektra Target (UHS) pada Kota Palu

Proses analisis *spectral matching* pada penelitian ini menggunakan bantuan *software SeismoMatch*. Cara kerja *software* ini adalah menyamakan *time history* dengan respon spektra target yang digunakan. Data yang dimasukkan dalam proses *matching* adalah data *time history* yang akan dilakukan proses *matching* agar sesuai dengan target dan respon spektra target. Setelah semua data telah dimasukkan maka *software* akan melakukan proses *matching*, dapat dilihat pada pada Gambar 7.24.



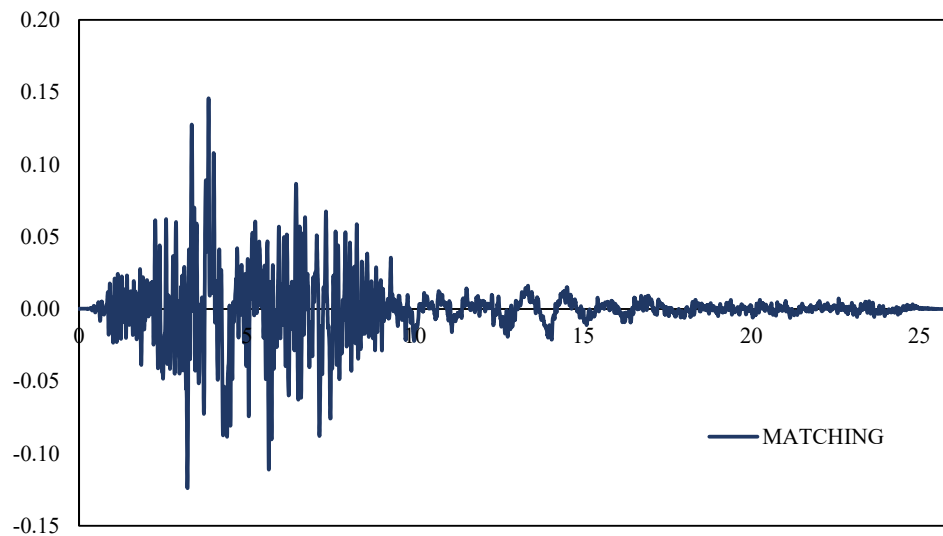
Gambar 7. 24 Proses *Matching* Pada *Software SeismoMatch*

Pada Gambar 7.25 dapat dilihat hasil *acceleration*, *velocity* dan *displacement*.



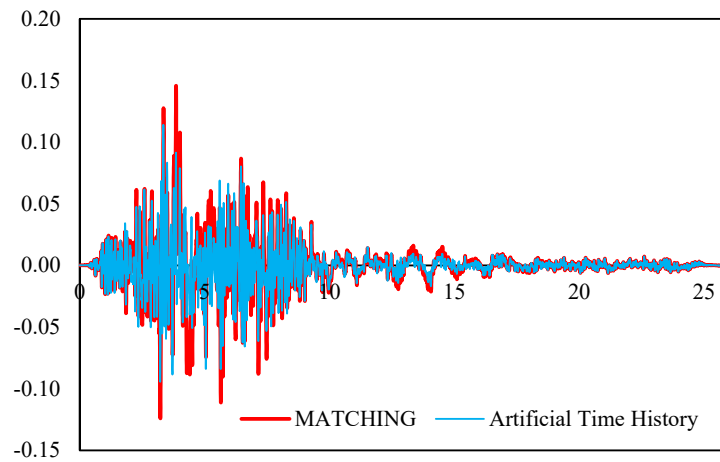
Gambar 7. 25 Proses Analisis Software *SeismoMatch*

Pada gambar 7.26 dibawah menunjukkan *time history* hasil matching yang diperoleh pada analisis menggunakan Software *SeismoMatch*.



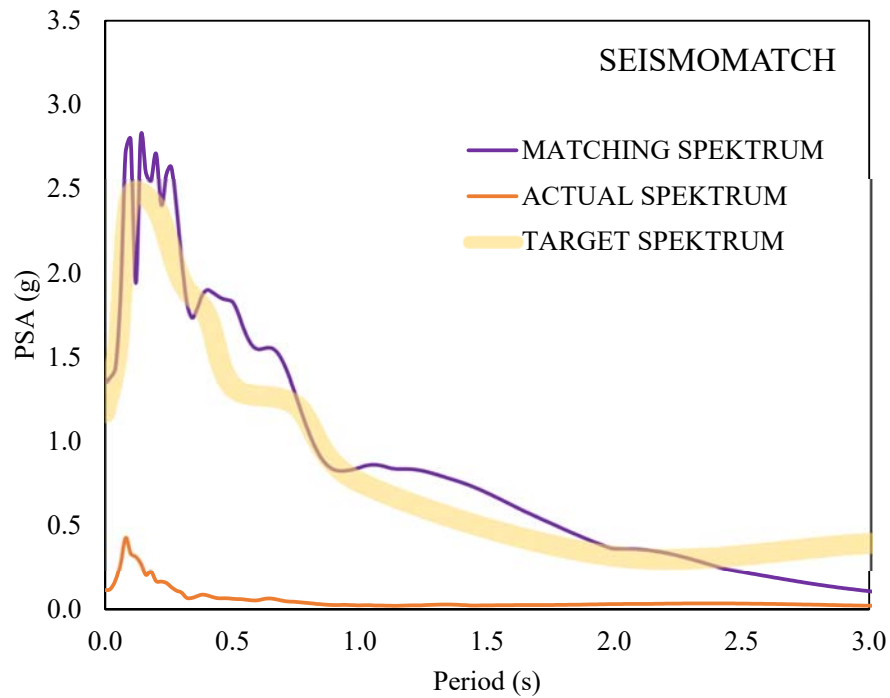
Gambar 7. 26 *Time History* Hasil *Matching* Software *SeismoMatch* pada Probabilitas Terlampaui 2% dalam 50 tahun di Batuan Dasar.

. Perbandingan *time history* pada saat sebelum dan sesudah proses *matching* dapat terlihat pada Gambar 7.27 sebagai berikut.

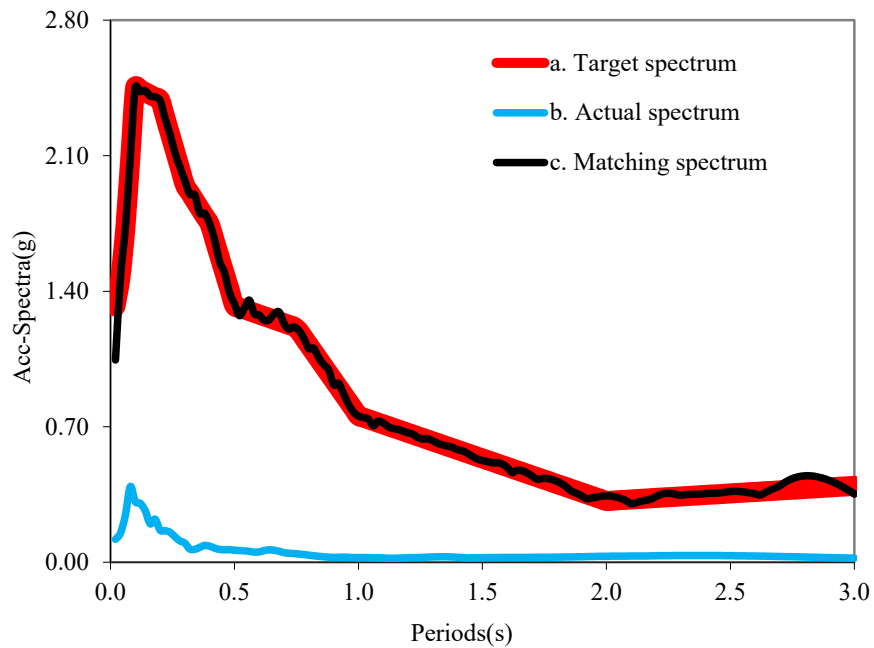


Gambar 7. 27 Perbandingan *Time History* Pada Probabilitas Terlampaui 2% dalam 50 tahun di Batuan Dasar.

Pada Gambar 7.28 dibawah ini memperlihatkan perbandingan Respon sektra original yang dimatchingkan terhadap respon pada wilayah yang ditinjau Sehingga diperoleh respon spectra target.



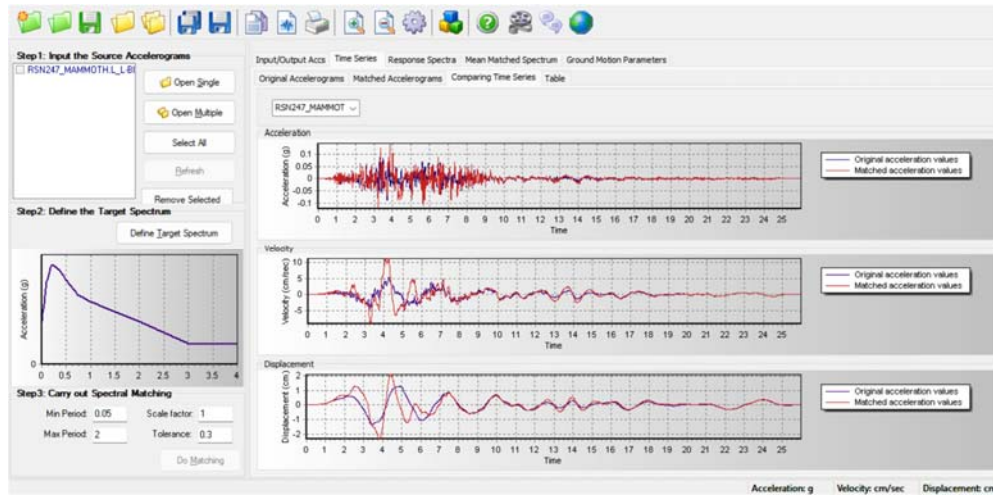
Gambar 7. 28 Perbandingan *Spectral Matching* Pada Probabilitas Terlampaui 2% dalam 50 tahun di Batuan Dasar menggunakan *SeismoMatch*.



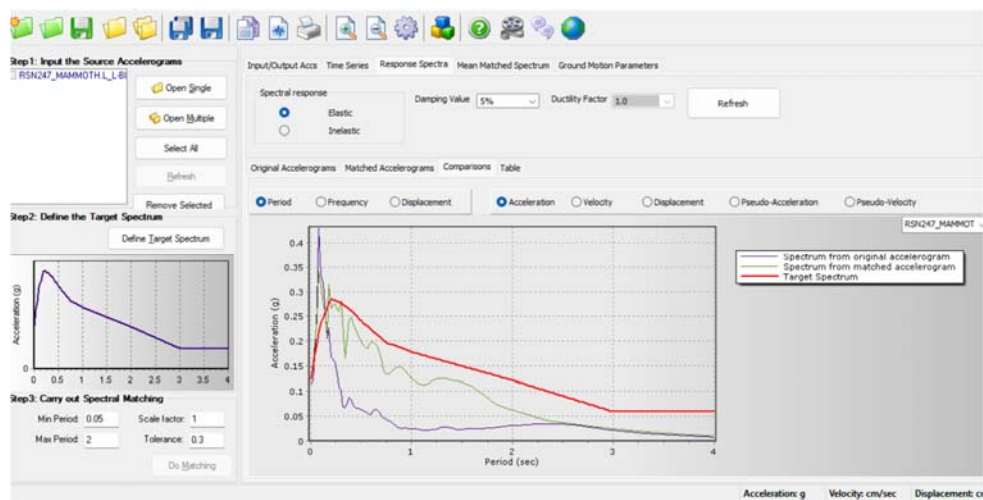
Gambar 7. 29 Perbandingan *Spectral Matching* Pada Probabilitas Terlampaui 2% dalam 50 tahun di Batuan Dasar menggunakan *SeismoMatch*.

Pada Gambar 7.28 dan 7.29 adalah proses matching yang dilakukan dengan pendekatan yang berbeda. Proses *matching* respon spektra pada Gambar 7.28 di atas merupakan salah satu hasil *output* dari *SeismoMatch*. Respon spektra original merupakan respon spektra percepatan asli dari Gempa Mammoth Lakes-06 (1980). Respon spektra target merupakan respon spektra percepatan yang didapatkan dari proses analisis *seismic hazard* pada lokasi yang ditinjau dalam penelitian ini, yaitu kota Palu Sulawesi. Selain menggunakan *software SeismoMatch* dapat pula dilakukan dengan menggunakan *software* spectral matching dengan nama SPEKMATCH Makrup (2017) untuk melakukan proses *matching* sehingga diperoleh respon spektra terskala yang dapat digunakan dalam proses analisis. Respon spektra ini merupakan respon spektra dari *time history* batuan (*artificial time history*) pada penelitian. Adapun hasil running dapat dilihat pada lampiran 1.

Berikut perbandingan antara *time history*, *velocity*, *displacement* pada saat original dan *matching*, dapat dilihat pada Gambar 7.30.



Gambar 7. 30 *time history, velocity, displacement* original dan hasil matching berdasarkan Mammoth Lakes-06,1980, Bishop - Paradise Lodge, 160 Earthquake



Gambar 7. 31 Respon Spektra Hasil Matching berdasarkan Mammoth Lakes-06,1980, Bishop - Paradise Lodge, 160 Earthquake Earthquake

7.10 Analisis Time History di Permukaan (*Surface*)

7.10.1 Analisis Respon Dinamik Tanah

Analisis respon dinamik tanah dilakukan untuk mengetahui nilai percepatan gempa yang terjadi di permukaan. Analisis yang dilakukan meliputi penentuan parameter dinamik tanah dan perambatan gelombang dari batuan dasar ke

permukaan tanah. Parameter tanah yang digunakan diperoleh dari hasil pengujian tanah berupa data borlog tanah di lokasi penelitian yaitu Rumah Sakit Anutapura Kota Palu Sulawesi Tenggara. Lokasi penelitian ini terletak pada koordinat Lintang -0.9134 LS dan Bujur 119.8467° BT, Tabel 7.10.

Tabel 7. 10 Data Pengujian Tanah yang Digunakan untuk Analisis Respon Dinamika Tanah.

No	Wilayah	Koordinat	
		Longitude	Latitute
1	RSA Anatapura	106.8060	-6.6493

Tanah memiliki tekstur yang berlapis-lapis. Setiap lapisan memiliki propertis yang berbeda sehingga memiliki pola dan perilaku yang berbeda dalam proses perambatan gelombang. Untuk itu parameter dinamik tanah perlu dianalisis. Parameter ini diperoleh berdasarkan penyelidikan tanah pada lokasi yang ditinjau. Parameter dinamik tanah yang dibutuhkan adalah modulus geser maksimum (G_{max}) dan kecepatan rambat gelombang geser (V_s).

Pada penelitian ini analisis terhadap parameter tanah dilakukan dengan memasukan parameter dinamik tanah pada setiap lapisan. Parameter dinamik tanah dapat diperoleh dari korelasi data borlog berupa N-SPT dengan menggunakan persamaan yang telah diteliti oleh para ahli geologi. Perhitungan respon dinamika tanah untuk mendapatkan parameter dinamik tanah dan perambatan gelombang dari batuan dasar ke permukaan tanah, analisis ini dilakukan dari pengujian tanah (SPT) di lapangan untuk mendapatkan *Ground Motion*, Respon Spectra Serta *Shear Stress Ratio*.

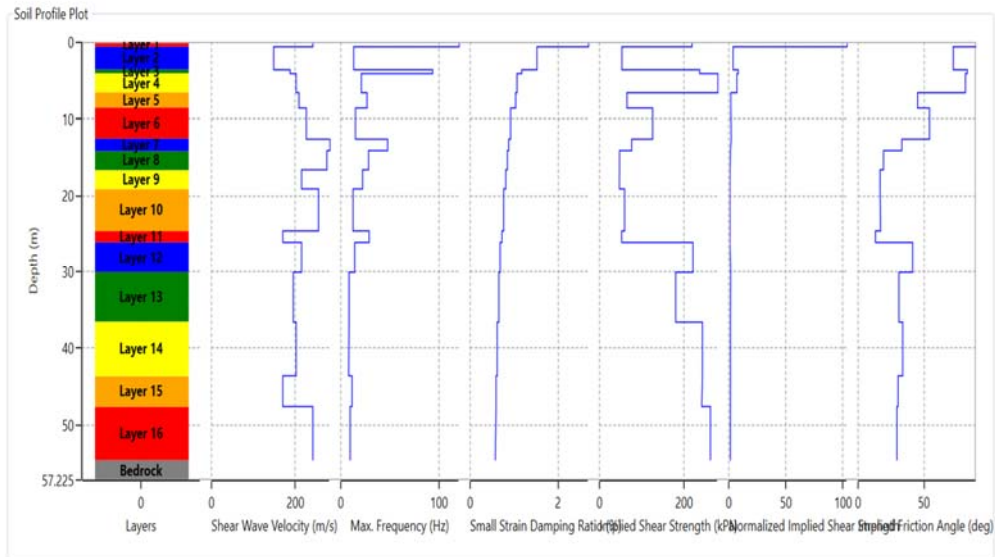
Perambatan gelombang akan dilakukan secara vertikal dari batuan dasar ke permukaan tanah dengan menggunakan teori perambatan gelombang memakai bantuan *software* DEEPSOIL V7, Berikut ini hasil perhitungan gelombang geser (V_s)

Tabel 7. 11 Hasil Perhitungan Parameter Dinamik Tanah

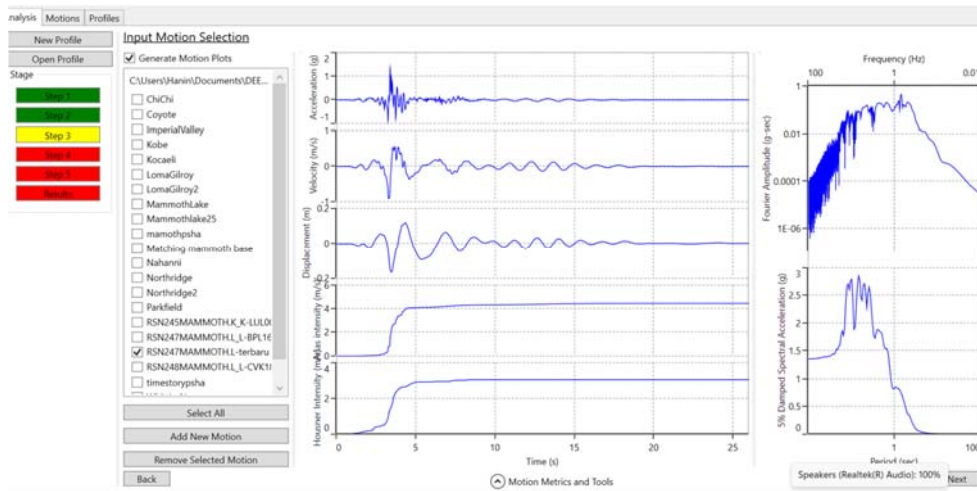
No	Material	Tebal Lapisan Tanah (m)	Depth (m)	Berat volume (KN/m ³)	NSPT	Ohta, goto (1978) $V_s = 85.3 \times N^{0.341}$	Imai, Tonouchi (1982) $V_s = 96.9 \times N^{0.341}$	V_s Pakai
1	Sandy Silt	0.50	0.50	18.53	17	224.15	254.63	239.39
2	Silty Clay	3.00	3.50	18.53	4	136.85	155.46	146.16
3	Sandy Silt	0.50	4.00	18.88	8	173.34	196.91	185.13
4	Silty Clay	2.50	6.50	18.88	10	187.05	212.48	199.76
5	Silty Clay	2.00	8.50	18.88	11	193.23	219.50	206.36
6	Silty Sand	4.00	12.50	18.88	14	209.79	238.32	224.05
7	Sand	1.50	14.00	19.33	27	262.45	298.14	280.29
8	Silty Clay	2.50	16.50	19.33	25	255.65	290.42	273.03
9	Sand	2.50	19.00	19.33	12	199.04	226.11	212.58
10	Silty Clay	5.50	24.50	19.33	20	236.92	269.14	253.03
11	Silty Clay	1.50	26.00	19.33	6	157.14	178.51	167.83
12	Silty Clay	4.00	30.00	19.33	12	199.04	226.11	212.58
13	Sand Clay	6.50	36.50	19.33	9	180.45	204.98	192.71
14	Sand Silt	7.00	43.50	19.33	10	187.05	212.48	199.76
15	Sand	4.00	47.50	19.33	6	157.14	178.51	167.83
16	Sandy Silt	7.00	54.50	19.33	17	224.15	254.63	239.39

Hasil perhitungan nilai kecepatan gelombang geser (V_s) dari pengujian N-SPT di daerah Palu dengan korelasi nilai kecepatan gelombang geser (V_s) dan nilai respon spektral per lapis tanah yang menunjukkan grafik nilai *Ground Motion*, Respon Spectra serta *Shear Stres Ratio* terhadap kedalaman tanah dengan probabilitas 2% dalam 50 tahun. Dari kedua hasil persamaan ini diambil rata-rata, sehingga memperoleh kecepatan rambat gelombang geser pakai (V_s pakai) yang dipakai untuk analisis menggunakan Software DEEPSOIL V7, Gambar 7.32 dan Gambar 7.33.

Soil Profile Definition



Gambar 7. 32 Soil Profile BH 3

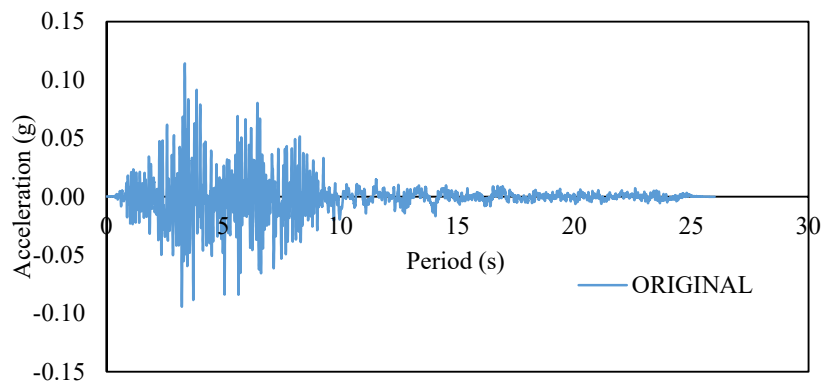


Gambar 7. 33 Data Sumber Gempa sebagai Input Motion.

Analisis respon dinamika tanah dilakukan untuk penentuan parameter dinamika tanah dan perambatan gelombang dari batuan dasar ke permukaan tanah. Analisis respon dinamika tanah dilakukan untuk mendapatkan data percepatan dan respon spektra di permukaan tanah. Parameter dinamika tanah tersebut diperoleh dari data SPT.

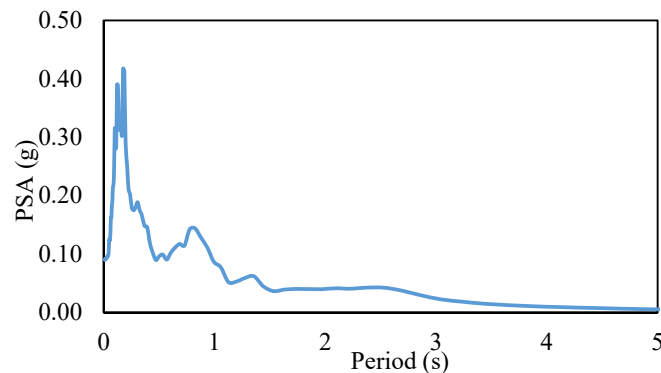
7.10.2 Time History Percepatan

Perambatan gelombang dari batuan dasar (*bedrock*) ke permukaan tanah (*surface*) dilakukan setelah proses analisis pada *time history* di batuan dasar. Pada proses ini parameter dinamik tanah dimasukkan pada tiap lapisannya kedalam *software* DEEPSOIL V7. *Time history* percepatan permukaan dirambatkan dari batuan dasar. Adapun *time history* pada batuan dasar dapat dilihat pada Gambar 7.34 sebagai berikut ini.



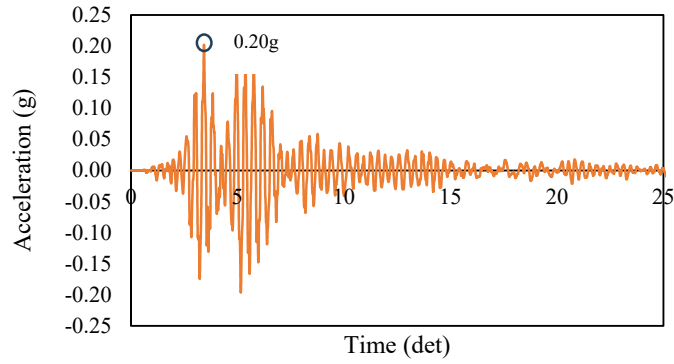
Gambar 7. 34 *Time History* Percepatan batuan dasar

Berdasarkan hasil perambatan gelombang, nilai percepatan puncak mengalami peningkatan pada permukaan (*surface*) setelah dirambatkan dari batuan dasar (*bedrock*). Peningkatan ini disebut dengan faktor amplifikasi. Faktor ini dapat berubah sesuai dengan kondisi tanah lokasi setempat. Dari hasil output DEEPSOIL V7 juga diperoleh respon spektra percepatan, kecepatan dan perpindahan di permukaan tanah yang dapat dilihat pada Gambar 7.35 sebagai berikut.

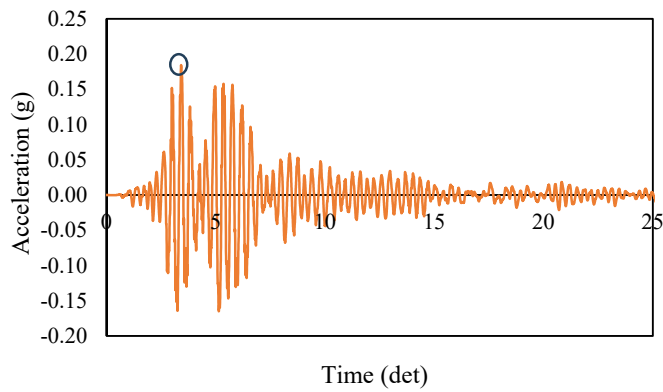


Gambar 7. 35 Respon Spektra Percepatan di Permukaan Tanah Pada Probabilitas Terlampaui 2 % dalam 50 Tahun.

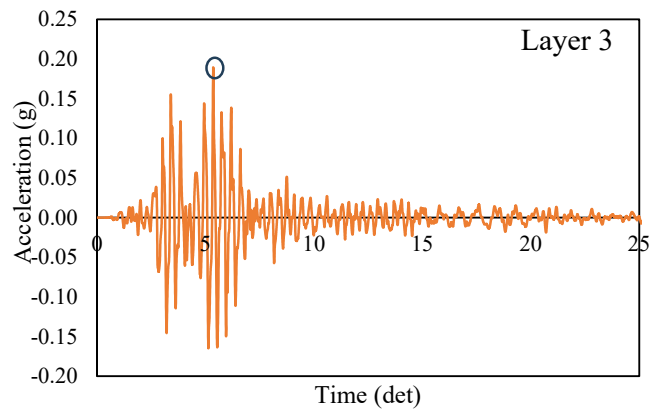
Hasil Analisis Ground motion pada setiap lapisan tanah yang ditinjau dapat dilihat pada Gambar 7.36 sampai 7.51.



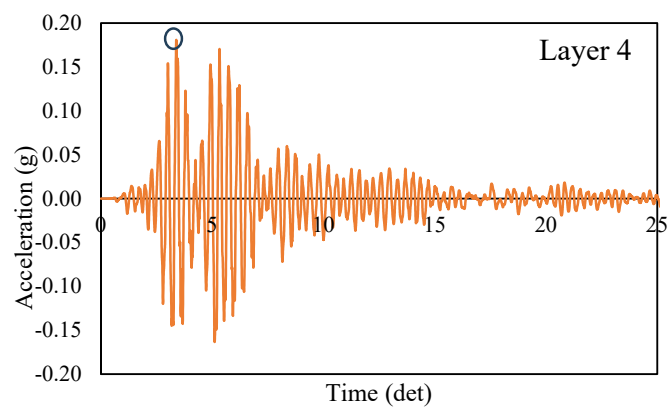
Gambar 7. 36 *Ground acceleration* pada Lapis 1 Permukaan pada Kota Palu



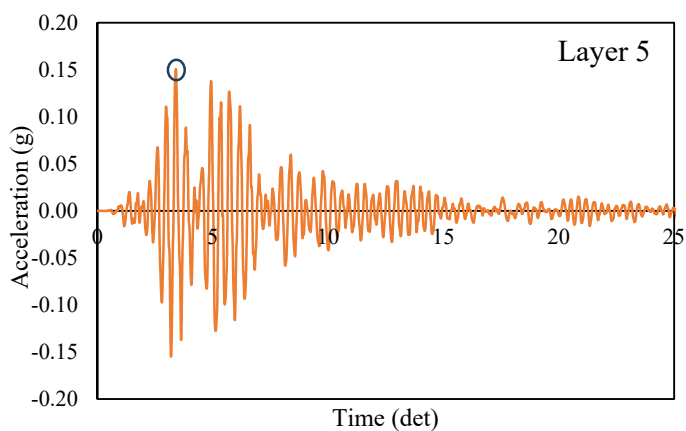
Gambar 7. 37 *Ground acceleration* pada Lapis 2 pada Kota Palu



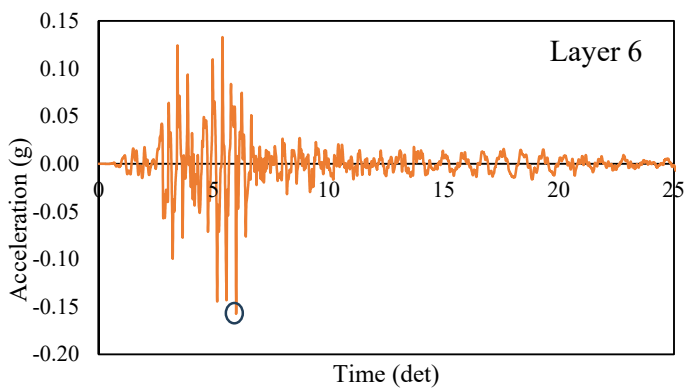
Gambar 7. 38 *Ground acceleration* pada Lapis 3 pada Kota Palu



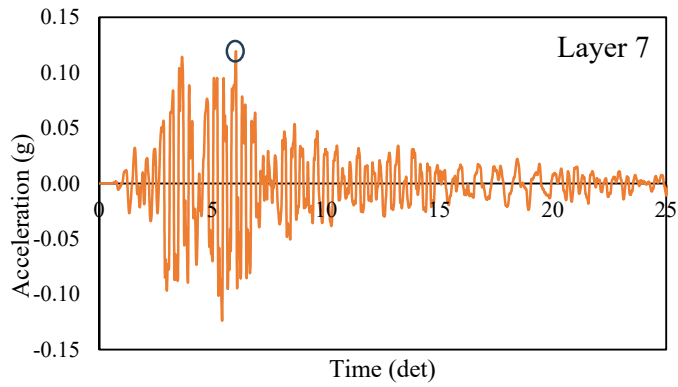
Gambar 7. 39 *Ground acceleration* pada Lapis 4 pada Kota Palu



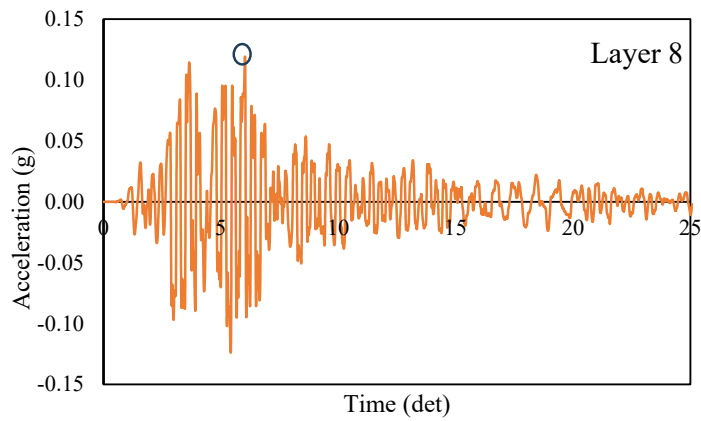
Gambar 7. 40 *Ground acceleration* pada Lapis 5 pada Kota Palu



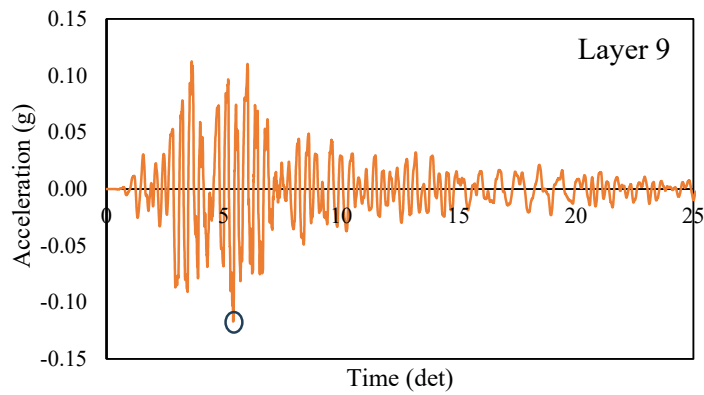
Gambar 7. 41 *Ground acceleration* pada Lapis 6 pada Kota Palu



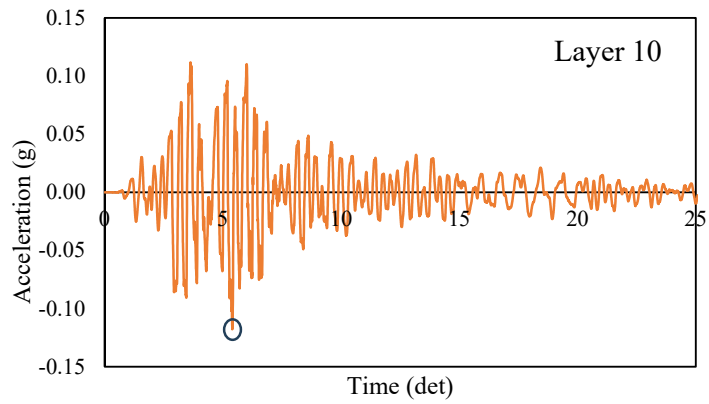
Gambar 7. 42 *Ground acceleration* pada Lapis 7 pada Kota Palu



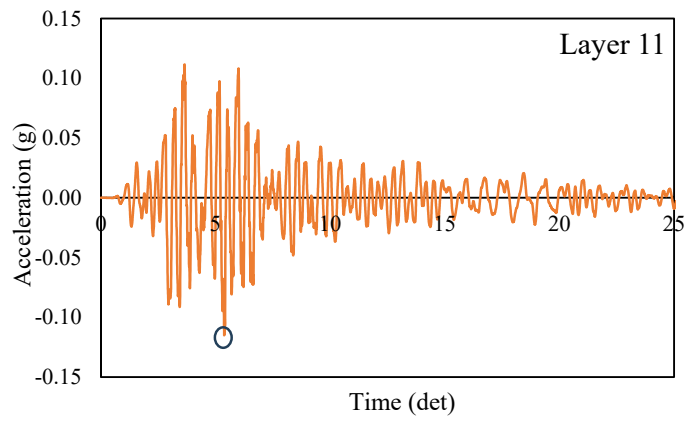
Gambar 7. 43 *Ground acceleration* pada Lapis 8 pada Kota Palu



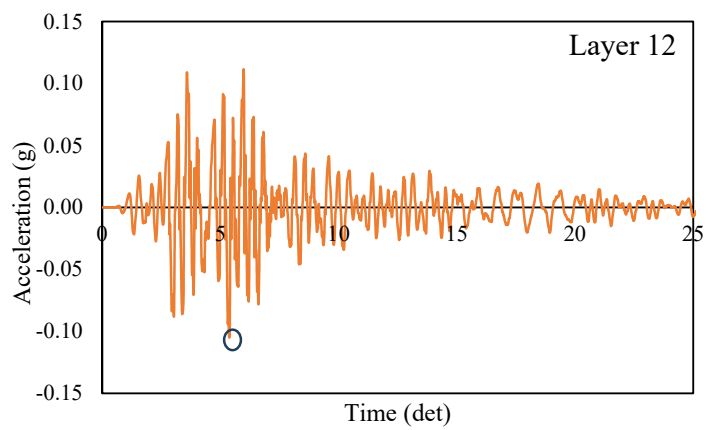
Gambar 7. 44 *Ground acceleration* pada Lapis 9 pada Kota Palu



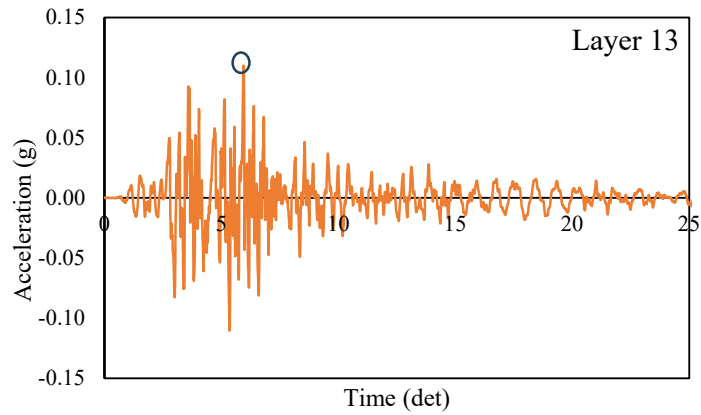
Gambar 7. 45 *Ground acceleration* pada Lapis 10 pada Kota Palu



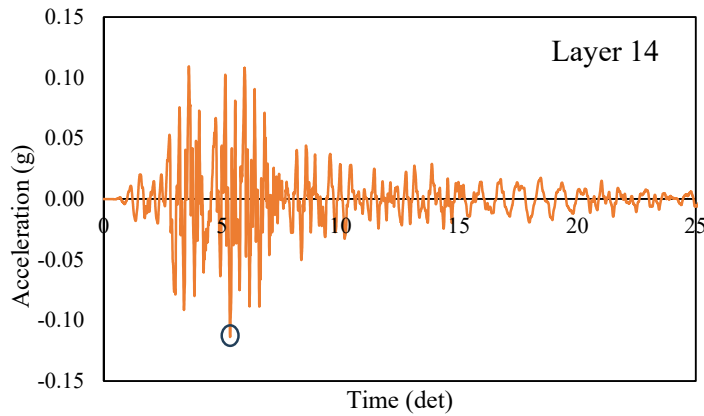
Gambar 7. 46 *Ground acceleration* pada Lapis 11 pada Kota Palu



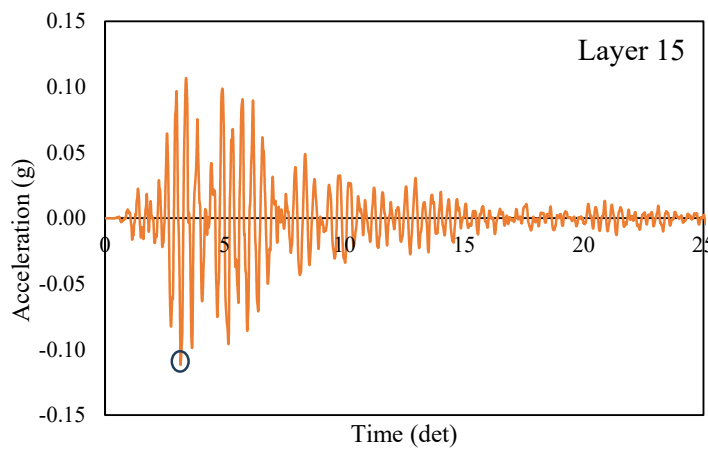
Gambar 7. 47 *Ground acceleration* pada Lapis 12 pada Kota Palu



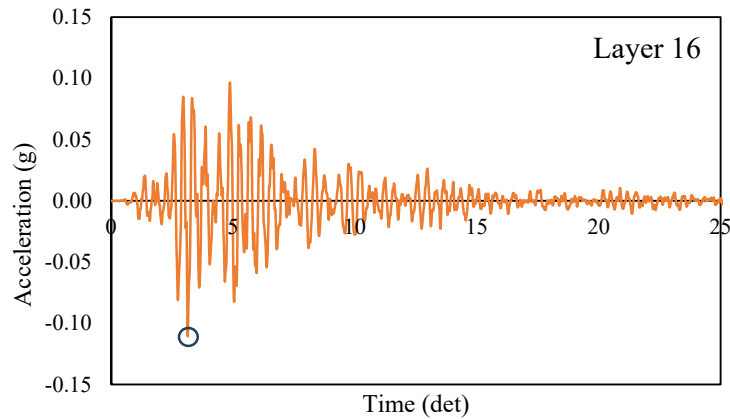
Gambar 7. 48 *Ground acceleration* pada Lapis 13 pada Kota Palu



Gambar 7. 49 *Ground acceleration* pada Lapis 14 pada Kota Palu

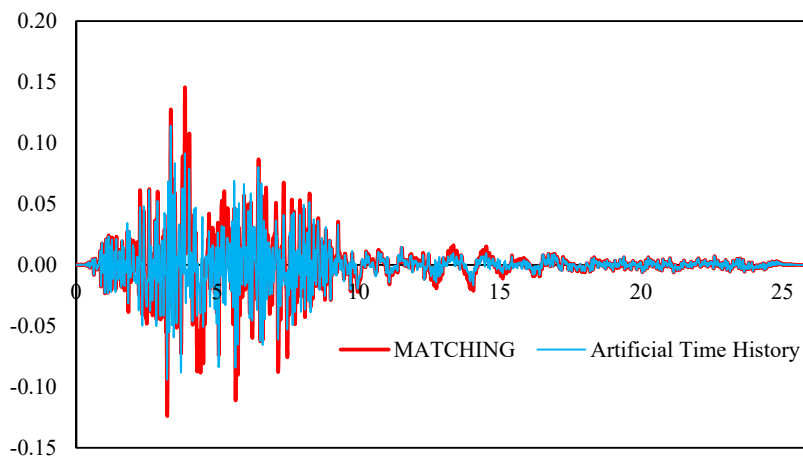


Gambar 7. 50 *Ground acceleration* pada Lapis 15 pada Kota Palu



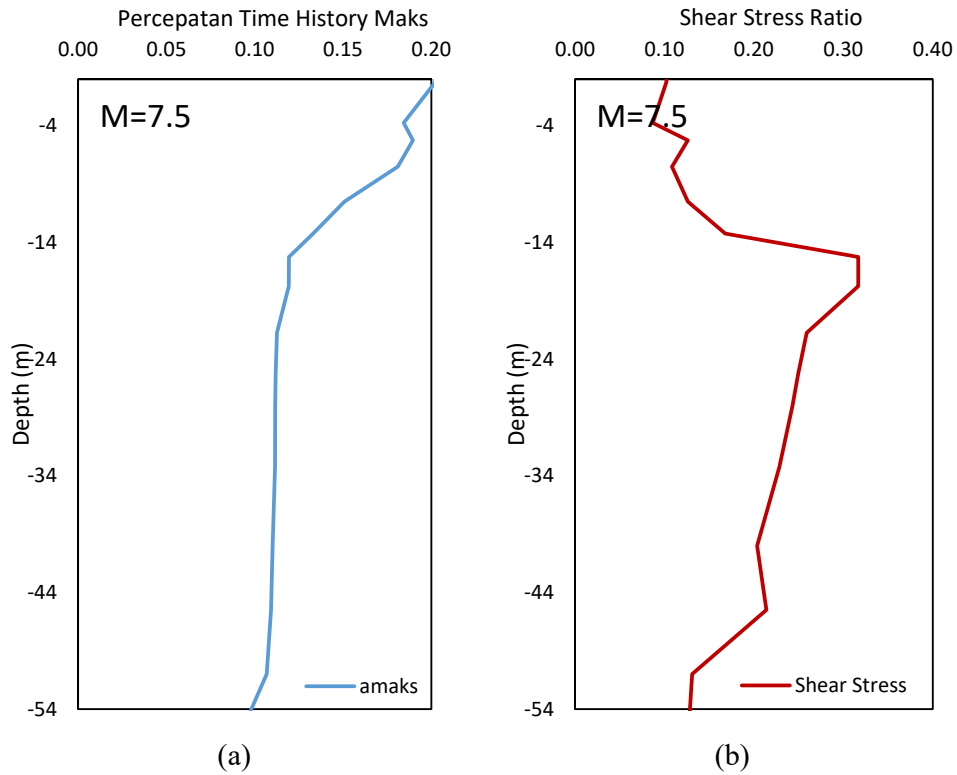
Gambar 7. 51 *Ground acceleration* pada Lapis 16 pada Kota Palu

Dari hasil Analisa percepatan akibat pengaruh dari profil tanah dan parameter tanah pada setiap lapisannya menunjukkan adanya amplifikasi yang terjadi. Amplifikasi yang terjadi pada data time histori original dari sumber gempa Mammoth dan hasil matching terhadap sumber gempa Kota Palu menghasilkan nilai range 0.200 g hingga 0.289 g di permukaan tanah, Gambar 7.52



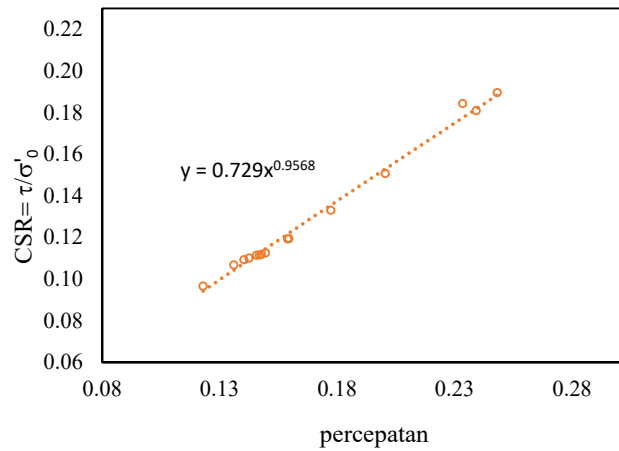
Gambar 7. 52 Respon Percepatan Gempa Hasil Analisa per Lapisan Tanah

Jika respon percepatan gempa dilihat terhadap kedalaman lapisan tanah yang ditinjau maka terlihat adanya peningkatan nilai percepatan tanah pada lapisan di permukaan tanah, Gambar 7.53(a) dan Gambar 7.53(b)



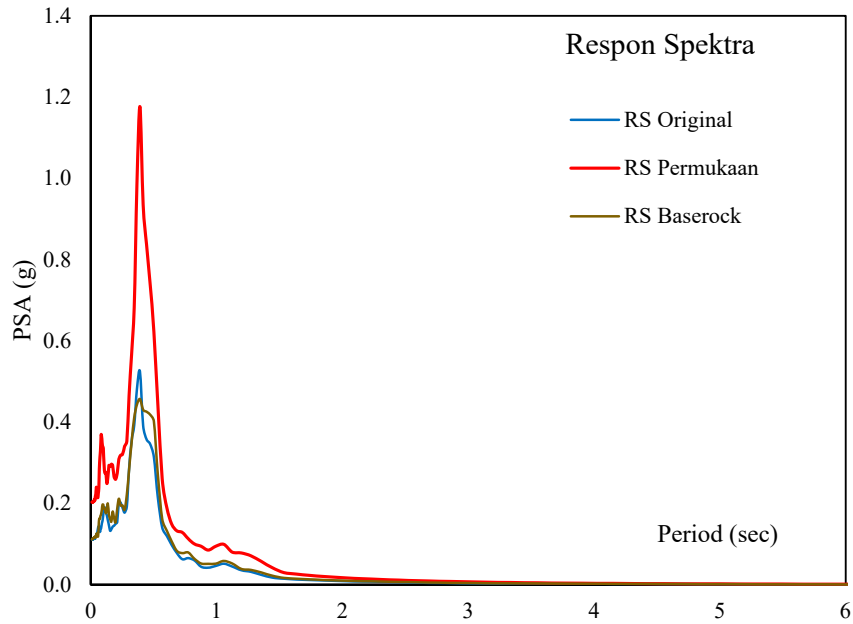
Gambar 7. 53 Hasil Analisa Perambatan Gelombang (a)percepatan gempa (b) Shear Stress pada lapisan tanah berdasarkan kedalaman yang ditinjau.

Hasil analisa menunjukkan dengan peningkatan percepatan gempa maka akan mengakibatkan nilai *Cyclic Stress Ratio* meningkat dan menyebabkan adanya peningkatan kerentanan tanah terhadap potensi likuefaksi, Gambar 7.54.



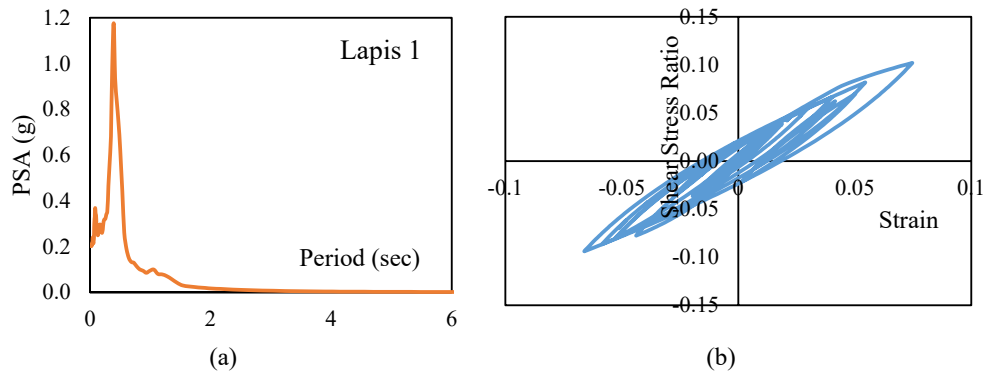
Gambar 7. 54 Percepatan Maksimum Gempa tiap lapis vs *Cyclic Stress Ratio*

Sedangkan pada Gambar 7.55 terlihat respon spectra original terhadap respon spectra di permukaan yang mana dari hasil analisis dinamika tanah mengalami peningkatan.

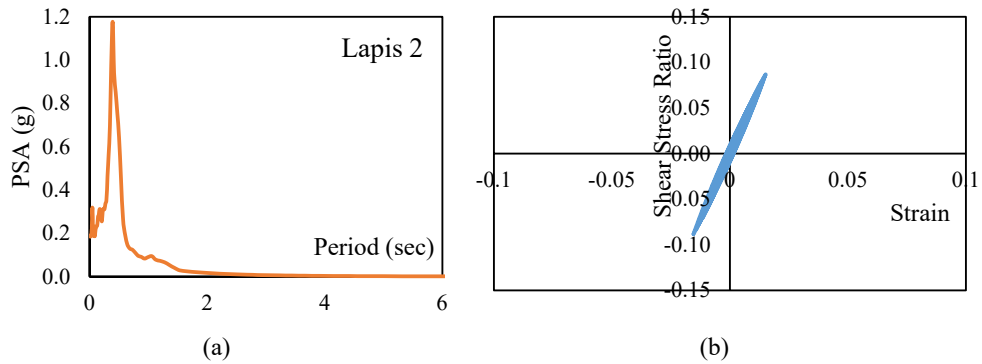


Gambar 7. 55 Respon Spektra pada Kota Palu

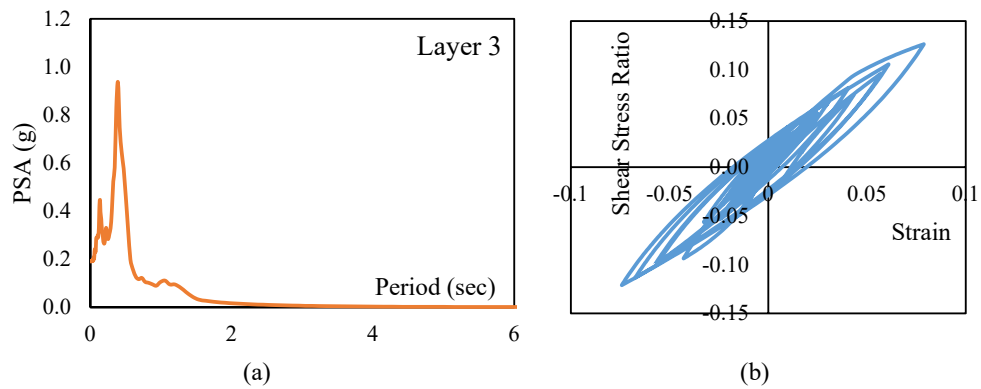
Adapun hasil Hasil Analisis Respon Spektra dan *Hysteretic Loops* dapat dilihat pada Gambar 7.56 hingga Gambar 7.71.



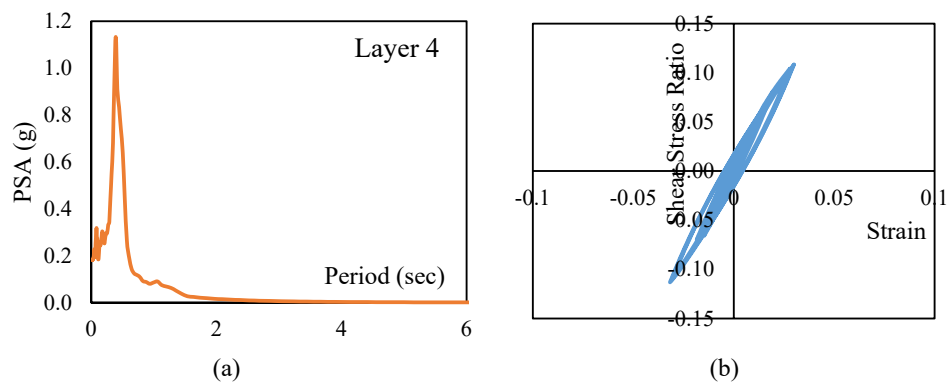
Gambar 7. 56 Hasil Analisis Lapis 1 (a) Respon Spektra (b) *Hysteretic Loops* pada Kota Palu



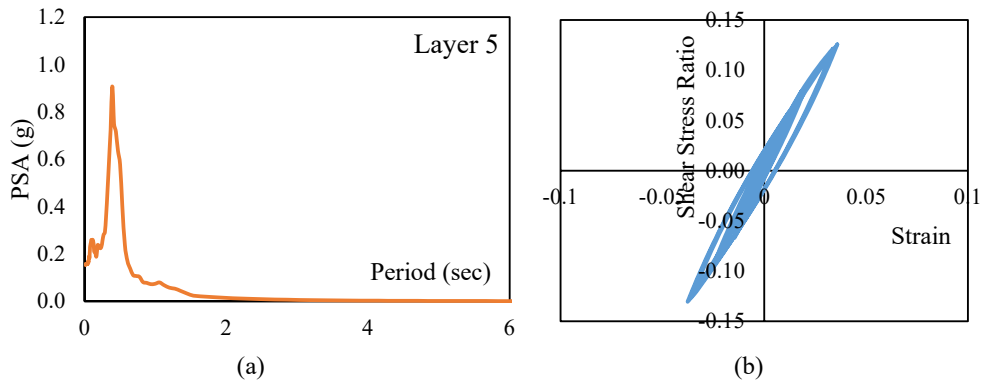
Gambar 7. 57 Hasil Analisis Lapis 2 (a) Respon Spektra (b) *Hysteretic Loops* pada Kota Palu



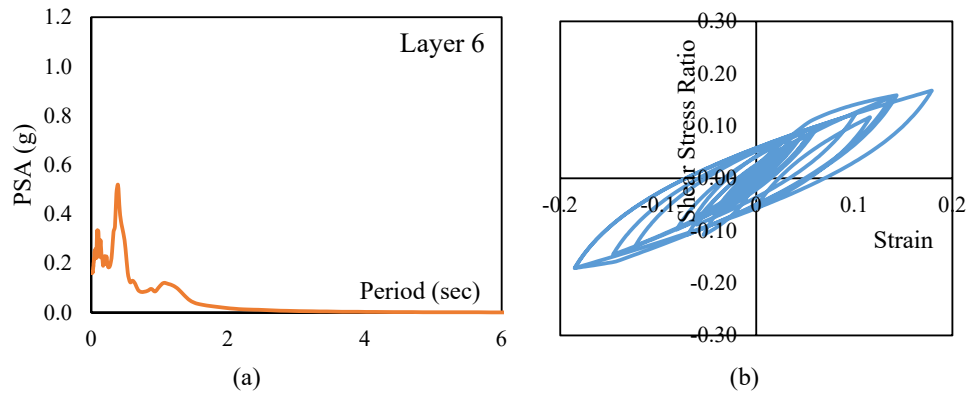
Gambar 7. 58 Hasil Analisis Lapis 3 (a) Respon Spektra (b) *Hysteretic Loops* pada Kota Palu



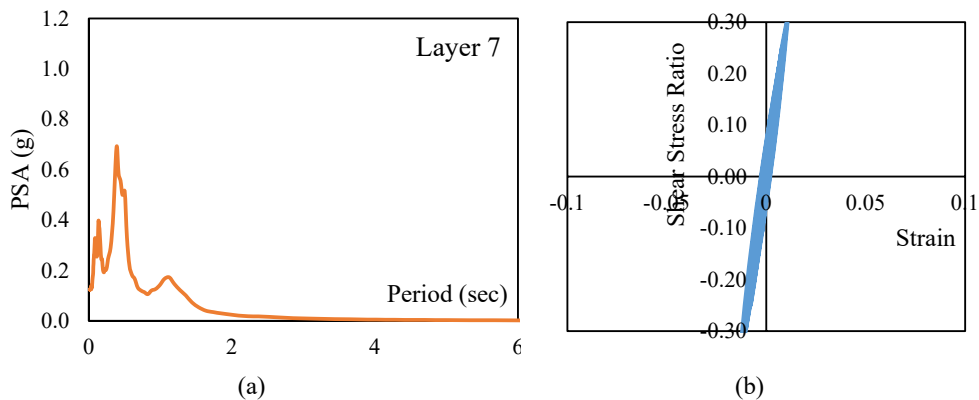
Gambar 7. 59 Hasil Analisis Lapis 4 (a) Respon Spektra (b) *Hysteretic Loops* pada Kota Palu



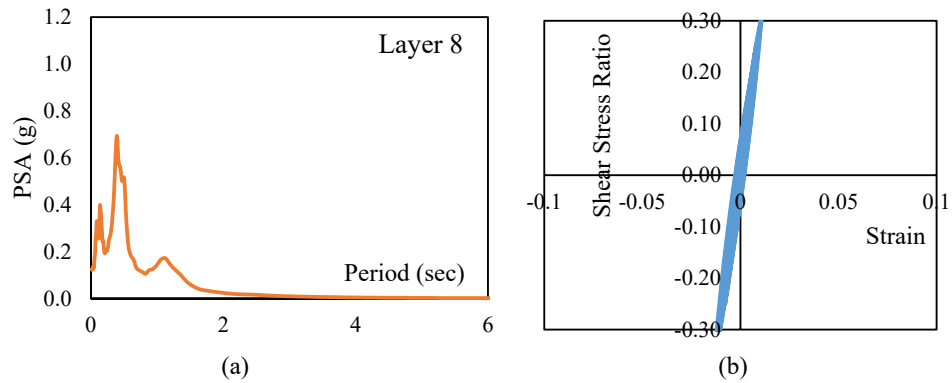
Gambar 7. 60 Hasil Analisis Lapis 5 (a) Respon Spektra (b) *Hysteretic Loops* pada Kota Palu



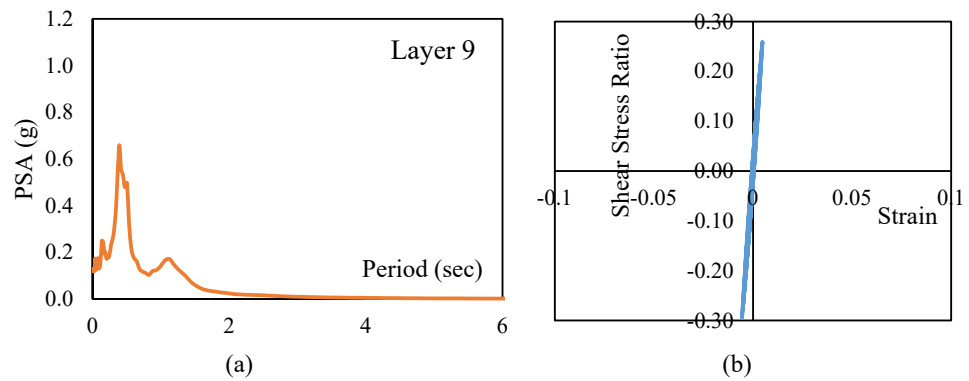
Gambar 7. 61 Hasil Analisis Lapis 6 (a) Respon Spektra (b) *Hysteretic Loops* pada Kota Palu



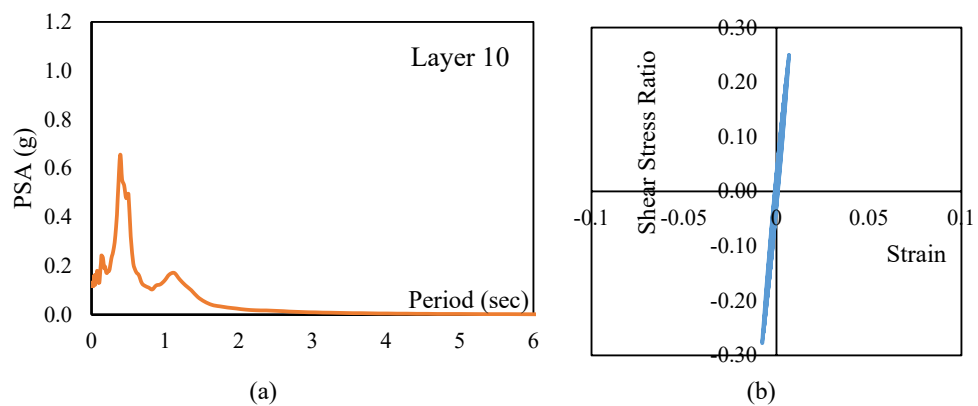
Gambar 7. 62 Hasil Analisis Lapis 7 (a) Respon Spektra (b) *Hysteretic Loops* pada Kota Palu



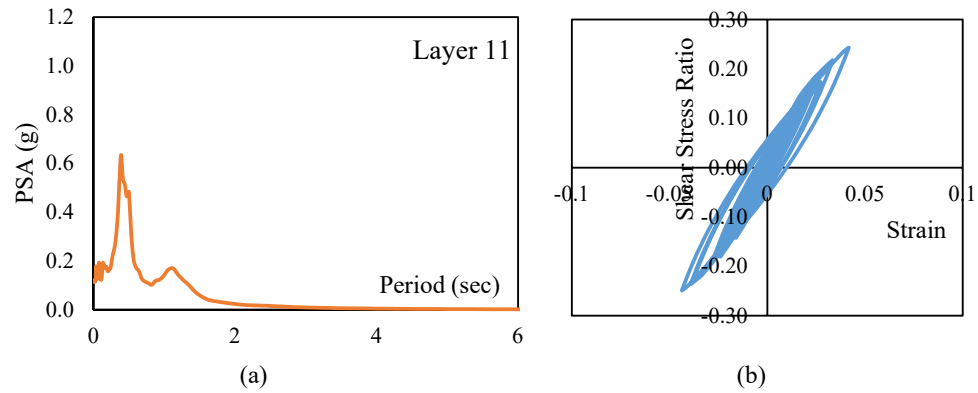
Gambar 7. 63 Hasil Analisis Lapis 8 (a) Respon Spektra (b) *Hysteretic Loops* pada Kota Palu



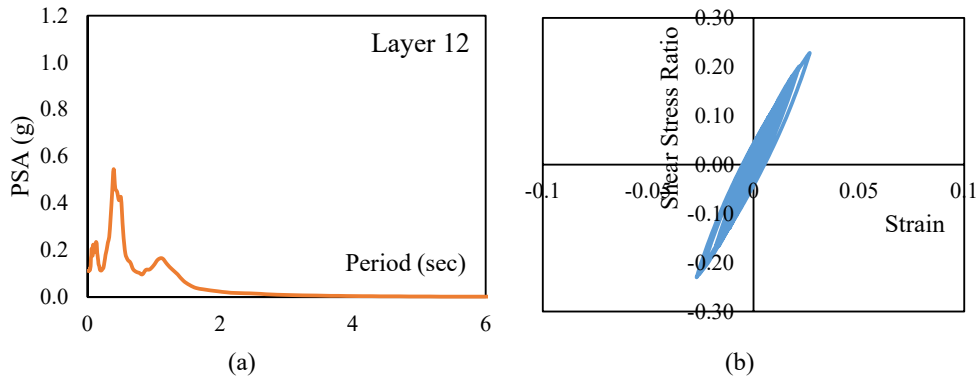
Gambar 7. 64 Hasil Analisis Lapis 9 (a) Respon Spektra (b) *Hysteretic Loops* pada Kota Palu



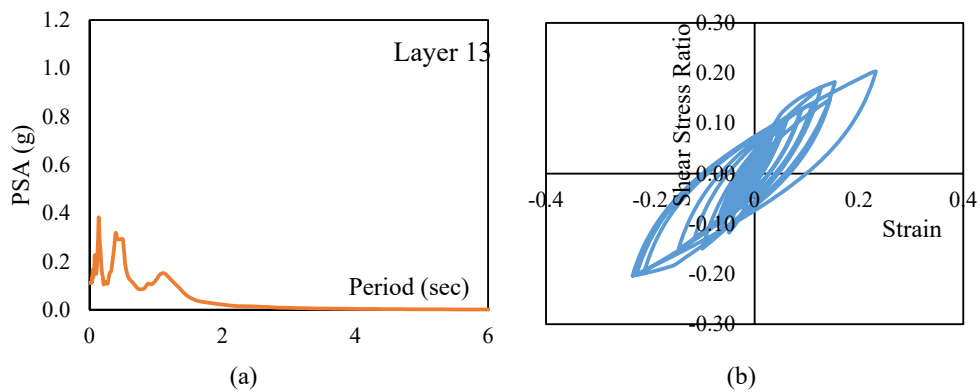
Gambar 7. 65 Hasil Analisis Lapis 10 (a) Respon Spektra (b) *Hysteretic Loops* pada Kota Palu



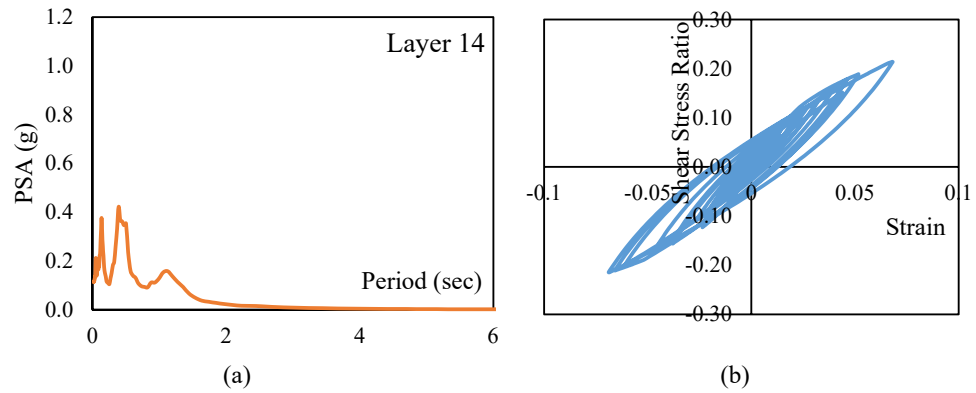
Gambar 7. 66 Hasil Analisis Lapis 11 (a) Respon Spektra (b) *Hysteretic Loops* pada Kota Palu



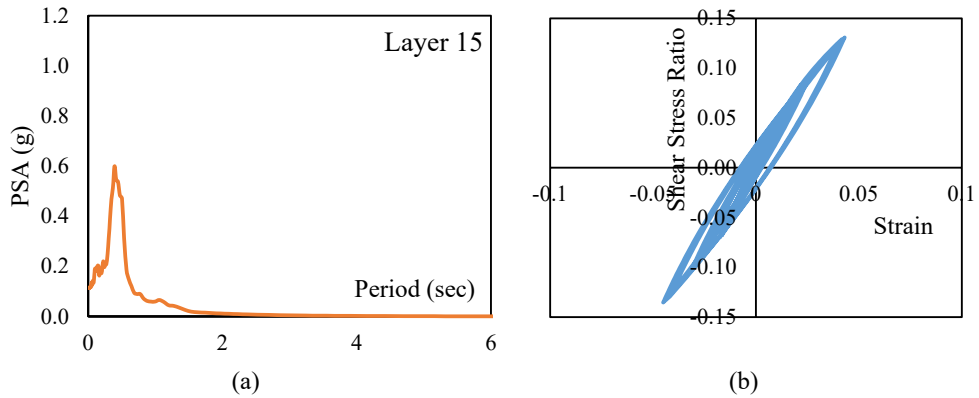
Gambar 7. 67 Hasil Analisis Lapis 12 (a) Respon Spektra (b) *Hysteretic Loops* pada Kota Palu



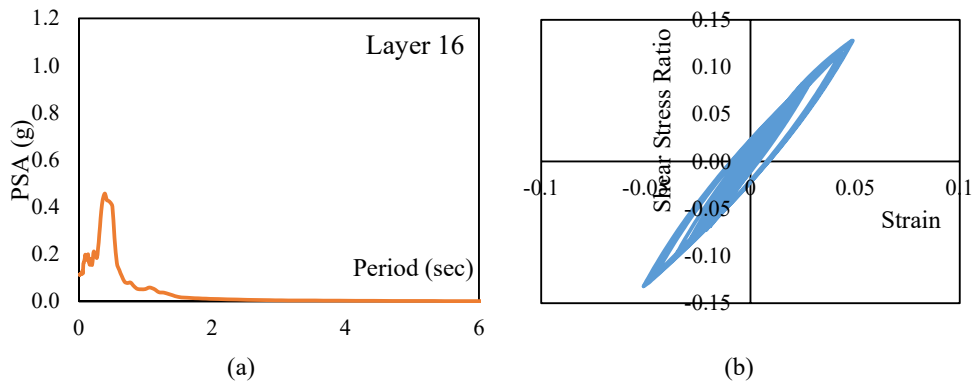
Gambar 7. 68 Hasil Analisis Lapis 13 (a) Respon Spektra (b) *Hysteretic Loops* pada Kota Palu



Gambar 7. 69 Hasil Analisis Lapis 14 (a) Respon Spektra (b) *Hysteretic Loops* pada Kota Palu



Gambar 7. 70 Hasil Analisis Lapis 15 (a) Respon Spektra (b) *Hysteretic Loops* pada Kota Palu



Gambar 7. 71 Hasil Analisis Lapis 16 (a) Respon Spektra (b) *Hysteretic Loops* pada Kota Palu

Hysteretic Loops pada Gambar 7.56 hingga Gambar 7.71 diatas menunjukkan grafik hubungan percepatan terhadap periodenya dalam respon spektra per lapisan dan grafik hubungan *shear stress ratio* dan regangannya dalam *hysteristic loop*. Pada luasan *hysteristic loop* menunjukkan redaman tanah akibat beban *cyclic* artinya semakin luas maka redaman lapis tanah akan semakin besar. Nilai *shear stress ratio* terbesar adalah 0.3165 pada regangan 0.25 pada kedalaman 16 meter dengan nilai NSPT 27 pada jenis tanah *silty clay*, hal tersebut tentu saja akan mempengaruhi perilaku tanah terhadap kerentanan likuefaksi.

Hasil analisis yang dilakukan menggunakan probablistik (PSHA) menunjukkan hasil lebih akurat (lebih kecil) dibandingkan hasil yang diperoleh dari deterministic (DSHA). Hal ini sejalan dengan penelitian sebelumnya yang telah disampaikan oleh Gashi dkk (2015), pada penelitiannya yang berjudul *Seismic Soil Liquefaction for Deterministic and Probabilistic Approach Based on in Situ Test (CPTU) Data*.

BAB VIII ANALISIS POTENSI LIKUEFAKSI

8.1 Tinjauan Umum

State parameter yang diperoleh menunjukkan tanah yang *strain softening* dengan perilaku kontraktif. Dimana tanah yang berada di sisi kanan steady state line saat diberikan tegangan pada regangan yang cukup besar akan bergerak ke arah steady state linanya. Tanah dengan perilaku kontraktif ini terindikasi berpotensi mengalami likuefaksi. Hasil *state parameter* yang bernilai positif (+) merupakan salah satu metode pendekatan yang dilakukan untuk menunjukkan suatu tanah berpotensi terhadap likuefaksi.

Untuk membuktikan adanya potensi likuefaksi, maka dilakukan pendekatan dengan melakukan Analisa potensi likuefaksi dengan menggunakan data lapangan.

8.2 *Cyclic Stress Ratio* (CSR)

Potensi likuefaksi didasarkan pada *cyclic stress ratio* (CSR) yang merupakan tegangan siklik yang terjadi akibat gempa. Seed dan Idriss (1971) menggunakan persamaan rasio tegangan siklik (CSR), sebagaimana ditunjukkan pada Persamaan 8.1.

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \cdot r_d \quad (8.1)$$

Dengan, a_{max} adalah percepatan horizontal maksimum tanah, g merupakan percepatan gravitasi, σ_{vo} adalah tegangan vertikal overburden total, σ'_{vo} adalah tegangan vertikal overburden efektif, dan r_d faktor reduksi kedalaman. Faktor 0,65 adalah asumsi bahwa tegangan geser seragam ekuivalen adalah 65% dari tegangan geser maksimum absolut yang dihasilkan oleh gempa.

Sedangkan berdasarkan Seed dan Idriss (1971), tegangan geser yang menyebabkan likuefaksi dapat pula dihitung dari tegangan geser siklik τ_{av} yang dihasilkan pada setiap titik lapisan tanah, sebagaimana Persamaan 8.2 berikut.

$$\tau_{av} = 0.65 \cdot \gamma \cdot z \cdot a_{max} \cdot g \cdot r_d \quad (8.2)$$

Dengan nilai γ adalah berat satuan total, z merupakan kedalaman, g percepatan gravitasi, a_{max} percepatan horizontal maksimum tanah, dan r_d sebagai faktor reduksi kedalaman. *Cyclic Stress Ratio (CSR)*, merupakan nilai dari fungsi percepatan yang terjadi dan tegangan vertikal serta faktor reduksi, yang hasil analisisnya dapat dilihat pada Tabel 8.1.

8.3 *Cyclic Resistance Ratio (CRR)*

Cyclic resistance ratio (CRR) yang merupakan ketahanan tanah untuk menahan likuefaksi. *Cyclic Resistance Ratio (CRR)* berdasarkan nilai SPT dari Youd, T.L dan Idriss, (2001), Persamaan 8.3.

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N1)_{60cs}} + \frac{(N1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{(10 \cdot (N1)_{60cs} + 45)^2} - \frac{1}{200} \quad (8.3)$$

Korelasi Nilai SPT (Standart Penetration Test) Berdasarkan nilai SPT, terhadap potensi likuefaksi sebagai berikut.

N SPT = 0 – 20 (Potensi likuefaksi besar)

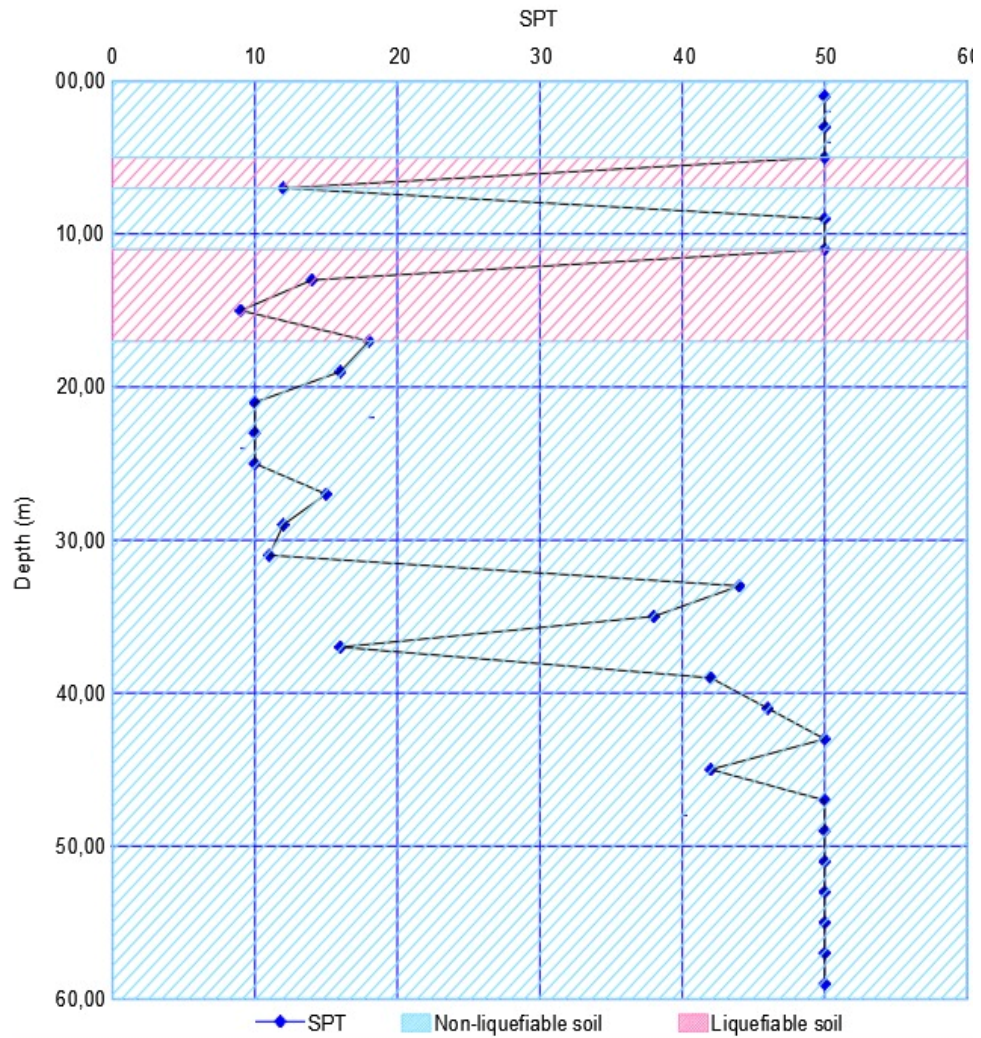
N SPT = 20 – 30 (Potensi likuefaksi sedang)

N SPT > 30 (Potensi likuefaksi tidak berarti)

8.4 Evaluasi Potensi Likuefaksi berdasarkan data SPT

Analisis Potensi Likuefaksi berdasarkan data SPT ditujukan untuk mencari potensi kejadian likuefaksi berdasarkan nilai FS (*Factor of Safety*) atau faktor keamanan dengan menggunakan metode yang direkomendasikan oleh Youd dan Idriss (2001) serta Idriss dan Boulanger (2014). *CRR* digunakan untuk menginterpretasikan ketahanan tanah yang akan diperoleh berdasarkan data SPT Sehingga hasil analisis dapat menentukan apakah tanah tersebut berpotensi likuefaksi atau tidak. Nilai Uji SPT dapat dilihat pada Gambar 8.1a. Adapun hasil

dari *Cyclic resistance ratio (CRR)* yang merupakan ketahanan tanah untuk menahan likuefaksi adalah sebagai berikut. Hasil pengujian SPT dapat dilihat pada Gambar 8.1.



Gambar 8. 1 Gambar Nilai SPT dan zona yang berpotensi terjadi Likuefaksi

Tabel 8. 1 Hasil Analisa *Cyclic Stress Ratio (CSR)*

Depth (m)	Thickness (m)	γ (KN/m ³)	a_{mak}	σ_v (KN/m ²)	σ_v' (KN/m ²)	σ_v/σ_v'	N - SPT	Dr	r_d	τ_{av}/σ_v' CSRseed	τ_{av}/σ_v' CSRdeepsoil
1	1	18.6	0.20225	18.6	18.6	1.000	40	-	0.992	0.130	0.102
3	2	18.6	0.20225	55.8	36.180	1.542	17	-	0.977	0.198	0.087
5	2	18.6	0.18957	93	53.760	1.730	4	0.218	0.962	0.205	0.126
6	1	18.6	0.18957	111.6	62.550	1.784	5	0.238	0.954	0.210	0.108
6.5	0.5	18.89	0.18957	121.045	67.090	1.804	7	0.278	0.950	0.211	0.108
7.5	1	18.89	0.18957	139.935	76.170	1.837	8	0.291	0.943	0.213	0.108
8.5	1	18.89	0.18093	158.825	85.250	1.863	10	0.319	0.935	0.205	0.108
9.5	1	18.90	0.18093	177.725	94.340	1.884	10	0.313	0.920	0.204	0.126
10.5	1	18.90	0.15075	196.625	103.430	1.901	11	0.322	0.894	0.166	0.126
11	0.5	18.90	0.13302	206.075	107.975	1.909	12	-	0.880	0.145	0.160
12	1	18.90	0.13302	224.975	117.065	1.922	12	0.327	0.854	0.142	0.168
13	1	19.33	0.13302	244.301	126.581	1.930	14	0.347	0.827	0.138	0.317
14	1	19.33	0.13302	263.627	136.097	1.937	19	0.398	0.800	0.134	0.317
17	3	19.33	0.11940	321.605	164.645	1.953	27	-	0.720	0.109	0.259
19	2	19.33	0.11261	360.257	183.677	1.961	11	0.280	0.667	0.096	0.259
21	2	19.326	0.11261	398.909	202.709	1.968	10	0.260	0.613	0.088	0.259

Tabel 8. 2 Hasil Analisa lanjutan Tabel 8.1 *Cyclic Resistance Ratio* (CRR)

FC(%)	MSF for sand	Faktor Koreksi (N1)60						$\Delta(N1)60$	α	β	(N1)60cs	CRR 7.5	
		<i>Cn</i>	<i>Ce</i>	<i>Cb</i>	<i>Cr</i>	<i>Cs</i>	(N1)60					Y&I(2001)	I&B (2014)
												0	0
50	1	2.334	1	1	0.75	1	70.02	4.00	5.0	1.200	89.02	0.64	0.53
50	1	1.673	1	1	0.75	1	21.34	4.00	5.0	1.200	30.60	0.52	0.53
9.09	1	1.373	1	1	0.75	1	4.12	0.00	0.0	0.990	4.08	0.07	0.08
9.09	1	1.273	1	1	0.75	1	4.77	1.218	0.0	0.990	4.72	0.07	0.08
9.09	1	1.229	1	1	0.75	1	6.45	1.218	0.0	0.990	6.39	0.08	0.09
5.51	1	1.153	1	1	0.75	1	6.92	4.00	0.0	0.990	6.85	0.09	0.10
5.51	1	1.090	1	1	0.75	1	8.18	0.00	0.0	0.990	8.09	0.10	0.11
2.10	1	1.036	1	1	0.75	1	7.77	4.20	0.0	1.000	7.77	0.09	0.10
2.10	1	0.990	1	1	0.75	1	8.17	1.00	1.2	1.000	9.38	0.11	0.11
65	1	0.969	1	1	0.75	1	8.72	4.60	5.0	1.200	15.46	0.16	0.16
13.33	1	0.930	1	1	0.75	1	8.37	1.218	0.0	0.990	8.29	0.10	0.11
13.33	1	0.895	1	1	0.75	1	9.39	1.218	0.0	0.990	9.30	0.11	0.11
13.33	1	0.825	1	1	0.75	1	11.75	1.218	0.0	0.990	11.64	0.13	0.13
55	1	0.784	1	1	0.75	1	15.89	4.28	5.0	1.200	24.06	0.27	0.27
17.63	1	0.743	1	1	0.75	1	6.13	1.47	0.0	0.990	6.07	0.08	0.09
17.63	1	0.707	1	1	0.75	1	5.30	1.47	0.0	0.990	5.25	0.07	0.09

Catatan

Y&I(2001) adalah Youd&Idriss (2001)

I&B(2014) adalah Idriss&Boulanger (2014)

Tabel 8. 3 Tabel Analisa LPI

SF1	SF2	SF3	SF4	L/N	L/N	L/N	L/N	LPI	ΣLPI	LPI	ΣLPI	LPI	ΣLPI	LPI	ΣLPI
				1	2	3	4	1	1	2	2	3	3	4	4
0	0	0	0												
2.00	2.00	2.00	2.00	NL	NL	NL	NL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	2.00	2.00	2.00	NL	NL	NL	NL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.32	0.52	0.39	0.64	L	L	L	L	10.21	10.21	7.22	7.22	9.08	9.08	5.38	5.38
0.33	0.65	0.40	0.78	L	L	L	L	4.66	14.88	2.48	9.70	4.18	13.26	1.54	6.92
0.39	0.76	0.45	0.87	L	L	L	L	2.05	16.93	0.80	10.50	1.87	15.12	0.44	7.36
0.41	0.80	0.46	0.90	L	L	L	L	3.72	20.65	1.26	11.76	3.40	18.53	0.64	8.00
0.47	0.89	0.51	0.97	L	L	L	L	3.04	23.68	0.62	12.38	2.80	21.32	0.17	8.17
0.46	0.75	0.51	0.82	L	L	L	L	2.83	26.51	1.33	13.71	2.60	23.92	0.95	9.12
0.65	0.86	0.68	0.90	L	L	L	L	1.68	28.19	0.69	14.40	1.50	25.42	0.46	9.58
1.13	1.03	1.10	1.00	NL	NL	NL	NL	0.00	28.19	0.00	14.40	0.00	25.42	0.00	9.58
0.69	0.59	0.75	0.63	L	L	L	L	1.23	29.41	1.66	16.06	1.00	26.42	1.46	11.04
0.78	0.34	0.82	0.36	L	L	L	L	0.79	30.20	2.32	18.37	0.63	27.04	2.25	13.28
0.95	0.40	0.97	0.41	L	L	L	L	0.14	30.34	1.79	20.16	0.10	27.14	1.77	15.06
2.51	1.06	2.47	1.04	NL	NL	NL	NL	0.00	30.34	0.00	20.16	0.00	27.14	0.00	15.06
0.84	0.31	0.97	0.36	L	L	L	L	0.16	30.50	0.69	20.85	0.03	27.17	0.64	15.70
0.84	0.29	0.99	0.34	L	L	L	L	0.00	30.50	0.00	20.85	0.00	27.17	0.00	15.70

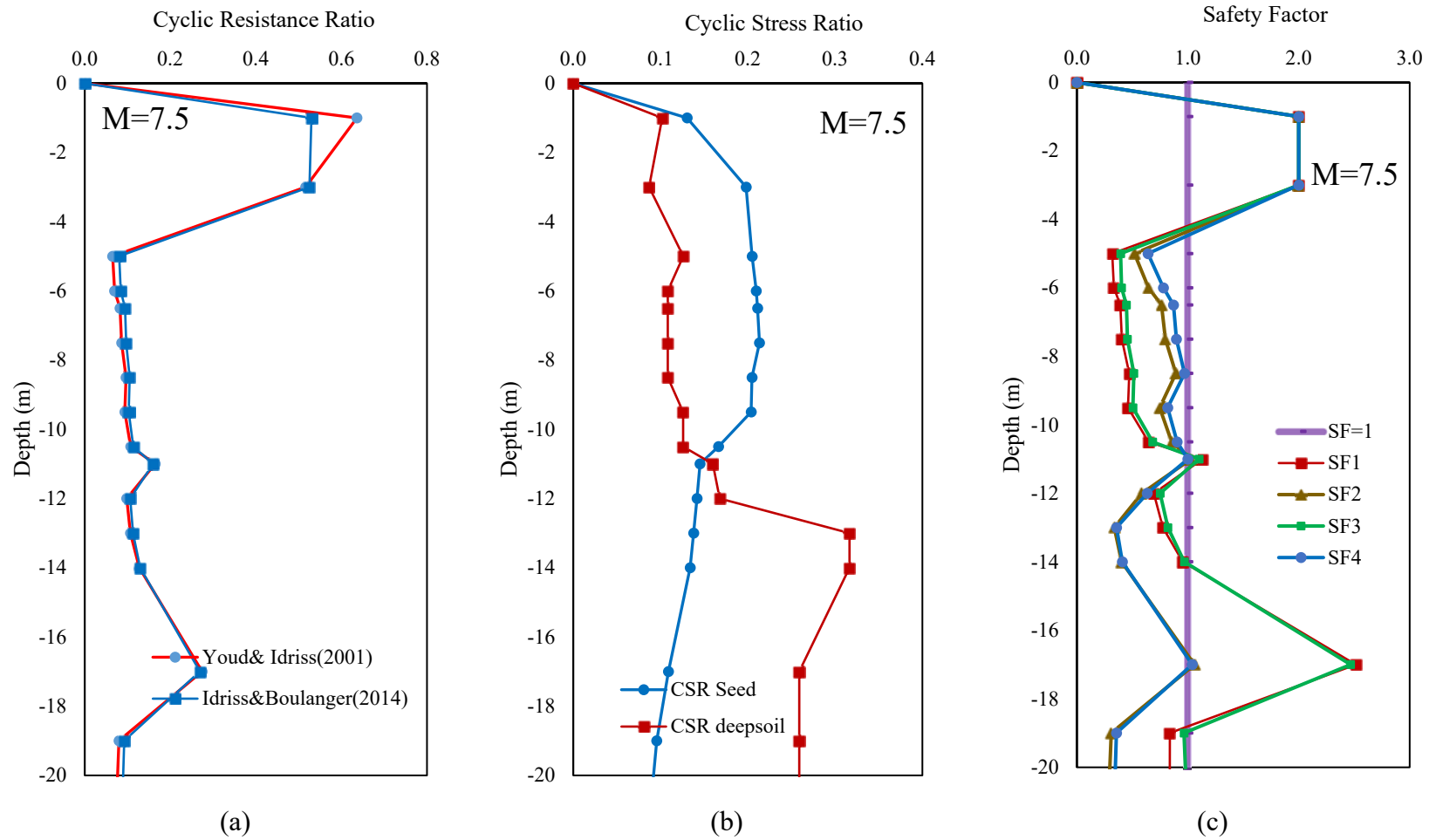
Catatan

SF1 → CSR (Seed, 1975) CRR → Youd&Idriss (2001)

SF2 → CSR (Deepsoil) CRR → Youd&Idriss (2001)

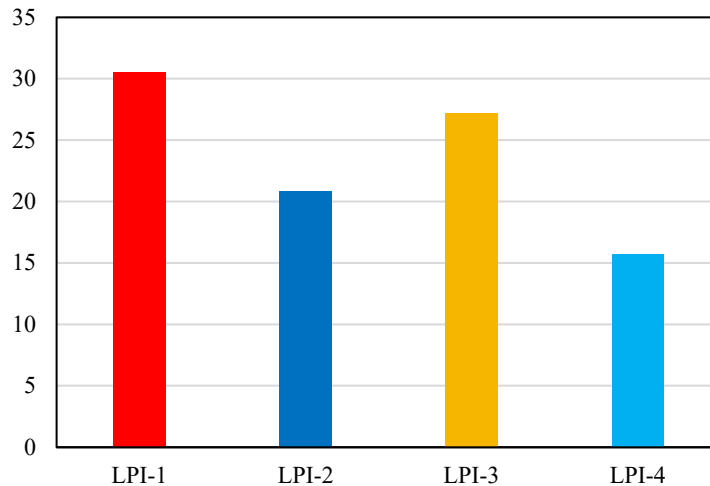
SF3 → CSR (Seed, 1975) CRR → Idriss&Boulanger (2014)

SF4 → CSR (Deepsoil) CRR → Idriss&Boulanger (2014)



Gambar 8. 2 *Cyclic Resistance Ratio* (CRR) berdasarkan data SPT

Dari hasil analisis berdasarkan data SPT maka lapisan tanah di Kota Palu khususnya RS Anutapura memiliki kecenderungan berpotensi likuefaksi. Ini terbukti dengan nilai *safety factor* yang kurang dari satu. Walaupun demikian pada kedalaman lebih dari 20-meter berdasarkan Seed (1975) maka lapisan tanah telah tidak memiliki kecenderungan likuefaksi. Adapun nilai LPI dapat dilihat pada Gambar 8.3.

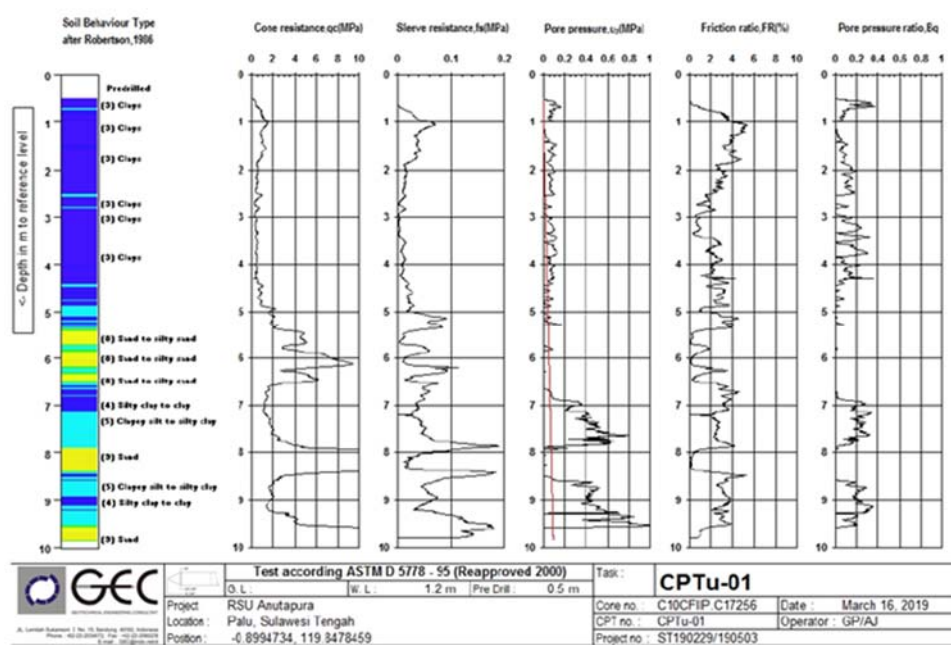


Gambar 8. 3 Hasil penjumlahan nilai LPI

8.5 Evaluasi Potensi Likuefaksi pada Tanah Pasir dan Pasir kelanauan Berdasarkan *Cone Penetration Test* (CPT)

Hasil dari pengujian CPTU dilakukan hingga kedalaman penetrasi mencapai 9.86 m, lapisan tanah yang dijumpai beragam mulai dari tanah lempung lunak, lapis tanah lanau kelempungan lunak hingga lapisan tanah pasir lepas. Tekanan air pori terbaca mulai dari kedalaman 1.2 m, hal ini dapat diartikan sebagai muka air, dapat dilihat pada Gambar 8.4. Hasil uji CPTU digunakan untuk melakukan analisis likuefaksi di Kota Palu yang didasarkan berbagai magnitudo gempa yang menggambarkan kekuatan guncangan yang dapat menyebabkan fenomena likuefaksi di suatu wilayah. Peninjauan analisis potensi likuefaksi juga didasarkan pada hubungan terhadap parameter state kondisi. Pada analisis kali ini akan menyajikan hubungan antara *undrained steady state shear strength* terhadap *cone tip resistance*. Hubungan likuefaksi berdasarkan data-

data CPT dikembangkan oleh Robertson et al (1985), Seed et all (1986), Shibata (1988) dan Rahardjo (1989). Potensi Likuefaksi menggunakan nilai *Cone Penetration Test* dengan data acuan tahanan ujung (q_c). Penelitian ini sejalan dengan Klibbe (2016) yang melakukan penelitian kerentananan likuefaksi menggunakan data CPTU dengan perhitungan CSR didasarkna pada respon analysis pada lokasi dan menggunakan shearwave velocity disepanjang lapisan tanahnya.

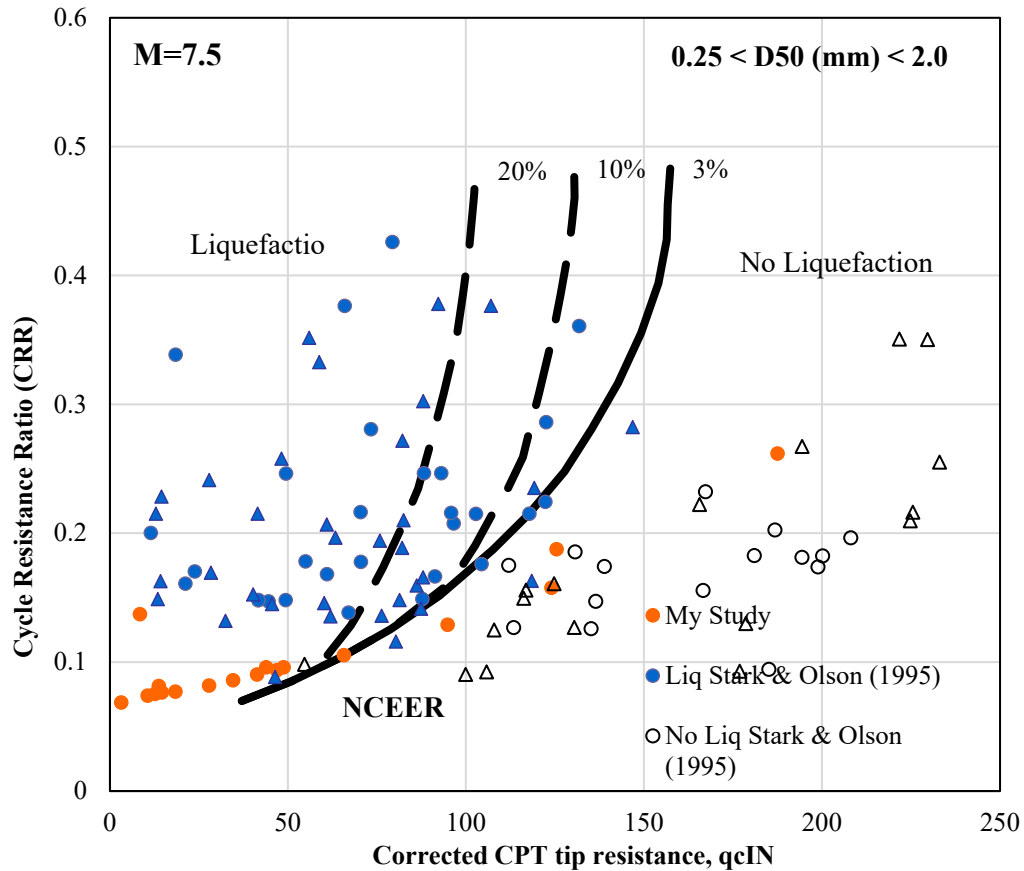


Gambar 8. 4 Hasil Pengujian CPTU
(Sumber: *Geotechnical Engineering Consultant*)

8.5.1 Evaluasi Potensi Likuefaksi Berdasarkan data *Cone Penetration Test* (CPT)

Analisa potensi likuefaksi berdasarkan data CPT dengan menghitung nilai tahanan ujung terkoreksi ($qcIN$). Youd et al (2001) menyatakan bahwa prosedur CPT membutuhkan normalisasi tahanan ujung berupa $qcIN = CQ (qc/Pa)$. Adapun Faktor normalisasi tahanan ujung konus $CQ = (Pa/\sigma'_{v0})^n$, dimana n merupakan nilai eksponen yang bervariasi berdasarkan jenis tanah, Gambar 8.4a. Robertson & Wride, 1998, melakukan perhitungan $F = [f_s/(q_c - \sigma'_{v0})] \times 100\%$ dimana F merupakan rasio gesekan ternormalisir. Kemudian $Q = [(q_c - \sigma'_{v0})/P_a][(P_a/\sigma'_{v0})^n]$ yang merupakan

Q adalah tahanan ujung konus tak berdimensi. Sehingga diperoleh nilai $I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5}$. Sehingga $(q_{cIN})_{cs} = K_c \cdot q_{cIN}$.



Gambar 8. 5 NCEER Evaluasi Potensi Likuefaksi berdasarkan Data CPT Robertson & Wride (1998)

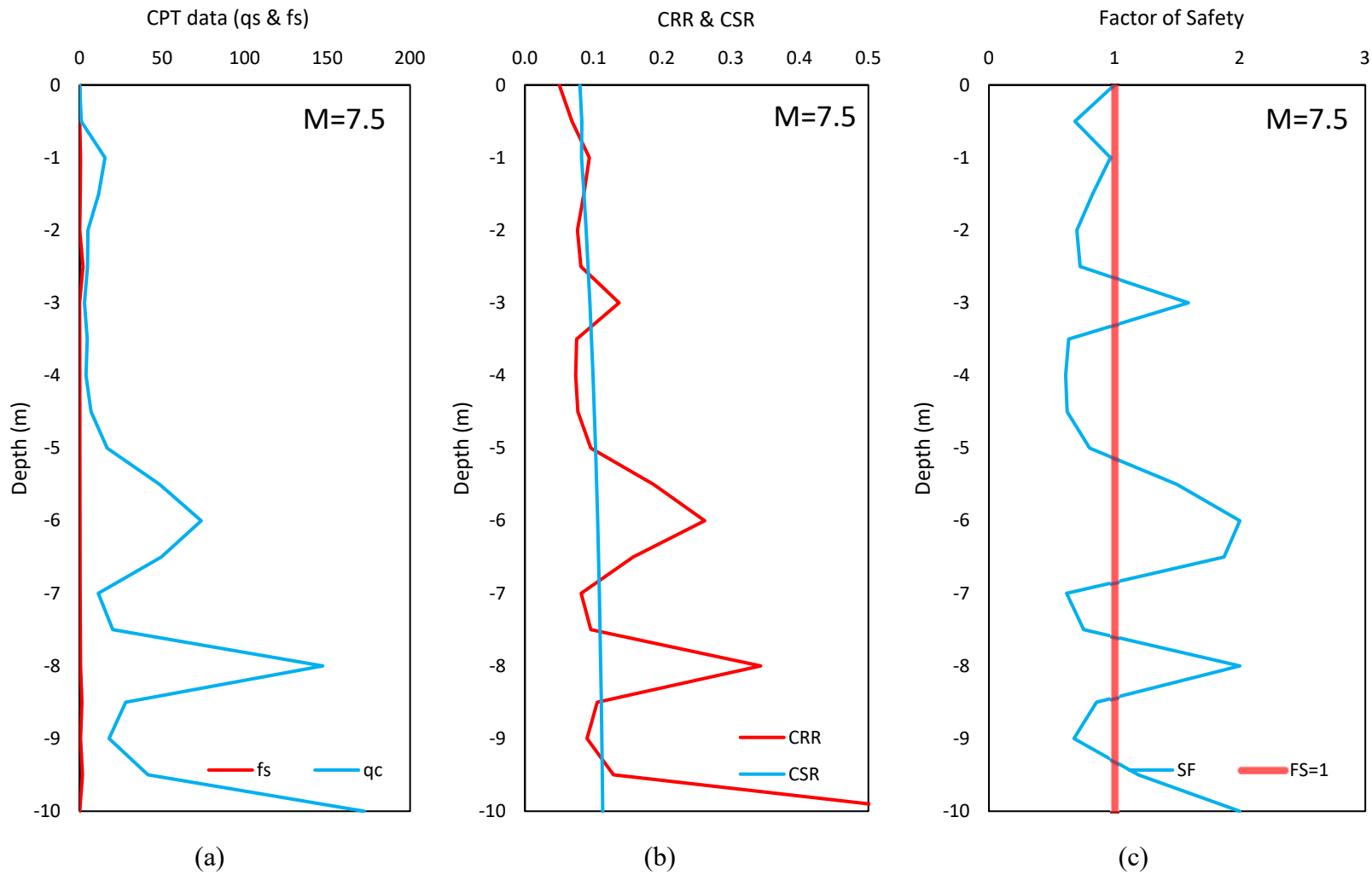
Robertson & Wride (1998) menyatakan K_c merupakan faktor koreksi untuk karakteristik butir yang mana jika $I_c \leq 1.64$ maka nilai $K_c = 1$, sedangkan jika $I_c \geq 1.64$ maka nilai $K_c = -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.631I_c^2 + 33.75I_c - 17.88$.

Cyclic Resistance Ratio (CRR) untuk $(q_{cIN})_{cs} < 50$ dapat dinyatakan dalam persamaan $CRR_{7.5} = 0.833[(q_{cIN})_{cs}/1000] + 0.05$ atau $(q_{cIN})_{cs} < 160$ maka $CRR_{7.5} = 93[(q_{cIN})_{cs}/1000]^3 + 0.08$.

Adapun hasil perhitungan Robertson & Wride (1998) dapat dilihat pada tabel 8.3 dan Gambar 8.5 dengan percepatan maksimum yang digunakan sebesar 0.128 pada Magnitude 7.4.

Tabel 8. 4 Tabel hasil Analisis Potensi Likuefaksi menggunakan metode Robertson & Wride (1998) berdasarkan data CPT

Depth (m)	qc (kg/cm2)	fs (kg/cm2)	γ (gr/cm3)	σ ₀ (kN/m2)	σ' ₀ (kN/m2)	rd	CSR	F	Q	Ic	Kc	C _Q	qcIN	(qcIN) _{cs}	CRR	SF	Condition
0.5	1.00	0.10	1.86	9.30	9.300	1.00	0.083	0.110	2.892	3.020	7.0	3.3004	3.195	22.348	0.057	0.686	L
1.0	15.40	0.60	1.86	10.23	10.23	0.99	0.083	0.039	46.593	1.811	1.1	3.1468	46.911	52.527	0.080	0.969	L
1.5	11.60	0.40	1.86	11.16	10.67	0.99	0.086	0.035	34.260	1.950	1.2	3.0813	34.600	43.097	0.071	0.828	L
2.0	5.00	0.10	1.86	12.09	11.11	0.98	0.089	0.021	14.255	2.363	2.2	3.0197	14.616	31.828	0.063	0.701	L
2.5	4.80	2.00	1.86	13.02	11.55	0.98	0.092	0.429	13.381	2.494	2.7	2.9617	13.761	37.825	0.067	0.727	L
3.0	3.00	0.00	1.86	13.95	11.99	0.98	0.095	0.000	8.041	3.403	12.4	2.9069	8.442	104.703	0.150	1.590	NL
3.5	4.60	0.10	1.86	14.88	12.43	0.97	0.097	0.022	12.294	2.419	2.4	2.8550	12.713	30.523	0.062	0.636	L
4.0	3.90	0.10	1.86	15.81	12.87	0.97	0.099	0.027	10.155	2.488	2.7	2.8059	10.593	28.845	0.061	0.611	L
4.5	6.90	0.20	1.86	16.74	13.31	0.97	0.101	0.030	17.973	2.237	1.8	2.7591	18.429	32.619	0.063	0.624	L
5.0	16.70	0.20	1.86	17.67	13.75	0.96	0.103	0.012	43.411	1.960	1.3	2.7147	43.885	55.193	0.083	0.804	L
5.5	48.50	0.10	1.86	18.60	14.19	0.96	0.105	0.002	124.970	2.007	1.3	2.6723	125.460	165.114	0.363	1.500	NL
6.0	73.60	0.10	1.86	19.53	14.63	0.95	0.106	0.001	186.999	2.036	1.4	2.6318	187.507	254.298	2.000	2.000	NL
6.5	49.50	0.30	1.97	20.52	15.12	0.95	0.107	0.006	123.505	1.700	1.0	2.5884	124.029	129.238	0.201	1.874	NL
7.0	11.30	0.40	1.97	21.50	15.61	0.95	0.108	0.036	27.321	2.046	1.4	2.5471	27.862	38.205	0.067	0.620	L
7.5	20.10	0.50	1.97	22.49	16.11	0.94	0.109	0.025	48.236	1.826	1.1	2.5077	48.793	55.199	0.083	0.755	L
8.0	147.20	0.60	1.97	23.47	16.60	0.94	0.110	0.004	351.395	1.490	1.0	2.4701	351.967	351.967	2	2.000	NL
8.5	27.90	1.40	1.97	24.46	17.10	0.93	0.111	0.051	65.152	1.658	1.0	2.4341	65.739	66.561	0.095	0.858	L
9.0	17.80	0.60	1.97	25.44	17.59	0.93	0.112	0.034	40.745	1.876	1.2	2.3996	41.348	48.477	0.076	0.679	L
9.5	41.40	1.70	1.97	26.43	18.09	0.93	0.113	0.041	94.227	1.505	1.0	2.3666	94.844	94.844	0.134	1.191	NL
9.9	172.30	0.10	1.97	27.13	18.44	0.92	0.113	0.001	390.269	2.199	1.7	2.3437	390.897	653.685	2	2.000	NL



Gambar 8. 6 Grafik Hasil Analisis Potensi Likuefaksi berdasarkan data CPT

8.5.2 Evaluasi Potensi Likuefaksi Metode Shibata dan Teparaksa Berdasarkan data *Cone Penetration Test* (CPT)

Metode Shibata dan Teparaksa (1988) menganalisa potensi likuefaksi berdasarkan data CPT. Data CPT diterapkan pada pasir bersih dengan normalisasi ketahanan ujung cone dilakukan pada $D50 \geq 0.25$ mm dengan factor koreksi $C_2=1$ sedangkan untuk tanah *silty sand* dengan $D < 0.25$ mm memiliki factor koreksi $C_2=D50/0.25$. Nilai q_c yang sama pada uji CPT ketahanan terhadap likuefaksi lebih besar pada tanah pasir yang berbutir halus. Pada prosedur ini memperhitungkan Batasan kritis konus yang dinormalisasi terhadap *Cyclic Stress Ratio* dan butiran tanah. CSR dihitung menggunakan persamaan Tokimatsu dan Yoshimi, Persamaan 8.5.

$$CSR = \frac{\tau}{\sigma'_0} = 0.1 (M - 1) \cdot \frac{a_{maks} \sigma_0}{g \sigma'_0} \cdot r_d \quad (8.5)$$

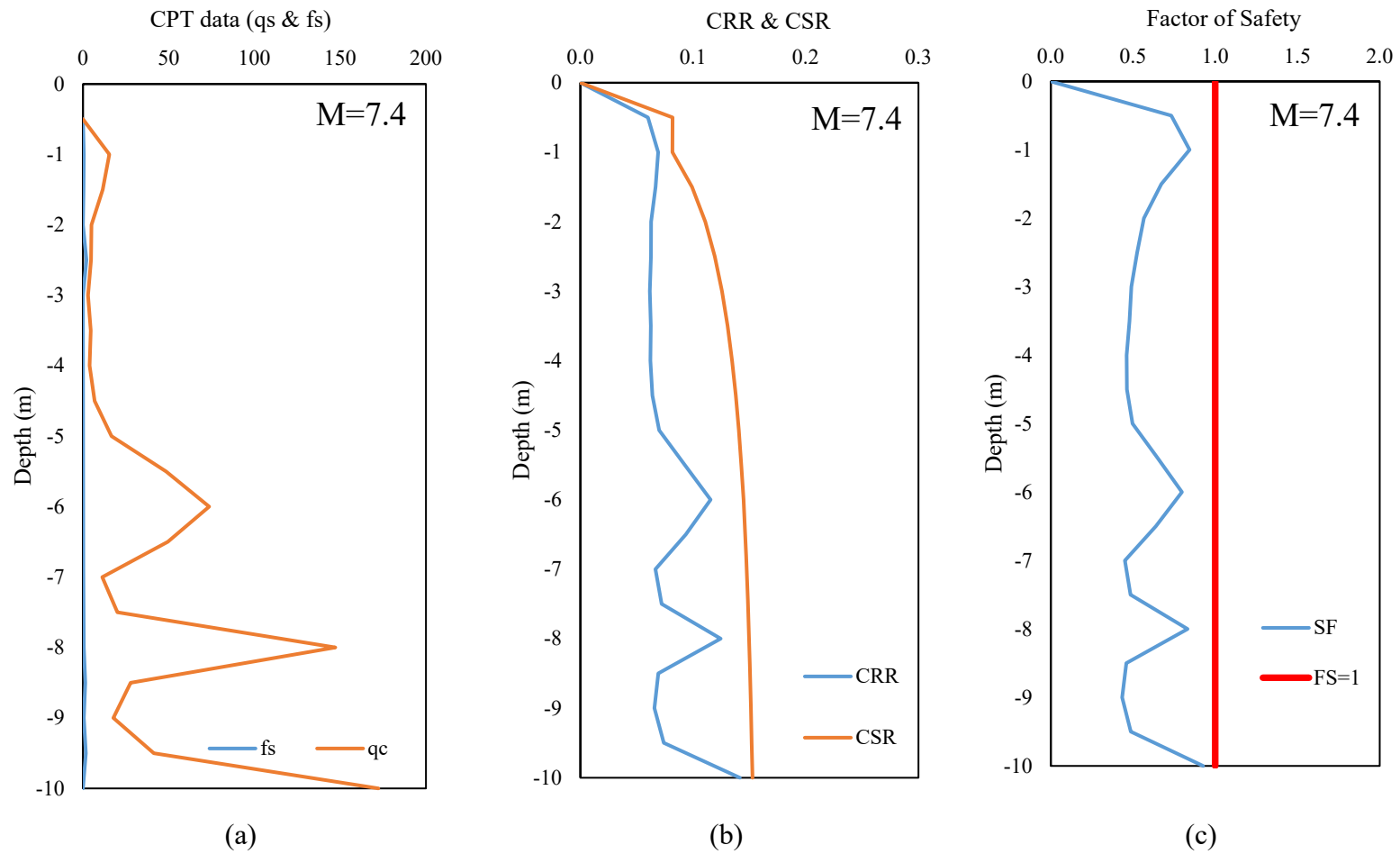
Faktor reduksi $r_d = 1 - 0.0015z$, dimana z adalah kedalaman yang ditinjau. M adalah magnitude gempa yang diperkirakan, a_{maks} adalah percepatan gempa maksimum di permukaan. Faktor koreksi C_1 dan C_2 dengan $C_1 = \frac{1.7}{(0.7 + \sigma_0)}$, Sehingga diperoleh daya dukung ujung terkoreksi q_{C1} adalah $q_{C1} = C_1 \times q_c$. *Cyclic Resistance Ratio* (CRR) adalah $CRR = \frac{\tau}{\sigma'_0} = 0.1 + 0.2 \left[\frac{\frac{q_{C1}}{C_2} - 50}{250 - \frac{q_{C1}}{C_2}} \right]$ dan penentu likuefaksi berdasarkan $SF = CRR / CSR$ atau $SF = \frac{\tau}{\sigma'_0} resistance / \frac{\tau}{\sigma'_0} seismic$. Untuk $SF > 1$ maka tidak berpotensi likuefaksi “NL” dan jika $SF < 1$ maka berpotensi Likuefaksi “L”.

Adapun hasil analisis potensi likuifasi berdasarkan data CPT dapat dilihat pada Tabel 8.3 dan Gambar 8.5. Sedangkan untuk analisis potensi likuefaksi berdasarkan Shibata dan Teparaksa terdapat pada table 8.4 dan Gambar 8.6.

Tabel 8. 5 hasil Analisis Potensi Likuefaksi menggunakan metode Shibata Teparaksa berdasarkan data CPT

Depth (m)	q_c (kg/cm ²)	f_s (kg/cm ²)	FR (%)	γ (gr/cm ³)	σ_0 (gr/cm ³)	σ'_0 (gr/cm ³)	rd	CSR	$C1$	$qc1$	$C2$	CRR_{CPT}	SF	Condition
-0.5	0.00	0.00	0.00	1.86	0.93	0.93	1.00	0.082	1.192	0.000	1.4	0.060	0.733	L
-1.0	15.40	0.60	3.86	1.86	1.86	1.86	1.00	0.082	1.193	18.375	1.4	0.069	0.844	L
-1.5	11.60	0.40	3.14	1.86	2.79	2.30	1.00	0.099	1.194	13.849	1.4	0.067	0.673	L
-2.0	5.00	0.10	2.63	1.86	3.72	2.74	1.00	0.111	1.195	5.973	1.4	0.063	0.566	L
-2.5	4.80	2.00	2.03	1.86	4.65	3.18	1.00	0.119	1.195	5.738	1.4	0.063	0.525	L
-3.0	3.00	0.00	0.64	1.86	5.58	3.62	1.00	0.126	1.196	3.588	1.4	0.062	0.491	L
-3.5	4.60	0.10	2.47	1.86	6.51	4.06	0.99	0.131	1.197	5.506	1.4	0.063	0.479	L
-4.0	3.90	0.10	2.03	1.86	7.44	4.50	0.99	0.135	1.198	4.671	1.4	0.062	0.462	L
-4.5	6.90	0.20	2.35	1.86	8.37	4.94	0.99	0.138	1.198	8.269	1.4	0.064	0.464	L
-5.0	16.70	0.20	1.27	1.86	9.30	5.38	0.99	0.141	1.199	20.026	1.4	0.070	0.497	L
-5.5	48.50	0.10	0.18	1.86	10.23	5.82	0.99	0.143	1.200	58.194	1.4	0.093	0.649	L
-6.0	73.60	0.10	0.17	1.86	11.16	6.26	0.99	0.145	1.201	88.367	1.4	0.116	0.798	L
-6.5	49.50	0.30	0.70	1.89	12.11	6.71	0.99	0.146	1.201	59.470	1.4	0.094	0.640	L
-7.0	11.30	0.40	3.43	1.89	13.05	7.16	0.99	0.148	1.202	13.585	1.4	0.067	0.451	L
-7.5	20.10	0.50	2.50	1.89	14.00	7.62	0.99	0.149	1.203	24.179	1.4	0.072	0.485	L
-8.0	147.20	0.60	0.39	1.89	14.94	8.07	0.99	0.150	1.204	177.188	2.5	0.125	0.832	L
-8.5	27.90	1.40	5.03	1.89	15.89	8.53	0.99	0.151	1.204	33.605	2.5	0.069	0.460	L
-9.0	17.80	0.60	3.53	1.89	16.83	8.98	0.99	0.151	1.205	21.454	2.5	0.066	0.434	L
-9.5	41.40	1.70	4.06	1.89	17.78	9.44	0.99	0.152	1.206	49.930	2.5	0.074	0.487	L
-10.0	172.30	0.10	0.00	1.89	18.72	9.89	0.99	0.153	1.207	207.934	2.5	0.141	0.926	L

Hasil analisis Potensi Likuefaksi pada Tabel 8.4 menggunakan metode Shibata Teparaksa berdasarkan data CPT dengan menggunakan nilai a_{mak} sebesar 0.128 hasil dari perhitungan DSHA dengan mempertimbangkan level air tanah pada -1.2 meter.



Gambar 8. 7 Grafik hasil analisis potensi likuefaksi yang memperlihatkan kedalaman dan ketebalan lapisan tanah yang terlikuefaksi Shibata dan Terapaksa (1988)

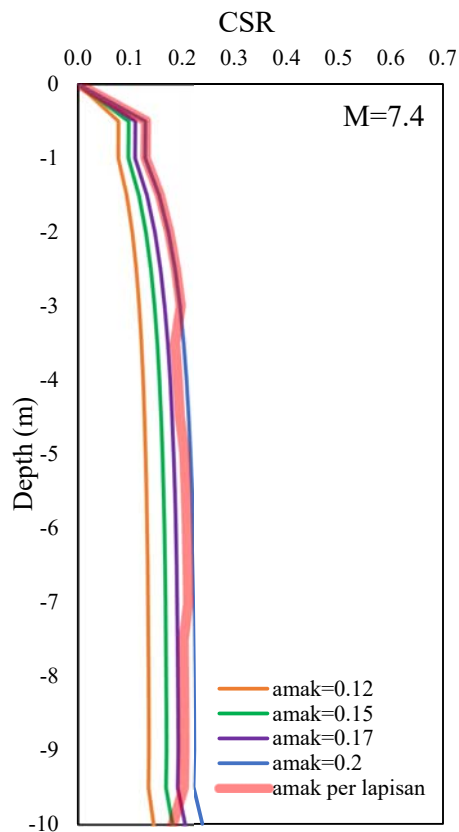
8.5.3 Evaluasi Potensi Likuefaksi Berdasarkan data *Cone Penetration Test (CPT)* dengan variasi nilai percepatan.

Percepatan tanah merupakan salah satu fungsi yang digunakan dalam perhitungan *cyclic stress ratio*. Agar diperoleh hasil ketahanan terhadap potensi likuefaksi yang memiliki nilai keamanan yang memadai maka dipergunakan fungsi dari percepatan tanah maksimum yang diperoleh dari perambatan gelombang percepatan tanah dari batuan dasar ke permukaan. Hal ini dilakukan untuk mengantisipasi jika terjadi amplifikasi akibat karakteristik dari suatu lapisan tanah. Analisis kali ini mencoba melakukan perhitungan terhadap ketahanan likuefaksi dengan menggunakan percepatan maksimum di setiap lapisan tanahnya yang didasarkan pada perambatan gelombang *nonlinear and equivalent linear seismic site response of one-dimensional soil column* yang diharapkan dapat menggambarkan kondisi riil kerentanan likuefaksi dari setiap lapisan tanah, Tabel 8.6.

Tabel 8. 6 Hasil *Cyclic Stress Ratio* berdasarkan variasi percepatan tanah.

No	Depth	σ_{amaks}	σ (t/m ²)	σ'_0 (t/m ²)	Γ_d	CSR/lapisan	CSR0.12	CSR0.15	CSR0.17	CSR0.2
1	-0.5	0.202248	0.93	0.93	1.00	0.129	0.077	0.096	0.108	0.128
2	-1.0	0.202248	1.86	1.86	0.99	0.128	0.076	0.095	0.108	0.127
3	-1.5	0.202248	2.79	2.30	0.99	0.155	0.092	0.115	0.130	0.154
4	-2.0	0.202248	3.72	2.74	0.98	0.173	0.103	0.128	0.146	0.171
5	-2.5	0.202248	4.65	3.18	0.98	0.186	0.110	0.138	0.156	0.184
6	-3.0	0.202248	5.58	3.62	0.98	0.195	0.116	0.145	0.164	0.193
7	-3.5	0.184342	6.51	4.06	0.97	0.184	0.120	0.150	0.170	0.200
8	-4.0	0.184342	7.44	4.50	0.97	0.189	0.123	0.154	0.174	0.205
9	-4.5	0.184342	8.37	4.94	0.97	0.193	0.126	0.157	0.178	0.210
10	-5.0	0.189572	9.30	5.38	0.96	0.202	0.128	0.160	0.181	0.213
11	-5.5	0.189572	10.23	5.82	0.96	0.204	0.129	0.162	0.183	0.216
12	-6.0	0.189572	11.16	6.26	0.95	0.207	0.131	0.163	0.185	0.218
13	-6.5	0.189572	12.11	6.71	0.95	0.208	0.132	0.165	0.187	0.219
14	-7.0	0.189572	13.05	7.16	0.95	0.209	0.132	0.166	0.188	0.221
15	-7.5	0.180931	14.00	7.62	0.94	0.201	0.133	0.166	0.188	0.222
16	-8.0	0.180931	14.94	8.07	0.94	0.201	0.133	0.167	0.189	0.222
17	-8.5	0.180931	15.89	8.53	0.93	0.202	0.134	0.167	0.189	0.223
18	-9.0	0.180931	16.83	8.98	0.93	0.202	0.134	0.167	0.190	0.223
19	-9.5	0.180931	17.78	9.44	0.92	0.201	0.133	0.166	0.189	0.222
20	-10.0	0.150746	18.72	9.89	0.99	0.180	0.143	0.179	0.203	0.239

Pada Tabel 8.5 menunjukkan hasil dengan percepatan maksimum konstan yang digunakan seiring dengan kedalaman tanah CSR akan menunjukkan hasil semakin besar seiring dengan kedalaman. Hal tersebut akan berbeda dengan analisis yang dilakukan dengan mempertimbangkan percepatan maksimum sesuai dengan percepatan yang terjadi disetiap lapisan tanah, Gambar 8.8.



Gambar 8. 8 *Cyclic Stress Ratio* berdasarkan variasi percepatan tanah pada *magnitude 7.4*

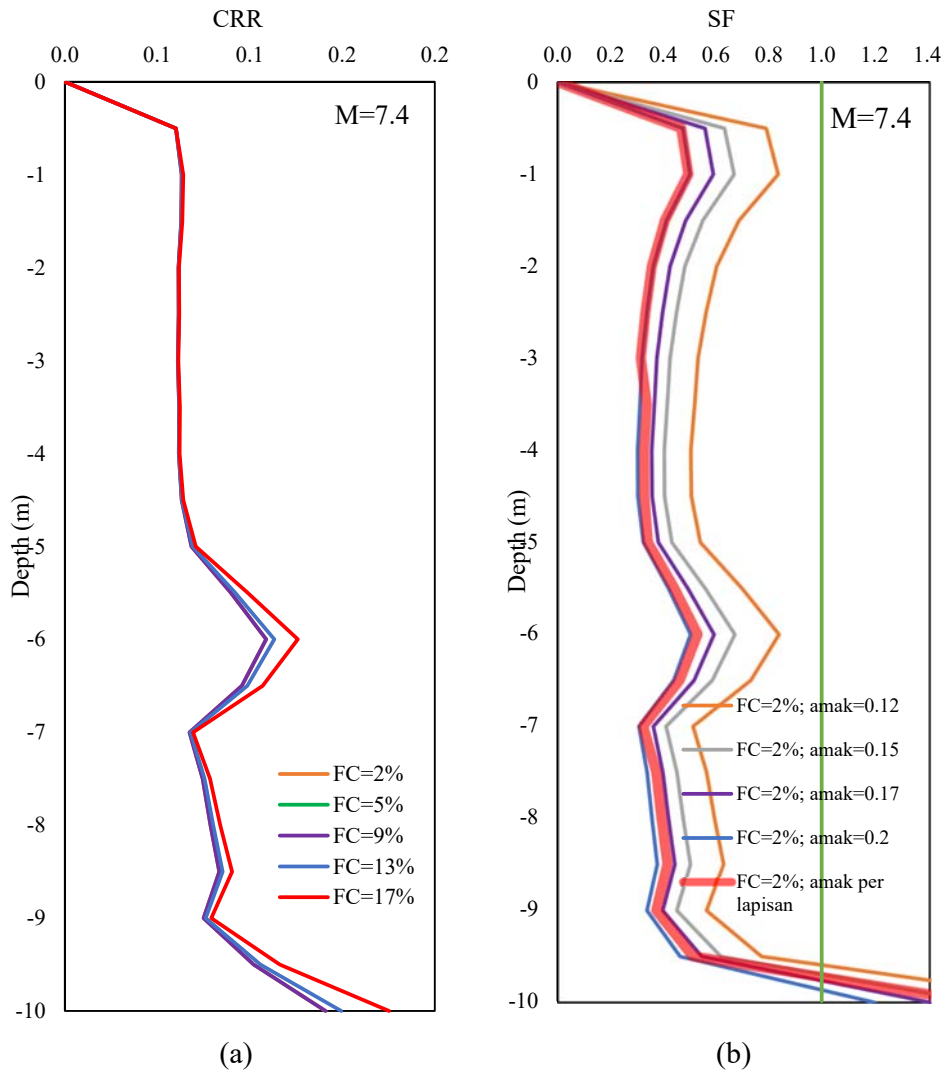
Trend Cyclic Stress Ratio pada penelitian kali ini cenderung akan mengalami penurunan dengan menggunakan nilai percepatan maksimum pada setiap lapisan tanah walaupun seiring dengan bertambahnya kedalaman tanah. Sehingga percepatan tanah di tiap lapisan akan mempengaruhi ketahanan tanah terhadap likuefaksi yang terjadi.

Tabel 8. 7 *Cyclic Resistance Ratio* berdasarkan variasi *finer content*

No	Depth	C_1	qc_1	C_2 2%	C_2 5%	C_2 9%	C_2 13%	C_2 17%	CRR 2%	CRR 5%	CRR 9%	CRR 13%	CRR 17%
1	-0.5	2.771	0.000	1.37	2.46	1.37	1.28	1.10	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060
2	-1.0	4.352	6.702	1.37	2.46	1.37	1.28	1.10	0.063	0.062	0.063	0.063	0.064
3	-1.5	5.099	5.915	1.37	2.46	1.37	1.28	1.10	0.063	0.062	0.063	0.063	0.064
4	-2.0	5.846	2.923	1.37	2.46	1.37	1.28	1.10	0.061	0.061	0.061	0.061	0.062
5	-2.5	6.593	3.165	1.37	2.46	1.37	1.28	1.10	0.061	0.061	0.061	0.062	0.062
6	-3.0	7.341	2.202	1.37	2.46	1.37	1.28	1.10	0.061	0.061	0.061	0.061	0.061
7	-3.5	8.088	3.720	1.37	2.46	1.37	1.28	1.10	0.062	0.061	0.062	0.062	0.062
8	-4.0	8.835	3.446	1.37	2.46	1.37	1.28	1.10	0.062	0.061	0.062	0.062	0.062
9	-4.5	9.582	6.612	1.37	2.46	1.37	1.28	1.10	0.063	0.062	0.063	0.063	0.064
10	-5.0	10.329	17.250	1.37	2.46	1.37	1.28	1.10	0.068	0.065	0.068	0.069	0.071
11	-5.5	11.076	53.720	1.37	2.46	1.37	1.28	1.10	0.090	0.075	0.090	0.092	0.099
12	-6.0	11.824	80.123	1.37	2.46	1.37	1.28	1.10	0.109	0.084	0.109	0.113	0.126
13	-6.5	12.596	62.351	1.37	2.46	1.37	1.28	1.10	0.096	0.078	0.096	0.099	0.107
14	-7.0	13.369	15.107	1.37	2.46	1.37	1.28	1.10	0.067	0.064	0.067	0.068	0.069
15	-7.5	14.141	28.424	1.37	2.46	1.37	1.28	1.10	0.074	0.068	0.074	0.076	0.078
16	-8.0	14.914	35.870	1.37	2.46	1.37	1.28	1.10	0.079	0.070	0.079	0.080	0.084
17	-8.5	15.687	43.766	1.37	2.46	1.37	1.28	1.10	0.083	0.072	0.083	0.085	0.090
18	-9.0	16.459	29.298	1.37	2.46	1.37	1.28	1.10	0.075	0.068	0.075	0.076	0.079
19	-9.5	17.232	71.341	1.37	2.46	1.37	1.28	1.10	0.102	0.081	0.102	0.106	0.116
20	-10.0	18.005	115.23	1.37	2.46	1.37	1.28	1.10	0.284	0.137	0.284	0.325	0.488

Trend Cyclic Resistance Ratio pada penelitian kali ini cenderung akan mengalami kenaikan seiring dengan bertambahnya persentase nilai *finer content*. Sehingga dengan persentase nilai *finer content* yang bertambah dapat mempengaruhi peningkatan pada nilai CRR, Sehingga diharapkan ketahanan tanah terhadap potensi likuefaksi akan lebih meningkat. Hal tersebut dapat dilihat pada Gambar 8.8 yang memperhitungkan pengaruh *finer content* pada variasi FC 2%, 5%, 9%, 13% dan 17%. Penelitian potensi dengan *finer contents* telah dilakukan oleh Katzenbach dkk (2013) yang menunjukkan hasil penurunan kerentanan likuefaksi dengan peningkatan persentase *finer contents*.

Sehingga angka keamanan hasil perbandingan *Cyclic Resistance Ratio* terhadap *Cyclic Stress Ratio* dapat dilihat pada Gambar 8.9.



Gambar 8. 9 (a) *Cyclic Resistance Ratio* dan (b) *Safety Factor* berdasarkan variasi percepatan tanah pada *magnitude 7.4*

8.5.4 Evaluasi Potensi Likuefaksi Metode *State Parameter* Berdasarkan data *Cone Penetration Test (CPT)*

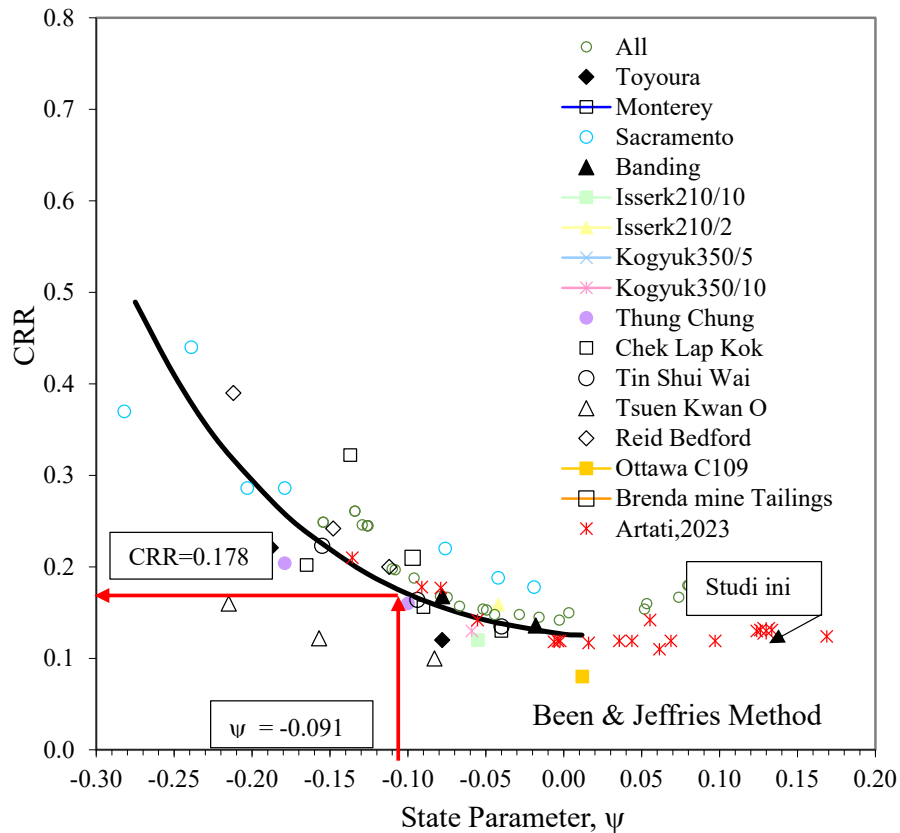
Been dan Jefferies (1987), Rahardjo (1989) menunjukkan adanya korelasi antara ujung sondir dengan *state parameter*, Persamaan 8.6.

$$\psi = \frac{1}{8.1 - \ln(\lambda_{ss})} \ln \left\{ \frac{\frac{q_c - \sigma_m}{\sigma'_m}}{8 + \frac{0.55}{\lambda_{ss} - 0.01}} \right\} \quad (8.6)$$

Tabel 8. 8 Range nilai λ_{ss} berdasarkan ukuran butiran rata-rata untuk tanah Alluvial Rahardjo (1989)

D ₅₀	λ_{ss}
D ₅₀ ≤ 0.15	0.15
0.15 < D ₅₀ ≤ 0.25	0.10
D ₅₀ ≥ 0.25	0.05

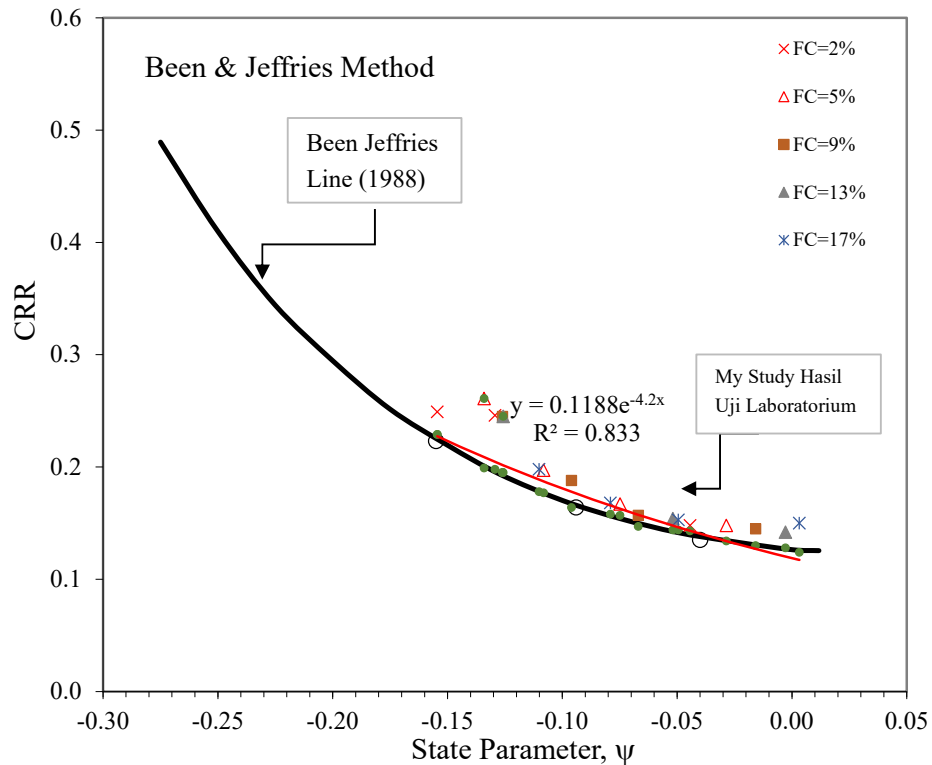
Dari persamaan 8.6 digunakan nilai λ_{ss} dan tahanan ujung CPT untuk memperoleh nilai *state parameter* ψ , dengan *state parameter negative* ($\psi = -$) untuk tanah tidak berpotensi likuefaksi dan *state parameter positif* ($\psi = +$) untuk tanah berpotensi likuefaksi. Hasil plot salah satu analisis pada Tabel 8.9 dapat dilihat pada Gambar 8.10.



Gambar 8. 10 *State Parameter* terhadap kerentanan Likuefaksi Berdasarkan Been & Jeffries (1988)

Pada Gambar 8.10, maka dapat diperoleh nilai ketahanan terhadap likuefaksi (CRR) berdasarkan grafik Been & Jeffries (1988). Nilai *state parameter* diperoleh dari Persamaan 8.6. Misal untuk $\psi = -0.091$ maka $CRR = 0.178$, Lihat tabel 8.8.

Berdasarkan dari beberapa penelitian sebelumnya maka $\psi \geq 0.15$ masih tergolong pada tanah yang memungkinkan untuk terjadinya likuefaksi. Been dan Jefferies menjelaskan bahwa dengan nilai *state parameter* maka dapat dilakukan pendekatan untuk mengetahui besaran ketahan dari tanah terhadap likuefaksi CRR melalui Grafik Been & Jeffries (1988), Hasil Analisis dari uji laboratorium ditunjukkan pada Tabel 8.12 seperti pada Gambar 8.11.



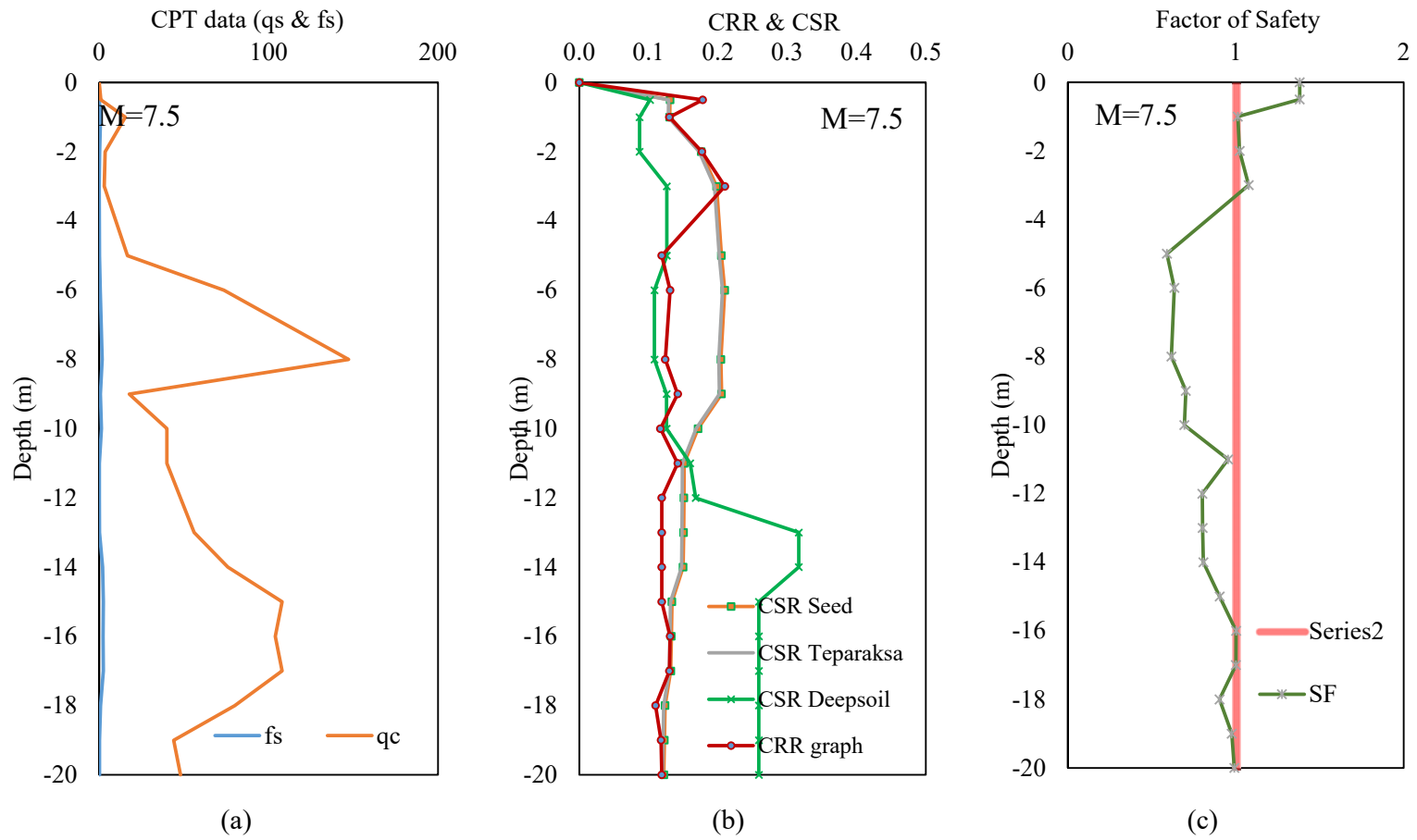
Gambar 8. 11 Hasil Analisis *State Parameter* terhadap CRR Berdasarkan Ben and Jeffries (1988) dari Hasil Uji Labratorium

Tabel 8. 9 Lanjutan Hasil CSR Berdasarkan Seed, Teparaksa dan Deepsoil

No	Material	Lapis (m)	Depth (m)	qc (kg/cm ²)	FC (%)	f_s (kg/cm ²)	f_s	a_{maks}	γ (KN/m ³)	σ_0 (kN/m ²)	σ'_0 (kN/m ²)	r_d	CSR seed	CSR teparaksa	CSR deepsoil
1	Silt	-0.5	-0.5	1.00	50	0.10	32.80	0.20225	18.60	9.30	9.30	1.00	0.13	0.129	0.102
2	Silt	-0.5	-1.0	15.4	50	0.60	28.20	0.20225	18.60	18.60	18.60	0.99	0.13	0.128	0.087
3	Silt	-1.0	-2.0	3.5	50	0.10	28.20	0.20225	18.60	37.20	27.39	0.98	0.18	0.173	0.087
4	Silt	-1.0	-3.0	3	50	0.00	28.20	0.20225	18.60	55.80	36.18	0.98	0.20	0.195	0.126
6	Silty Sand	-2.0	-5.0	16.7	9.09	0.20	28.00	0.18957	18.60	93.00	53.76	0.96	0.21	0.202	0.126
7	Silty Sand	-1.0	-6.0	73.6	9.09	0.10	31.00	0.18957	18.60	111.60	62.55	0.95	0.21	0.207	0.108
9	Sand	-2.0	-8.0	147.2	5.51	0.60	30.20	0.18093	18.89	149.38	80.71	0.94	0.20	0.201	0.108
10	Sand	-1.0	-9.0	17.8	5.51	0.60	28.00	0.18093	18.89	168.27	89.79	0.93	0.21	0.202	0.126
11	Sand	-1.0	-10.0	40	2.10	0.10	30.00	0.15075	18.89	187.16	98.87	0.92	0.17	0.169	0.126
12	Silty Clay	-1.0	-11.0	40	65	0.10	32.00	0.13302	18.90	206.06	107.96	0.92	0.15	0.149	0.160
13	Silty Sand	-1.0	-12.0	48	13.33	0.10	32.00	0.13302	18.90	224.96	117.05	0.91	0.15	0.149	0.168
14	Silty Sand	-1.0	-13.0	56	13.33	0.10	32.00	0.13302	18.90	243.86	126.14	0.90	0.15	0.148	0.317
15	Silty Sand	-1.0	-14.0	76	13.33	0.10	33.00	0.13302	19.33	263.19	135.66	0.89	0.15	0.147	0.317
16	Sand	-1.0	-15.0	108	13.33	0.10	33.00	0.11940	19.33	282.51	145.17	0.89	0.13	0.132	0.259
17	Silty Clay	-1.0	-16.0	104	55	0.10	38.00	0.11932	19.33	301.84	154.69	0.88	0.13	0.131	0.259
18	Silty Clay	-1.0	-17.0	108	55	0.10	38.00	0.11932	19.33	321.16	164.20	0.87	0.13	0.130	0.259
19	Silty Sand	-1.0	-18.0	80	17.63	0.10	38.00	0.11261	19.33	340.49	173.72	0.86	0.12	0.122	0.259
20	Silty Sand	-1.0	-19.0	44	17.63	0.10	38.00	0.11261	19.33	359.82	183.24	0.85	0.12	0.121	0.259
21	Silty Sand	-1.0	-20.0	48	17.63	0.10	38.00	0.11261	19.33	379.14	192.75	0.85	0.12	0.120	0.259

Tabel 8. 10 Lanjutan CRR Berdasarkan Grafik Been & Jeffries (1988)

$K0$	σ_m	σ'_m	λ_{ss}	ψ Been, Jefferies, Rahardjo	CRRgraph	SF	Condition
0.458	17.824	17.824	0.200	-0.091	0.178	1.380	NL
0.527	38.221	38.221	0.200	0.130	0.130	1.012	NL
0.527	58.284	56.284	0.200	-0.079	0.177	1.022	NL
0.527	77.346	74.346	0.200	-0.136	0.210	1.077	NL
0.531	115.802	110.802	0.097	-0.004	0.119	0.590	L
0.485	129.219	123.219	0.097	0.134	0.131	0.634	L
0.497	168.933	160.933	0.088	0.169	0.124	0.616	L
0.531	194.062	185.062	0.088	-0.055	0.142	0.703	L
0.500	207.740	197.740	0.080	0.016	0.117	0.694	L
0.470	220.460	209.460	0.237	0.055	0.142	0.954	L
0.470	239.096	227.096	0.108	0.036	0.119	0.801	L
0.470	257.732	244.732	0.108	0.044	0.119	0.803	L
0.455	273.201	259.201	0.108	0.069	0.119	0.807	L
0.455	292.383	277.383	0.108	0.097	0.119	0.904	L
0.384	289.593	273.593	0.212	0.126	0.131	1.002	NL
0.384	307.424	290.424	0.212	0.124	0.130	1.000	NL
0.384	325.255	307.255	0.119	0.061	0.110	0.903	L
0.384	343.085	324.085	0.119	-0.006	0.118	0.976	L
0.384	360.916	340.916	0.119	-0.002	0.119	0.991	L



Gambar 8. 12 Hasil Analisa menggunakan Grafik Been & Jeffries (1988)

Tabel 8. 11 Hasil Pengujian Laboratorium

Sampel	Material	FC	Kedalaman	a_{mak}	q_c	f_s	FR	γ (T/m ³)	σ_0	σ'_0	rd	CSR	D_{50}	cu	λ_{ss}	σ_m	σ'_m	e
		%	m	g	kg/cm ²	kg/cm ³	%	T/m ³	T/m ²	T/m ²		τ/σ'_0						
1a	Silty Sand	2	10	0.1809	14.72	0.060	0.390	1.894	15.152	7.30	1.01	0.172	0.34	4.02	0.08	1.334	0.354	0.694
1b	Silty Sand	2	10	0.1809	14.72	0.060	0.390	1.894	15.152	7.30	1.01	0.172	0.34	4.02	0.08	2.226	1.246	0.656
1c	Silty Sand	2	10	0.1809	14.72	0.060	0.390	1.894	15.152	7.30	1.01	0.172	0.34	4.02	0.08	2.959	1.979	0.645
1d	Silty Sand	2	10	0.1809	14.72	0.060	0.390	1.894	15.152	7.30	1.01	0.172	0.34	4.02	0.08	3.698	2.718	0.626
1e	Silty Sand	2	10	0.1809	14.72	0.060	0.390	1.894	15.152	7.30	1.01	0.172	0.34	4.02	0.08	4.032	3.443	0.615
2a	Silty Sand	5	8.0	0.1507	17.23	0.170	4.060	1.906	19.060	9.25	1.02	0.171	0.62	5.76	0.08	1.563	0.583	0.639
2b	Silty Sand	5	8.0	0.1507	17.23	0.170	4.060	1.906	19.060	9.25	1.02	0.171	0.62	5.76	0.08	2.283	1.303	0.616
2c	Silty Sand	5	8.0	0.1507	17.23	0.170	4.060	1.906	19.060	9.25	1.02	0.171	0.62	5.76	0.08	3.004	2.024	0.596
2d	Silty Sand	5	8.0	0.1507	17.23	0.170	4.060	1.906	19.060	9.25	1.02	0.171	0.62	5.76	0.08	3.716	2.736	0.584
2e	Silty Sand	5	8.0	0.1507	17.23	0.170	4.060	1.906	19.060	9.25	1.02	0.171	0.62	5.76	0.08	4.396	3.416	0.575
3a	Silty Sand	9	6	0.133	17.23	0.170	4.060	1.913	24.869	12.12	1.02	0.171	0.34	5.82	0.11	1.635	0.655	0.611
3b	Silty Sand	9	13.0	0.133	17.23	0.170	4.060	1.913	24.869	12.12	1.02	0.171	0.34	5.82	0.11	2.265	1.285	0.575
3c	Silty Sand	9	13.0	0.133	17.23	0.170	4.060	1.913	24.869	12.12	1.02	0.171	0.34	5.82	0.11	3.045	2.065	0.553
3d	Silty Sand	9	13.0	0.133	17.23	0.170	4.060	1.913	24.869	12.12	1.02	0.171	0.34	5.82	0.11	3.652	2.672	0.543
3e	Silty Sand	9	13.0	0.133	17.23	0.170	4.060	1.913	24.869	12.12	1.02	0.171	0.34	5.82	0.11	4.419	3.439	0.532
4a	Silty Sand	13	15.0	0.1194	17.23	0.170	4.060	1.920	28.800	14.09	1.02	0.171	0.32	6.97	0.11	1.519	0.539	0.566
4b	Silty Sand	13	15.0	0.1194	17.23	0.170	4.060	1.920	28.800	14.09	1.02	0.171	0.32	6.97	0.11	2.123	1.143	0.536
4c	Silty Sand	13	15.0	0.1194	17.23	0.170	4.060	1.920	28.800	14.09	1.02	0.171	0.32	6.97	0.11	2.792	1.812	0.509
4d	Silty Sand	13	15.0	0.1194	17.23	0.170	4.060	1.920	28.800	14.09	1.02	0.171	0.32	6.97	0.11	3.728	2.748	0.49
4e	Silty Sand	13	15.0	0.1194	17.23	0.170	4.060	1.920	28.800	14.09	1.02	0.171	0.32	6.97	0.11	4.427	3.447	0.48
5a	Silty Sand	17	17.0	0.1193	17.23	0.170	4.060	1.930	32.810	16.13	1.03	0.171	0.28	8.52	0.11	1.500	0.520	0.510
5b	Silty Sand	17	17.0	0.1193	17.23	0.170	4.060	1.930	32.810	16.13	1.03	0.171	0.28	8.52	0.11	2.079	1.099	0.484
5c	Silty Sand	17	17.0	0.1193	17.23	0.170	4.060	1.930	32.810	16.13	1.03	0.171	0.28	8.52	0.11	2.782	1.802	0.471
5d	Silty Sand	17	17.0	0.1193	17.23	0.170	4.060	1.930	32.810	16.13	1.03	0.171	0.28	8.52	0.11	3.330	2.350	0.432
5e	Silty Sand	17	17.0	0.1193	17.23	0.170	4.060	1.930	32.810	16.13	1.03	0.171	0.28	8.52	0.11	4.046	3.066	0.423

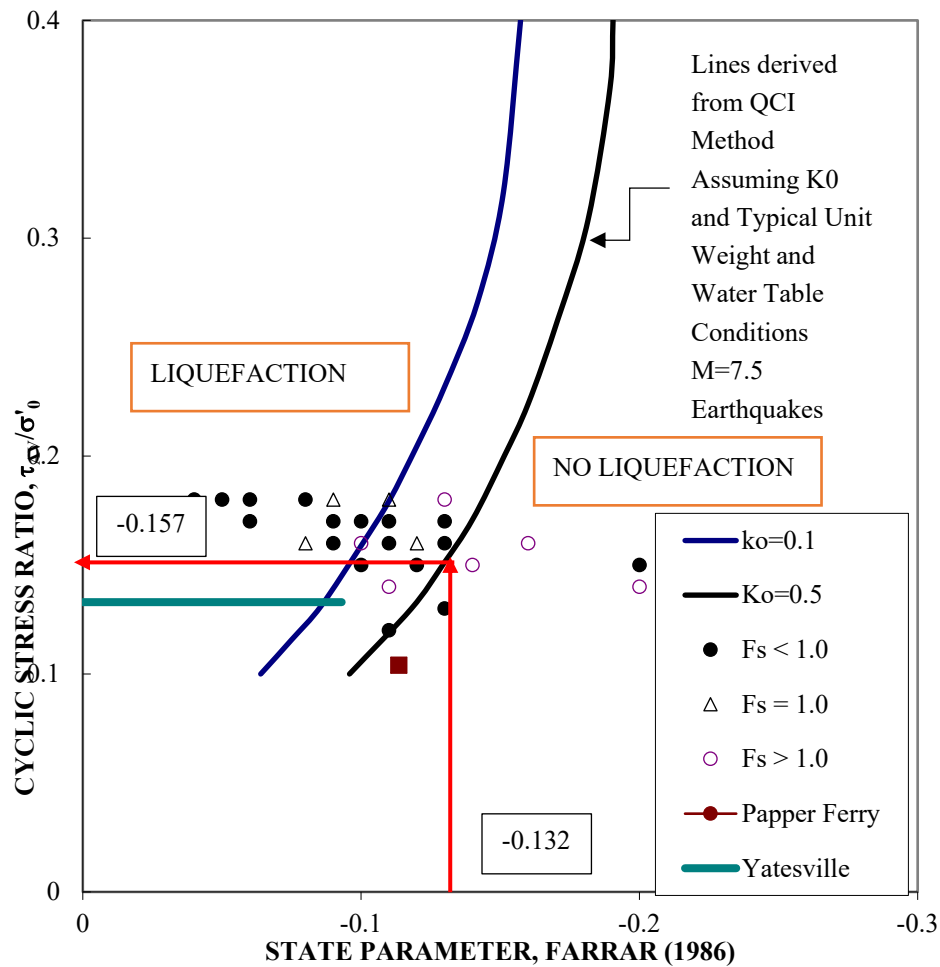
Tabel 8. 12 Lanjutan Perhitungan *State Parameter* Dan CRR Berdasarkan Farrar Dan Ben Jeffries

ψ (Been& Jefferies)	ψ (Farrar)	$\tau/\sigma'0$ (Been& Jefferies)	$\tau/\sigma'0$ (Farrar graph)	SF (Been& Jefferies)	SF (Farrar graph)	Condition (Been& Jefferies)	Condition (Farrar graph)
0.080	-0.132	0.180	0.157	1.047	0.913	NL	L
-0.044	-0.067	0.148	0.060	0.861	0.349	L	L
-0.094	-0.052	0.185	0.055	1.076	0.320	NL	L
-0.129	-0.044	0.246	0.048	1.430	0.279	NL	L
-0.154	-0.040	0.249	0.047	1.448	0.273	NL	L
0.052	-0.112	0.154	0.125	0.899	0.730	L	L
-0.029	-0.072	0.148	0.058	0.864	0.336	L	L
-0.075	-0.057	0.167	0.056	0.975	0.327	L	L
-0.108	-0.048	0.197	0.050	1.150	0.292	NL	L
-0.134	-0.043	0.261	0.048	1.523	0.280	NL	L
0.053	-0.105	0.16	0.113	0.933	0.659	L	L
-0.016	-0.073	0.145	0.059	0.846	0.344	L	L
-0.067	-0.056	0.157	0.057	0.916	0.333	L	L
-0.096	-0.049	0.188	0.051	1.097	0.298	NL	L
-0.126	-0.043	0.245	0.048	1.429	0.280	NL	L
0.074	-0.117	0.167	0.130	0.975	0.759	L	L
-0.003	-0.078	0.142	0.062	0.829	0.363	L	L
-0.052	-0.060	0.154	0.057	0.899	0.333	L	L
-0.099	-0.048	0.1887	0.050	1.102	0.292	NL	L
-0.126	-0.043	0.245	0.048	1.430	0.280	NL	L
0.080	-0.119	0.18	0.142	1.054	0.831	NL	L
0.003	-0.079	0.15	0.053	0.878	0.307	L	L
-0.050	-0.060	0.153	0.057	0.896	0.334	L	L
-0.079	-0.052	0.168	0.055	0.983	0.322	L	L
-0.110	-0.045	0.198	0.050	1.159	0.293	NL	L

Sedangkan Farrar (1986) memperlihatkan hubungan *cyclic stress ratio* pada sandy material dengan *state parameter* dengan persamaan sebagai berikut.

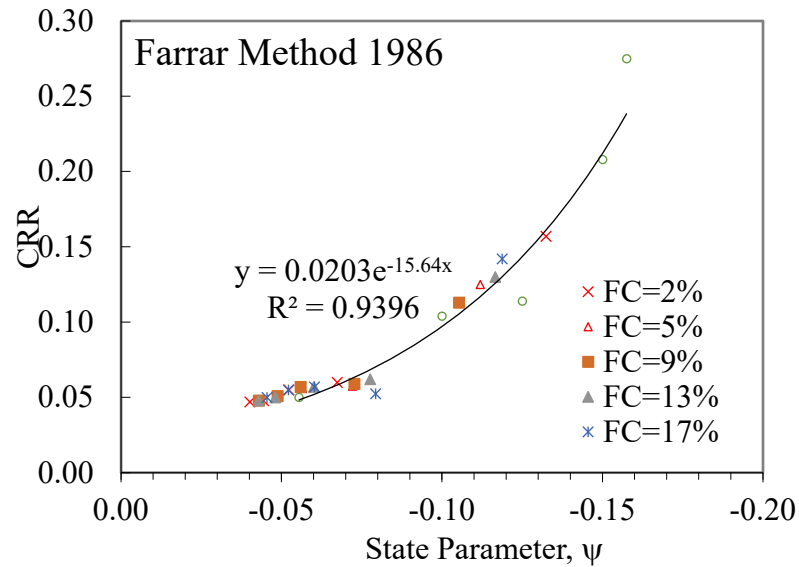
$$\psi = -0.092 \cdot \ln \left[\frac{\left(\frac{q_c - \sigma_m}{\sigma'_m} + 17 \right)}{31} \right] \quad (8.7)$$

Persamaan 8.7 diatas menerangkan hubungan *state parameter* dengan tahanan konus yang diperoleh dari pengujian CPT. Sehingga *state parameter* ini bukan berasal dari sudut kemiringan *critical state line* yang terbentuk dari λ_{ss} . Disampaikan bahwa tanah dengan *state parameter* positif termasuk pada tanah yang berpotensi likuefaksi, tetapi dengan *state parameter* *negative* pada nilai tertentu juga masih memungkinkan terjadinya likuefaksi, Gambar 8.13.



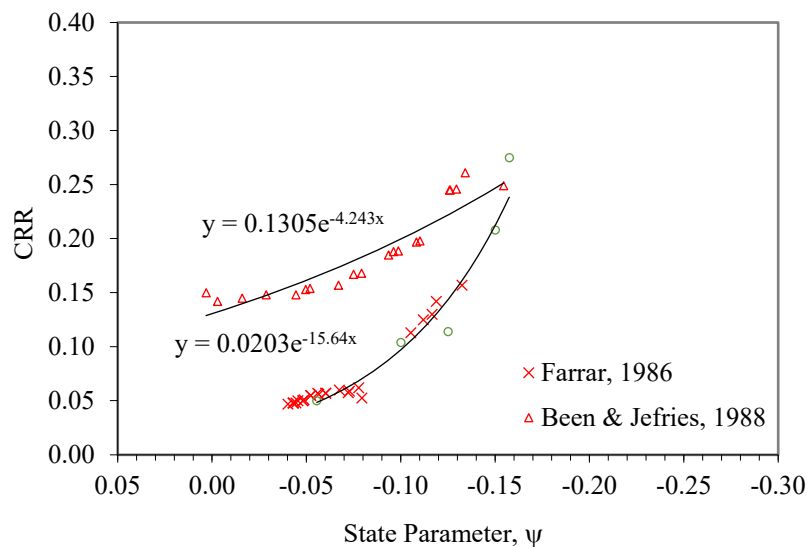
Gambar 8. 13 *State Parameter* terhadap Kejadian Likuefaksi Farrar (1986)

Gambar 8.13, hasil perhitungan berdasarkan Farrar menunjukkan berpotensi terhadap likuefaksi. Hasil analisis Tabel 8.12 menggunakan Metode Farrar pada penelitian ini, untuk variasi *finer content* dapat dilihat pada Gambar 8.14.



Gambar 8. 14 Grafik CRR terhadap *State Parameter* Berdasarkan Farrar (1986) dari hasil Uji Laboratorium

Analisa *state parameter* terhadap kerentanan likuefaksi dapat dihitung seperti pada Tabel 8.12 dan Ploting dari Gambar 8.11 dan Gambar 8.14 dapat dapat dilihat pada Gambar 8.15.



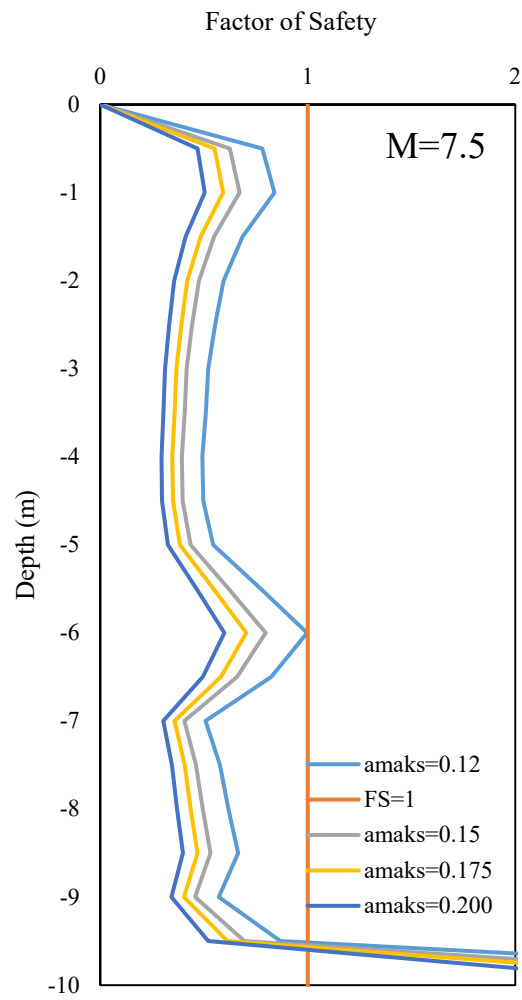
Gambar 8. 15 Usulan Grafik untuk Evaluasi Potensi Likuefaksi Berdasarkan *State Parameter*

8.6 Analisis Potensi Likuefaksi di Masa Mendatang

Analisis potensi likuefaksi saat ini menjadi bagian penting dalam perencanaan baik pada struktur bangunan maupun infrastruktur pendukung seperti, bendungan, jalan, dan jembatan. *Cyclic Stress Ratio* (CSR) pada analisis potensi likuefaksi merupakan fungsi dari percepatan maksimum tanah (a_{max}), fungsi tegangan vertikal overburden total terhadap efektifnya, (σ_{vo}/σ'_{vo}) dan faktor reduksi kedalaman (rd).

Percepatan maksimum pada analisis likuefaksi berdasarkan codes dilakukan secara komprehensif, dimana nilai a_{max} didasarkan pada peta PGA dan f_{PGA} mikrozonasi. Pada kejadian gempa yang telah terjadi analisis potensi likuefaksi pada penelitian ini telah mengarah pada spesifik site tertentu yaitu RSu Anutapura, Kota Palu, Sulawesi Tengah, yang telah didasarkan pada kajian mikrozonasi. Oleh karena itu untuk memperbaiki analisis potensi likuefaksi sebelumnya, penelitian ini telah dilakukan pada analisis yang bersifat mikrozonasi, dimana data yang di perlukan didasarkan pada data riil di wilayah Kota Palu. Data-data yang dipakai sesuai penjelasan sebelumnya merupakan data data seismik dan data tanah.

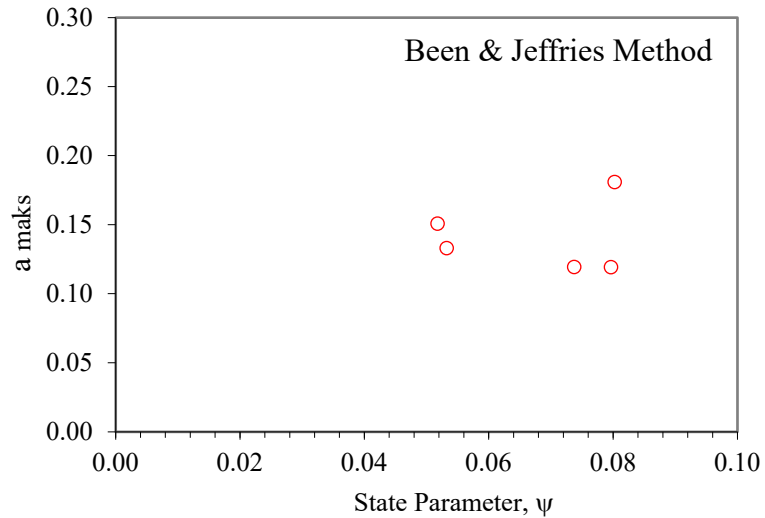
Pada penelitian ini data seismik diperlukan untuk menentukan nilai percepatan maksimum di site yang dilakukan dengan *Deterministic Seismic Hazard Analysis* (DSHA) maupun *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA). Sedangkan data tanah dalam penelitian ini berasal dari pengujian *Stansart Penetration Test* (SPT) pada *Bore Hole* -3 di wilayah RSU Anutapura, Kota Palu. Sehingga tahapan analisis dan pembahasan yang telah dilakukan diusulkan menjadi kontribusi/saran peneliti untuk penelitian analisis potensi likuefaksi di masa mendatang. Adapun percepatan gempa hasil analisis potensi likuefaksi berdasarkan data SPT terhadap kedalaman dapat dilihat pada Gambar 8.11.



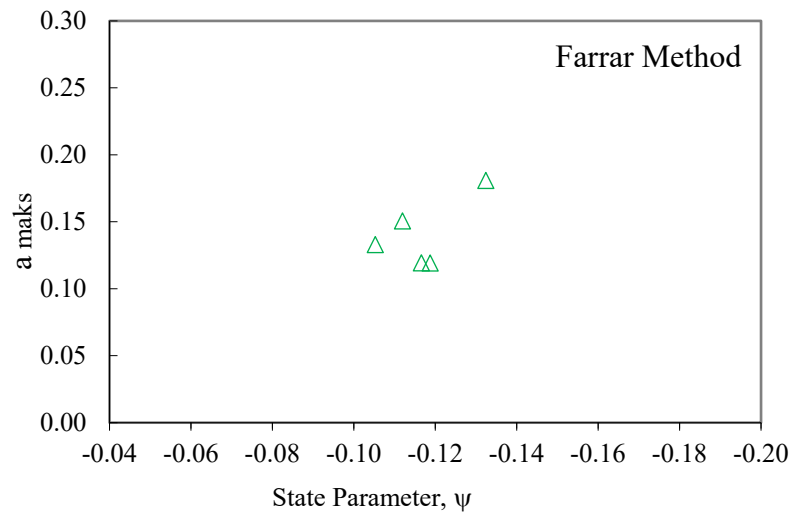
Gambar 8. 16 Pengaruh percepatan maksimum terhadap kerentanan likuefaksi

8.7 Analisis *State Parameter* terhadap Percepatan Gempa

Percepatan gempa yang dihasilkan pada bab sebelumnya telah menjelaskan adanya perbedaan besaran percepatan gempa yang terjadi disetiap lapisan tanah. Sehingga dari hasil tes di laboratorium pada kondisi *steady state*, maka dapat diperoleh hubungan yang relevan antara perilaku tanah akibat percepatan gempa yang terjadi, Gambar 8.14 dan 8.15.



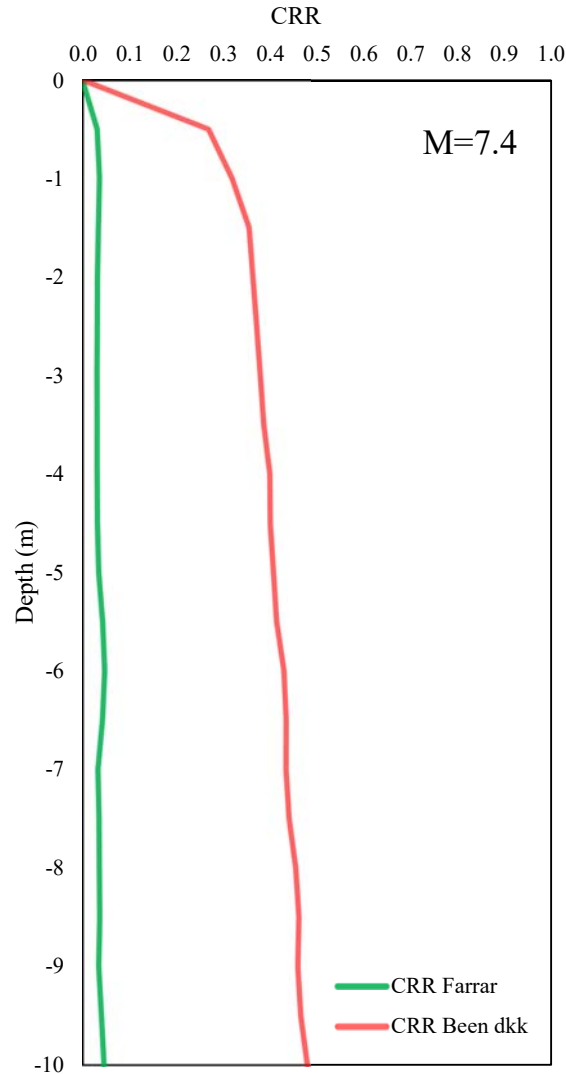
Gambar 8. 17 *State Parameter* terhadap Percepatan maksimum Berdasarkan Been & Jeffries Method



Gambar 8. 18 *State Parameter* terhadap Percepatan maksimum Berdasarkan Farrar Method

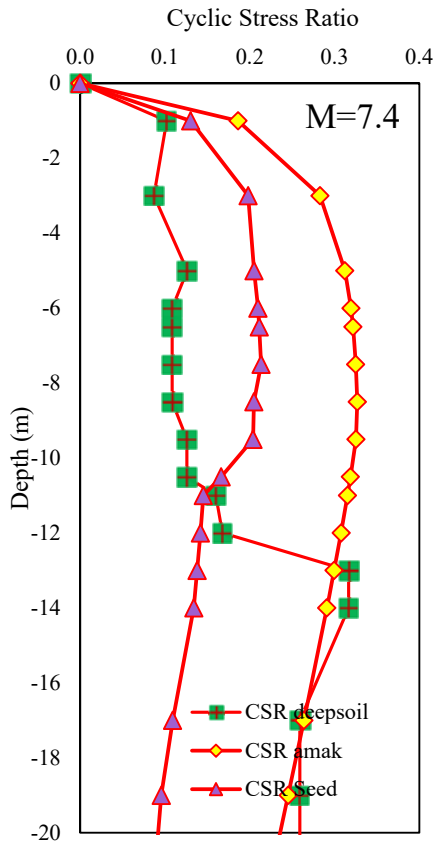
Tabel 8. 13 Analisis *State Parameter* Terhadap Percepatan Maksimum Per Lapisan Tanah Hasil Perambatan Gelombang

No	Depth	a_{maks}	CSR/ amak per lap	ψ Farrar	ψ Been, Jefferies, Rahardjo	CRR Farrar	CRR Been, Jefferies, Rahardjo	SF Farrar	SF Been, Jefferies, Rahardjo
1	-0.5	0.202248	0.129	-0.019	-0.368	0.032	0.268	0.244	2.078
2	-1.0	0.202248	0.128	-0.029	-0.440	0.036	0.318	0.283	2.476
3	-1.5	0.202248	0.155	-0.025	-0.485	0.034	0.354	0.220	2.282
4	-2.0	0.202248	0.173	-0.020	-0.495	0.032	0.362	0.185	2.093
5	-2.5	0.202248	0.186	-0.020	-0.504	0.032	0.370	0.171	1.993
6	-3.0	0.202248	0.195	-0.018	-0.512	0.031	0.378	0.160	1.938
7	-3.5	0.184342	0.184	-0.019	-0.521	0.032	0.385	0.171	2.092
8	-4.0	0.184342	0.189	-0.019	-0.534	0.031	0.398	0.166	2.105
9	-4.5	0.184342	0.193	-0.020	-0.535	0.032	0.399	0.166	2.067
10	-5.0	0.189572	0.202	-0.026	-0.543	0.035	0.406	0.171	2.012
11	-5.5	0.189572	0.204	-0.041	-0.549	0.043	0.413	0.210	2.019
12	-6.0	0.189572	0.207	-0.048	-0.565	0.047	0.428	0.229	2.073
13	-6.5	0.189572	0.208	-0.040	-0.569	0.043	0.433	0.205	2.081
14	-7.0	0.189572	0.209	-0.022	-0.569	0.033	0.433	0.158	2.068
15	-7.5	0.180931	0.201	-0.027	-0.575	0.035	0.439	0.176	2.190
16	-8.0	0.180931	0.201	-0.029	-0.589	0.036	0.453	0.179	2.253
17	-8.5	0.180931	0.202	-0.030	-0.595	0.037	0.460	0.183	2.282
18	-9.0	0.180931	0.202	-0.026	-0.593	0.035	0.458	0.171	2.267
19	-9.5	0.180931	0.201	-0.037	-0.599	0.041	0.464	0.202	2.311
20	-10.0	0.150746	0.180	-0.045	-0.611	0.046	0.478	0.255	2.657

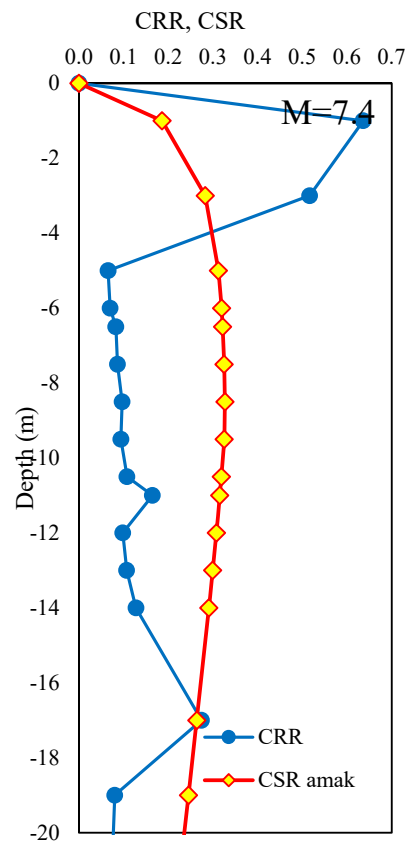


Gambar 8. 19 *State Parameter* terhadap Percepatan maksimum per lapisan Berdasarkan Farrar Method dan Been, Jefries dan Rahardjo

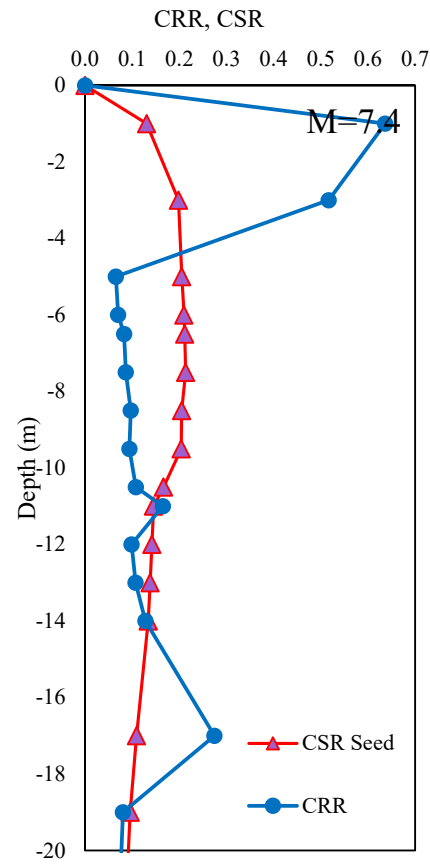
Hasil perhitungan *Cyclic Stress Ratio* (CSR) berdasarkan percepatan maksimum di permukaan, percepatan maksimum disepanjang lapisan tanah hasil dari *time history*, dan percepatan maksimum disepanjang lapisan tanah hasil dari *hysteristic loop*, dapat dilihat pada Gambar 8.21. Hasil grafik tersebut rata-rata nilai CSR berdasar pada percepatan maksimum hasil time histori (CSR Seed Lapis) relative terhadap CSR berdasar pada percepatan maksimum di permukaan (CSR Seed a_{mak}) untuk seluruh kedalaman lapis tanah adalah sebesar 55.25%. Sedangkan Rata-rata nilai *stress ratio* hasil berdasar pada *hysteristic loop* (CSR Deepsoil) relative terhadap CSR berdasar pada percepatan maksimum di permukaan (CSR Seed a_{mak}) untuk seluruh kedalaman lapis tanah adalah sebesar 61%.



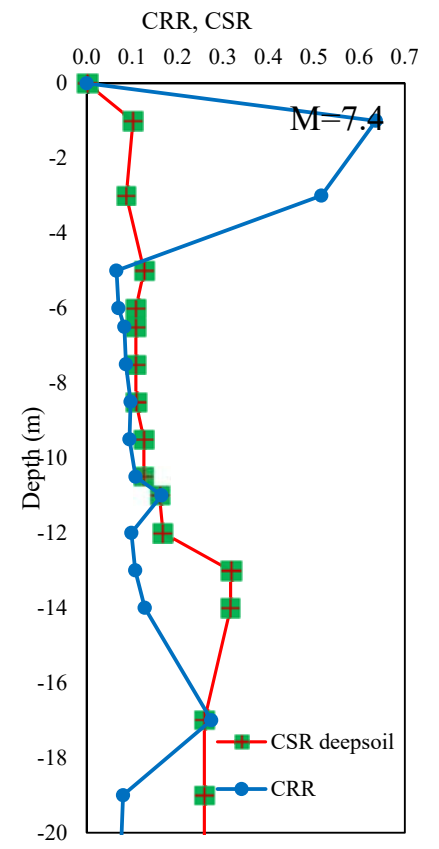
(a)



(b)



(c)

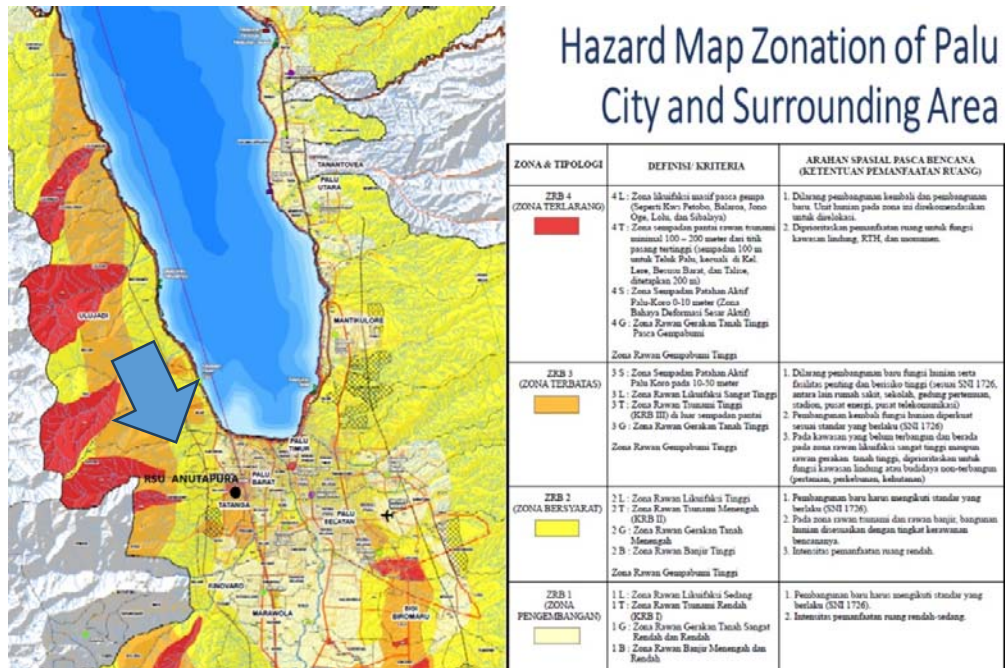


(d)

Gambar 8. 20 Grafik perbandingan *Cyclic Stress Ratio*

8.8 Hazard Map Zonation Kota Palu

Berdasarkan Peta kerawanan bahaya maka RSU Anutapura berada pada zona terbatas, yang setiap pembangunan kembali harus mengacu pada SNI 1726. Zona tersebut merupakan zona rawan terhadap bahaya likuefaksi dan pergerakan tanah yang tinggi, seperti pada Gambar 8.22.



Gambar 8. 21 Hazard Map Zonation Kota Palu

8.9 Pembahasan

Dari analisis yang telah dilakukan pada Bab V hingga Bab VII, maka terdapat beberapa point-point pembahasan yang diperoleh.

1. Karakteristik tanah di Kota Palu merupakan Tanah aluvium merupakan endapan pantai serta Molasa Celebes Serasin dan Serasin. Hasil *X-Ray* Mapping permukaan tanah RSU Anutapura dilakukan dengan perbesaran 1700x skala gambar 20µm. Dari hasil pengujian dapat terlihat sampel tanah merupakan sampel tanah pasir halus dengan butiran yang kasar atau tajam dengan masih terdapat presentasi tanah halus diantara butiran pasir dengan kandungan Si sebesar 20.79%. Dari hasil analisis distribusi butiran, tanah diklarifikasikan USCS, Tanah termasuk Pasir dengan butiran halus kategori

tanah Pasir berlanau yaitu *Silty Sand* (SM), dengan butiran medium hingga halus karena 98,988% lolos pada saringan nomor 10, dan 52,462% lolos saringan nomor 40, berkisar 9.502% lolos pada saringan nomor 200 merupakan tanah berbutir halus berplastisitas sedang.

2. Hasil dari pengujian analisis distribusi saringan berdasarkan grafik Tsuchida menunjukkan bahwa tanah asli dan semua sampel dengan variasi presentase *finer content* berada pada batas sangat berpotensi untuk likuifaksi yaitu lebih dari 85% ada dalam batas "sangat berpotensi likuifaksi". Hal tersebut digunakan sebagai dasar argumen awal untuk memperkuat diperlukannya pengujian lanjutan dalam hal ini dititikberatkan pada hasil pengujian geser triaxial CU.
3. Pengujian Triaksial Consolidated Undrained dapat mencapai hingga pada kondisi *steady state* yaitu hingga volume tetap pada tegangan tetap dengan regangan yang besar berkisar antara 15% hingga 20%. Semua sampel tanah palu menunjukkan pola strain softening, yang mempunyai tegangan geser maksimum sebelum mencapai kondisi *steady state*nya. tegangan geser memiliki trend mengalami peningkatan dengan penambahan tegangan deviatorik dan presentase kandungan *finer content*, pada regangan yang besar Sehingga menunjukkan perilaku tanah kontakatif.
4. Pendekatan terhadap σ'_m , S_{us} , dan σ'_{3r} , maka diperoleh *steady state* line yang menunjukkan nilai besaran *state parameter*
5. secara umum adalah positif (+) pada berbagai kandungan *finer content*. Hal ini menunjukkan bahwa tanah tersebut berpotensi mengalami likuifaksi pada besaran kejadian gempa tertentu.
6. Kandungan *finer content* yang bervariasi mempengaruhi kemiringan dari λ_{ss} yang merupakan fungsi dari D_{50} dan C_u . *Fines content* 2% memberikan nilai yang lebih kecil daripada *finer content* 5% begitu pula selanjutnya, Sehingga dapat terlihat trend peningkatan λ_{ss} yang dipengaruhi oleh peningkatan kandungan *finer content*. Hal tersebut berdasarkan Been & Jeffries 1988 tentu saja akan berpengaruh langsung terhadap *state parameter* dan kerentanan terhadap potensi likuifaksi yang akan berkurang.

7. Bentuk kemiringan garis SSL digambarkan oleh λ_{ss} , dan koordinat $e - \sigma' m$, pada sampel tanah Palu yang diuji mempunyai sudut kemiringan λ_{ss} pada *finer content* 2% diperoleh $\lambda_{ss}=0.078$, dengan butiran halus sebesar 5% diperoleh $\lambda_{ss}=0.083$, dengan butiran halus sebesar 9% diperoleh $\lambda_{ss}=0.106$, dengan butiran halus sebesar 13% diperoleh $\lambda_{ss}=0.108$, dan dengan butiran halus sebesar 17% diperoleh $\lambda_{ss}=0.113$.
8. Kemiringan λ pada SSL yang juga dikorelasikan dengan diameter rata-rata ukuran butir D_{50} , dan koefisien keseragamannya C_u yang digambarkan oleh persamaan $\lambda_{ss} = -1.389 D_{50} - 0.075 C_u + 1.281$. Hubungan yang antara D_{50} dan λ_{ss} tersebut menunjukkan bahwa makin besar butir rata-rata, D_{50} nya, kemiringan *steady state line* akan semakin kecil, dan begitu pula sebaliknya.
9. Penentuan *state parameter* yang menunjukkan perilaku tanah kontraktif, menunjukkan *trend state parameter* yang hampir serupa berdasarkan Been & Jefferies (1988), dan Farrar (1986) dengan data qc dari CPT.
10. Perilaku sampel yang bersifat dilasi atau kontraktif tidak dapat ditentukan hanya berdasarkan pola tegangan-regangan, *strain softening* atau *strain hardening*nya, karena tanah yang berpola *strain softening* dapat mempunyai sifat dilatif atau kontraktif, demikian pula sebaliknya. Sehingga pada pola tegangan-regangan yang bersifat *strain softening* menandakan tanah berperilaku kontraktif, dengan nilai *state parameter* positif, memungkinkan memperlihatkan hasil *state parameter negative* dengan nilai kurang dari 0.15. dan masih tergolong tanah yang berpotensi untuk memungkinkan terjadinya likuifaksi.
11. Adanya wilayah abu-abu disepanjang garis SSL, yang memungkinkan tanah yang berada di daerah tersebut dapat bersifat kontraktif atau dilatif. Hal ini dapat terjadi pada saat nilai *state parameter* kecil atau mendekati garis SSL Sehingga diprediksi dapat negatif atau positif pada nilai *state parameter*.
12. Berdasarkan metode empiris Shibata Teparaksa dan Rahardjo menunjukkan nilai *state parameter* dengan trend yang sama dengan metode Farrar,

Sehingga dapat dijadikan alternatif perhitungan potensi likuifaksi berdasarkan *state parameter* menggunakan data CPT.

13. Kerentanan terhadap potensi likuifaksi berdasarkan pendekatan probabilistik pada penelitian ini salah satunya dipengaruhi oleh percepatan tanah maksimum, sehingga akibat gempa telah menyebabkan gerakan tanah di batuan dasar yang disebut sebagai *time history* percepatan gerakan tanah gempa, *Time history* di batuan dasar tersebut dirambatkan ke permukaan tanah dan disebut sebagai *time history* permukaan. Hasil yang di peroleh dari pendekatan probabilistic menunjukkan adanya pengaruh amplifikasi pada setiap lapisan tanah, yang bergantung pada karakteristik tanahnya.
14. Nilai percepatan maksimum dari *time history* permukaan dan pada lapisan lapisan yang ditinjau kemudian dijadikan sebagai dasar untuk menentukan potensi likuifaksi berdasarkan data SPT dan data CPT yang diambil pada lokasi RSUD Anutapura Palu Sulawesi Tengah. Dari hasil Analisa menunjukkan adanya potensi likuifaksi pada lapisan tanah tertentu di RS Anutapura yaitu pada tanah pasir halus dan berlanau sepanjang ke dalaman hasil bor log yang diperoleh. Sedangkan pada kedalaman dengan lapisan tanah keras tidak terjadi potensi likuifaksi.
15. Hubungan dari percepatan maksimum pada tiap lapisan tanah terhadap *state parameter* sesuai lapisan tanah yang ditinjau memiliki trend yang hampir serupa antara Been & Jefferies (1988), dan Farrar (1986), dimana kondisi *steady state* yang diinterpretasikan dalam nilai *state parameter* akan memiliki nilai optimum pada batasan percepatan maksimum tanah tertentu.

BAB IX KESIMPULAN DAN SARAN

9.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil pengujian di laboratorium dan di lapangan, dilanjutkan dengan analisis hasil dan pembahasan yang didukung dari kajian literatur penelitian sebelumnya, maka dapat diperoleh kesimpulan.

1. Hasil identifikasi karakteristik teknis pada material tanah dan perilaku tanah di Kota Palu khususnya Wilayah RSU Anutapura berkaitan dengan *Steady State Line* menunjukkan hasil tanah termasuk pasir dengan butiran halus kategori tanah pasir berlanau yaitu *Silty Sand* (SM). Jika hasil pengujian analisis distribusi saringan berdasarkan grafik Tsuchida maka semua sampel dengan variasi presentase *finer content* berada pada batas sangat berpotensi untuk likuefaksi. Dan pada pengujian geser hingga mencapai kondisi *steady state* sampel tanah palu menunjukkan pola *strain softening* sehingga berperilaku tanah kontakatif dengan nilai *state parameter* positif (+) yang menunjukkan bahwa tanah tersebut berpotensi mengalami likuefaksi pada besaran kejadian gempa tertentu.
2. Hasil analisis percepatan maksimum di permukaan berdasarkan Codes diperoleh sebesar 0.26102g dengan ratio tegangan geser maksimum 0.327 pada kedalaman 8.5 meter. Sedangkan berdasarkan DSHA maka diperoleh percepatan maksimum di permukaan sebesar 0.288664g dengan ratio tegangan geser maksimum 0.213 pada kedalaman 7.5 meter. Dan dengan analisis PSHA diperoleh percepatan maksimum di permukaan sebesar 0.200g dengan ratio tegangan geser maksimum 0.168 pada kedalaman 12 meter.
3. Hasil kemiringan λ pada SSL yang ditunjukkan pada persamaan $\lambda_{SS} = -1.389 D_{50} - 0.075 Cu + 1.281$. Dan berdasarkan hasil perhitungan *state parameter* Farrar dan Been dan Jeffries serta Rahardjo maka tanah tersebut termasuk berpotensi likuefaksi. Begitu pula nalalisis yang dilakukan berdasarkan data

CPT dan NSPT menghasilkan hasil yang sama yaitu tanah di lokasi RS Anutapura memiliki kerentanan terhadap likuefaksi.

4. Hasil percepatan maksimum dan *shear stress* di sepanjang kedalaman tanah berdasarkan pada percepatan maksimum pada butir no.2 yaitu hasil Codes, DSHA dan PSHA telah memberikan hasil analisis perbandingan *Cyclic Resistance Ratio* terhadap *Cyclic Stress Ratio* disepanjang lapisan tanah dengan lebih akurat dan dan hasil dari ketiga pendekatan tersebut menunjukkan hasil kerentanan terhadap potensi likuefaksi dengan selisih *Cyclic Stress Ratio* sebesar pada 55.25% - 61% dari hasil *Simplified Seed* (1971).
5. Hasil komparasi kejadian likuefaksi berdasarkan data CPT, data N-SPT dan State Parameter menunjukkan kerentanan likuefaksi baik berdasarkan data CPT, data N-SPT dan *State Parameter*. Tetapi pada pendekatan *state parameter* diperoleh hasil yang lebih akurat dengan mengetahui perilaku tanah dan tegangan geser yang terjadi.

9.2 Saran Untuk Pengembangan Penelitian Selanjutnya.

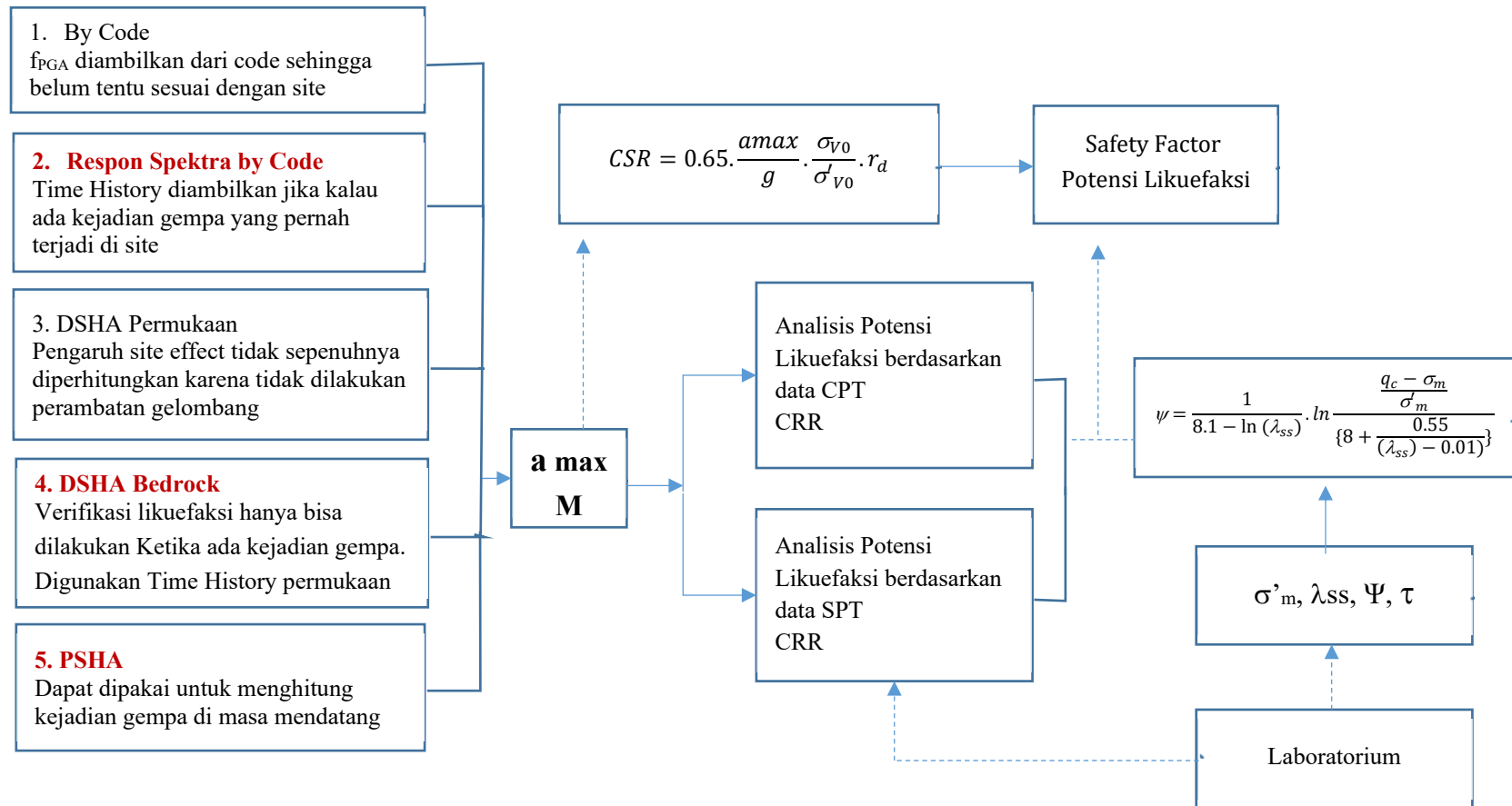
Adapun saran untuk penelitian selanjutnya berupa.

1. Penelitian berkaitan tentang analisis potensi likuefaksi berdasarkan perambatan gelombang dari batuan dasar ke permukaan tanah masih dapat dilakukan dengan melakukan peninjauan lebih spesifik terhadap faktor patahan yang mempengaruhinya.
2. Penelitian dapat dilakukan menggunakan sumber gempa lainnya untuk menganalisa lebih jauh kemungkinan potensi likuefaksi yang dapat terjadi di Wilayah Kota Palu.
3. Penelitian laboratorium pada pengujian triaksial CU untuk memperoleh hasil tegangan rata-rata saat *steady state* diperlukan pada perwakilan setiap lapisan sepanjang *borlog* pada pengujian CPT Sehingga akan lebih relevan hasil hubungan percepatan dan *state parameter* yang ditinjau.
4. Penelitian batasan *finis content* yang perlu diperluas Sehingga diperoleh gambaran dan hubungan state parameter terhadap SSL yang cukup luas.

9.3 Kontribusi Hasil Penelitian

Penelitian ini memberikan gambaran pentingnya melakukan analisis percepatan tanah maksimum untuk memperoleh gambaran apakah suatu wilayah sangat berpotensi terhadap likuefaksi atau cukup berpotensi terhadap likuefaksi. Nilai *state parameter* secara empiris maupun melalui pengujian laboratorium akan memberikan hubungan yang lebih detail terkait kemungkinan kejadian likuefaksi. Dengan adanya garis SSL di Kota Palu khususnya RS Anutapura dapat menjadi alternative dalam penentuan kerentanan terhadap likuifasi lebih efisien.

Adapun sistematika kontribusi untuk riset analisis potensi likuefaksi di masa mendatang dapat dilihat pada Gambar 9.1.



Gambar 9. 1 Sistematika Kontribusi Peneliti Untuk Riset Analisis Potensi Likuefaksi Di Masa Mendatang

DAFTAR PUSTAKA

- Aldiamar, F., 2007, Analisis Resiko Gempa dan Pembuatan Respon Spektra Desain Untuk Jembatan Suramadu dengan Pemodelan Sumber Gempa 3D, Tesis, Institut Teknologi Bandung.
- Abdul Jalil, Teuku Faisal Fathani, Iman Satyarno, and Wahyu Wilopo., 2020. *Liquefaction in Palu: The Cause of Massive Mudflows*, Research Square.
- Anda, M., Purwanto, S., Suryani, E., Husnain, & Muchtar. 2021, *Pristine Soil Property and Mineralogy as The Strategic Rehabilitation Basis in Post-Earthquake-Induced Liquefaction, Tsunami And Landslide In Palu, Indonesia*. CATENA, 203, 105345. <https://doi:10.1016/j.catena.2021.105345>
- Artati, H.K., Pawirodikromo, W., & Purwanto, E. 2020, Analisis Potensi Likuifaksi pada Pasir Vulkanik di Pantai Glagah Kulonprogo Berdasarkan Data N-SPT. *Jurnal Teknisia*. XXV(2) 108-120. Yogyakarta.
- Asrurrifak, M., 2010, Peta Respon Spektra Indonesia untuk Perencanaan Struktur Bangunan Tahan Gempa dengan Model Sumber Tiga Dimensi dalam Analisis Probabilistik, Disertasi, Institut Teknologi Bandung, Indonesia.
- ASTM D6060-2002, *Practice for Determining the Normalized Penetration Resistance of Sands for Evaluation of Liquefaction Potential*.
- ASTM D4767-1992, *Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test on cohesive soils*.
- Been K and Jefferies M, 1985, *A State Parameter for Sand*, Geotechnique, Journal 35, Vol 2, pp 99-112.
- Been K and Jefferies M, 1991, *The Critical State of Sand*, Geotechnique, Journal 41, 365-381.

- Been K and Jefferies M, 2006, *Soil Liquefaction a Critical State Approach*, Taylor & Francis published, USA and Canada.
- Been K and Jefferies M, 2016, *Soil Liquefaction, a Critical State Approach*, CRC Press US.
- Bock, Y., Prawirodirdjo, L., Genrich, J.F., Stevens, C.W., McCaffrey, R., Subarya, C., Puntodewo, S.S.O dan Calais, E. (2003). “*Crustal motion in Indonesia from Global Positioning System Measurements*”. J. Geophys. Res. 108(B8), 2367, doi:10.1029/2001JB000324.
- Castro G and Poulos S.J., 1977, *Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility*, Journal Geotechnical Eng Div., ASCE 103 (GT6), 501-06.
- Castro G., 1987, *The Behaviour of Soils during Earthquake Liquefaction*, Soil Dynamic and Liquefaction, Elsevier, pp 169-204.
- Casagrande, A 1976, *Liquefaction and cyclic mobility of sands, a critical review*, Havard Soil Mechanics Series 88, Havard University, Cambridge, Massachusetts.
- Cetin, K.O., et al. 2004. *Standard Penetration Test-Based Probabilistic And Deterministic Assessment Of Seismic Soil Liquefaction Potential*. Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE 130(12). 1314–340.
- Cornell, C.A. (1968), *Engineering Seismic Risk Analysis*, Bulletin of the Seismologic al Society of America, Vol.58, pp 1583-1660.
- Cornell, C.A. (1971), *Probabilistic Analysis of Damage to Structures Under seismic Loads Dynamic Waves in Civil Engineering*. Eds. Howells, D.A., Haigh, I.P., and Taylor, C. John Wiley, London, 1971.

- Cornell, C.A dan Vanmarcke, E.H., (1969), *The Major Influences on Seismic Risk*, Proc of the 4th World Conferences on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, 1969.
- Das, B.M., and Ramana, G.V., 2011, *Principles of Soil Dynamics*, Cengage Learning 200 First Stamford Place USA
- EPRI, 1986, *Seismic Hazard Methodology for the Central and Eastern, United States*, Report, NP-4726, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA.
- EZ-FRISK, 2011, *Software for Earthquake Ground Motion Estimation User Manual*, Risk Engineering Inc.
- Fauzi, U.J., 2011, Peta Deagregasi Indonesia Berdasarkan Analisis Probabilitas dengan Sumber Gempa Tiga Dimensi, Tesis, Institute Teknologi Bandung.
- Firmansyah, J & Irsyam, M, 1999, dalam Taufik A, 2019, Laporan Kajian Manajemen Bencana, Tinjauan Kapasitas Pemerintah Daerah Dalam Manajemen Bencana, Lembaga Administrasi Negara Puslatbang KMP LAN, Makasar.
- Gardner, J., and L. Knopoff (1974). *Is The Sequence of Earthquakes in Southern California, With Aftershocks Removed, Poissonian?* Bulletin of the Seismological Society of America 64(5), 1363– 1367.
- Golesorkhi R., 1989, *Factors Influencing the Computational Determination of Earthquake Induced Shear Stresses in Sandy Soil*, Ph. D Thesis, University of California at Berkeley, 395 pp.
- Gutenberg B. and Richter C.F., 1944, *Frequency of Earthquake in California*, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 34, No. 4, pp 1985-1988.

- Herina Silvia F, 2013, Teady State Line dan State Parameter sebagai Penentu Perilaku dan Potensi Liquefaksi Tanah Volkanik Yogyakarta, Disertasi S3 Universitas Katolik Parahyangan Bandung.
- Idriss, I.M., 1990, *Response of Soft Soil Sites During Earthquake*, J.M. Ducan, ed., Proceedings, H. Bolton Seed Memorial Symposium, BiTech Publishers, Vancouver, British Columbia, Vol 2.
- Idriss, I.M., 1999, *An Update to the Seed-Idriss Simplified Procedure for Evaluating Liquefaction Potential*, in *Proceedings*, TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, Publication No. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration, January.
- Irsyam M. Dkk., 2010, Peta Zonasi Gempa Indonesia, Kementerian Pekerjaan Umum, Jakarta.
- Irsyam, M., Subki B., Himawan A., Suntoko H., (1999), Analisis Seismisitas untuk Semenanjung Muria, Prosiding Konferensi Nasional Rekayasa Gempa, Pemanfaatan Perkembangan Rekayasa Kegempaan dalam Rangka Penyempurnaan Peraturan dan Peningkatan Kepedulian Masyarakat Terhadap Bencana Gempa di Indonesia, hal VI-9-VI-20.
- Irsyam, M., Firmansjah, J., Wangsadinata, W., and Surahman A, 2000, *Development of synthetic ground motions for bedrock of Jakarta*, Proc. 12th WCEE, Auckland, Paper No 1726.
- Irsyam, M., Hendriyawan, Dangkoa D.T., Kertapati E.K., Hoedajanto D., Hutapea B.M., Boen T., Petersen M.D., (2007), Usulan Revisi Peta Bencana Kegempaan Wilayah Indonesia untuk Pulau Jawa, Prosiding Kolokium Hasil Penelitian dan Pengembangan Sumber Daya Air, Bandung.
- Irsyam M., Hoedajanto D., Kertapati E, Boen T., Petersen M.D., Dangkoa D., Asrurifak M., (2007), Usulan Revisi Peta Hazard Kegempaan Wilayah

Indonesia, Paper Seminar HAKI, Konstruksi Tahan Gempa Di Indonesia, Jakarta, 21-22 Agustus 2007.

Irsyam, M., Dangkoa, D.T., Hendriyawan, Hoedajanto, D., Hutapea, B.M., Kertapati, E., Boen, T., dan Petersen, M.D., (2008), *Proposed Seismic Hazard Maps of Sumatra and Java Islands and Microzonation Study of Jakarta City*, Indonesia, Journal of Earth System Science, accepted for publication.

Irsyam, M., Hendriyawan, Dangkoa D.T., Kertapati E.K, Hutapea B.M., Sukamta D., 2008, Usulan Ground Motion untuk Batuan Dasar Kota Jakarta dengan Perioda Gempa 500 Tahun untuk Analisis Site Spesific Response Spectra, Prosiding Konferensi HAKI, Jakarta 19-20 Agustus.

Irsyam M., Asrurifak M., Hendriyawan, Budiono B., Triyoso W., Hutapea B., 2008, *Development of Spectral Hazard Maps for Proposed Revision of Indonesia Seismic Building Code*, 3rd International Seminar on Earthquake Disaster Mitigation, Bandung, 27 Nopember 2008.

Irsyam M., Asrurifak M., Hendriyawan, Budiono B., Triyoso W., Hutapea B., 2008, Usulan Revisi Peta Seismic Hazard Indonesia Dengan Menggunakan Metode Probabilitas Dan Model Sumber Gempa Tiga Dimensi, Prosiding Seminar HATTI, 18-19 Nopember 2008, ISBN 978-979-96668-6-4.

Irsyam M. dan Asrurifak M., 2009, Analisis Seismic Hazard Dengan Model Sumber Gempa 3-Dimensi Untuk Usulan Revisi Peta Gempa Indonesia SNI 03-1726-2002, Seminar Mengelola Resiko Bencana di Negara Maritim Indonesia, diselenggarakan oleh Majelis Guru Besar ITB, 24 Januari 2009. 38

Irsyam, M., Asrurifak M., Budiono B., Triyoso W., Merati W., Sengara I., dan Anita Firmanti., 2009, *Development of Spectral Hazard Map for Indonesia Using Probabilistic Method by Considering Difference Values of Mmax for Shallow*

Background Sources, The 1st International Conference on Sustainable Infrastructure and Built Environment in Developing Countries, November 2-3, Institut Teknologi Bandung, Bandung, Indonesia.

Irsyam, M., Asrurifak M., Hendriyawan, B Budiono, Triyoso W., dan Anita Firmanti, 2010, *Development of Spectral Hazard Maps for Proposed Revision of Indonesia Seismic Building Code*, Geomechanic and Geoengineering an International Journal, Vol. 5. No. 1, 35-47, DOI: 10.1080/17486020903452725.

Irsyam, M., Asrurifak M., Hendriyawan, Latif H, Razali N., dan Anita Firmanti., 2010, *Seismic Hazard Map of Indonesia and Geotechnical and Tsunami Hazard Assessment for Banda Aceh*, International Conference on Geotechnics/Earthquake Geotechnics Toward Global Sustainability, Januari 12-14, Kyoto Sustainability Initiative, Kyoto University, Kyoto, Japan.

Irsyam M, Dkk., 2018, *Kajian Gempa Palu Provinsi Sulawesi Tengah 28 September 2018 (M7,4)*, Tim Pusat Studi Gempa Nasional, Pusat Penelitian dan Pengembangan Perumahan dan Permukiman, Badan Penelitian dan Pengembangan, Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat.

Irsyam M., Asrurifak M., Budiono B., Triyoso W., and Anita Firmanti A., 2010, *Indonesia Spectral Hazard Map at Ground Surface for Earthquake Resistance Building Design*, The 5th Kyoto University Southeast Asia Forum, Conference of Earth and Space Science, Bandung 7-8 January 2010.

Klibbe P.R., 2016, *Determination of Factor of Safety against Liquefaction and Post Liquefaction Settlement*, Geotechnical and Geophysical Site Characterisation 5 – Lehane, Acosta-Martínez & Kelly (Eds) © 2016 Australian Geomechanics Society, Sydney, Australia, ISBN 978-0-9946261-1-0.

- Katzenbach R., Clauss F., and Rochée S., 2013, *Recent Developments in Procedures for Estimation of Liquefaction Potential of Soils*, International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- Shpresa G and Neritan S., 2015, *Seismic Soil Liquefaction for Deterministic and Probabilistic Approach Based on in Situ Test (CPTU) Data*, World Journal of Engineering and Technology, 2015, 3, 41-49 Published Online May 2015 in SciRes. <http://www.scirp.org/journal/wjet>
<http://dx.doi.org/10.4236/wjet.2015.32004>.
- Kramer, S.L., 1996, *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, New Jersey.
- K. Onder Cetina, Raymond B. Seedb, Robert E. Kayenb, Robb E.S. Moss, H. Tolga Bilged, Makbule Ilgaca, Khaled Chowdhury, 2018, *The Use of The SPT-Based Seismic Soil Liquefaction Triggering Evaluation Methodology In Engineering Hazard Assessments*, MethodsX 5 Journal.
- Lestari, A. S. Dkk. 2014. *Kajian Potensi Liquefaksi berdasarkan Konsep Critical State dan Uji Piezocone pada sedimen Pasiran Kota Padang*. Penelitian. Universitas Katolik Parahyangan. Bandung.
- Makrup L.L., 2009., Pengembangan Peta Deagregasi Hazard untuk Indonesia melalui Pembuatan Software dengan Pemodelan Sumber Gempa Tiga Dimensi, Penelitian Disertasi, Institut Teknologi Bandung.
- Makrup L.L., 2013, *Seismic Hazard untuk Indonesia*, Graha Ilmu Yogyakarta.
- Makrup L.L., 2015, *Model Sistem Fisik, Dengan Persamaan Differensial Parsial dan Aplikasinya dalam Keteknikan*, Pustaka Pelajar, Yogyakarta.
- Makrup L.L., dan Muntafi Y., 2016., *Artificial Ground Motion for the Cities of Semarang and Solo Indonesia Generated Based on Probabilistic Seismic*

Hazard Analysis and Spectral Matching, EJGE, Vol 21, Bund 21, pp 6587-6602.

Makrup, L.L., Sunardi B., dan Muntafi Y., 2016, *Design Accelerograms by Time and Frequency Domain Matching Based on Seismic Hazard in Sorowako Field of Sulawesi Island, Indonesia*”, EJGE, Vol 21, Bund 21, pp 6629-6644.

Makrup, L.L., 2017, *Change the Frequency Characteristics of The Earthquake Acceleration Wave by Fourier Analysis*, International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET) Volume 8, Issue 12, December 2017, pp. 1045–1055.

Mase, et all., 2016., Analisis Potensi Likuifaksi di Kelurahan Lempuing Kota Bengkulu Menggunakan Percepatan Maksimum Kritis, POTENSI, Jurnal Sipil Politeknik, 25(1), Maret, Bengkulu.

McGuire, R.K., 1995, *Probabilistic Seismic Hazard Analysis and Design Earthquakes: Closing the Loop*, Bulletin of Seismological Society of America, Vol 85, No.5, pp 1275-1284, October.

McGuire, R.K., 2004, *Seismic Hazard and Risk Analysis*, Earthquake Engineering Research Institute MNO-10.

McGuire, R.K., 2005, EZ-FRISK Version 7 manual, Risk Engineering Inc.

Muntafi, Y., 2012, Analisis Risiko dan Mikrozonasi Hazard Gempa Jakarta Metode Probabilitas Dengan Pemodelan Sumber Gempa Tiga Dimensi, Tesis, Magister Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Nicolaou, A.S., 1998, *A GIS Platform for Earthquake Risk Analysis*, A Dissertation Submitted to Faculty of the Graduate School of State University of New York at Buffalo USA in partial fulfillment of the requirement for degree of Doctor of Philosophy, August.

- Nozomu Yoshida, 2015, *Seismic Ground Response Analysis*, Springer Dordrecht Heidelberg Newyork London.
- Nutli, O.W dan Herman, R.B., (1978), *Credible Earthquakes for The Central United States*, Report 12, Misc, Paper S-73-1, US Army Waterways Experimental Station, Vicksburg, Mississippi.
- Patria, A., dan Putra, P.S., 2020, *Development of the Palu–Koro Fault in NW Palu Valley, Indonesia*, *Geoscience letters*, 7:1.
- Pathak S.R dan Purandare A.S, 2016, *Liquefaction Susceptibility Criterion of Fines Grained Soil*, *International Journal of Geotechnical Engineering*.
- Pradono, M. H., Goto, Y., Rahmat, R.P., Hayashi, A., and Miyatake, K., 2012, *Strong Ground Motion by September 30,2009 Pariaman Earthquake and Damage to Large Scale Buildings*, Proc. 15 World Congress on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal, 2012.
- Poul V Lade, 2016, *Triaxial Testing of Soils*, John Wiley & Sons, Ltd, United Kingdom.
- Promisco Sinergi Indonesia, 2021, Laporan Akhir Seismik Hazard Assesment untuk RSU Anutapura, Kota Palu, Sulawesi Tengah.
- Rahardjo P.P, 1989, *Laboratory Study of the Undrained Behaviour of Silty Sand*, Research Project, Virginia Polytechnics Institute and State University.
- Rahardjo Dkk, 2019, *Manual on Liquefaction Study and Its Mitigation*, Geotechnical Engineering Center, Universitas Katolik Parahyangan, Bandung.
- Rahardjo Dkk, 2018, *Menyelisik Untaian Bencana Palu-Sigi-Donggala (Pelajaran dari Gempa Palu-Sigi-Donggala 28 September 2018)*, Tim Peneliti UNPAR, Bandung.

- Rahardjo Dkk, 2008, *Penyelidikan Geoteknik dengan Uji In-Situ*, Geotechnical Engineering Center, Universitas Katolik Parahyangan, Bandung.
- Rahardjo Pudji, 2018, *Penanganan Wilayah Terdampak Likuifaksi Pascagempa Sulawesi Tengah*, *Joint Information Center*, Badan Nasional Penanggulangan Bencana (BNPB).
- Robertson, P.K., and Wride, C.E., 1998, *Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test*, *Can. Geotech J*, 35 pp 442-459, NRC Canada.
- Rohadi, S., Grandis, H., Ratag, M.A., 2007, *Studi Variasi Spasial Seismisitas Zona Subduksi Jawa*, *Jurnal Meteorologi dan Geofisika.*, Vol 8, No.1, 42-47.
- Sadigh K. et al, 1997, *Attenuation Relationship for Shallow Crustal Earthquakes Based on California Strong Motion Data*, *Seismological Research Letters*, vol. 68. No. 1, PP 180-198. DOI:10.1785/GSSRL.68.1.180.
- Seed, Dkk., 1975, *Evaluation of Soil Liquefaction Potential for Level Ground During Earthquake*, Shannon Ef Wilson, Inc. and Agbabian Associates Seattle, Washington 98103 El Segundo, California 90245.
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. 1971. *Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential*, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. ASCE, 97(9), pp.1249-1273.
- Seed, H. B. and Idriss, I. M. 1982, *Ground motions and soil liquefaction during earth-quakes*, Berkeley, CA, Earthquake Engineering Research Institute Monograph. Belum dicari dan blm ada pembahasan di atas
- Shah, H.C., and Boen, T., 1996, *Seismic Hazard Model for Indonesia*, Unpublished.
- Shibata, T. and Teparaksa, W. (1988), *Evaluation of liquefaction potential of soils using cone penetration tests*, *Soils and Foundations*, Japanese of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 28., NO. 2, pp. 49-60.

- SNI 1726-2019, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung, Badan Standdrisasi Nasional, Jakarta.
- SNI 1742-2008, Cara Uji Kepadatan Ringan Untuk Tanah, Badan Standardisasi Nasional, Jakarta
- SNI 8460-2017, Persyaratan Perancangan Geoteknik, Badan Standardisasi Nasional, 2020, Jakarta
- Soong, T.T., 1981, *Probabilistic Modelling and Analysisin Science and Enfineering*, John Wiley and Son.
- Socquet A, Simons W, Vigny C, McCaffrey R, Subarya C, Sarsito D, Ambrosius B, Spakman W., 2006, *Microblock rotations and fault coupling in SE Asia triple junction (Sulawesi, Indonesia) from GPS and earthquake slip vector data*, J Geophys Res Solid Earth 111: B08409. <https://doi.org/10.1029/2005JB003963>
- Stevens C, McCaffrey R, Bock Y, Genrich J, Endang Subarya C, Puntodewo SSO, Fauzi Vigny C., 1999, *Rapid rotations about a vertical axis in a collisional setting revealed by the Palu fault, Sulawesi, Indonesia*, Geophys Res Lett 26:2677–2680. <https://doi.org/10.1029/1999GL008344>
- Tohari, A., Dkk., (2014), Karakteristik Likuifaksi Tanah Pasiran di Kota Padang Berdasarkan Metode Microtremor., Prosiding Pemaparan Hasil Penelitian Puslit Geoteknologi, LIPI, ISBN;978-979-8636-20-2.
- Tokimatsu, K., dan Yoshimi, Y., (1983), *Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on Spt N-Value and Fines Content*, Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.23, No.4, December.
- Tsuchida, T., and Koeter, J.P., 1988, *Earthquake-Induced Liquefaction of Fine-Grained Soils-Considerations from Japanese Research*, Final Report,

Department of The Army Us Army Corps of Engineers Washington, Dc
20314-1000.

Tsuchida, H. 1970., *Prediction and Countermeasure against Liquefaction in Sand Deposits*, Abstract of the Seminar of the Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, Yokosuka, Japan, pp. 3.1-3.33 (In Japanese).

Vucetic dan Dorby, 1991, *Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response*, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, Issue 1 January 1991, ASCE.

Walpersdorf A, Vigny C, Subarya C, Manurung P, 1998, *Monitoring of the Palu–Koro Fault (Sulawesi) by GPS*, Geophys Res Lett 25:2313–2316

Warman, H., dan Jumas, D.Y., 2013, Kajian Potensi Likuifaksi Pasca Gempa Dalam Rangka Mitigasi Bencana Di Padang, Jurnal Rekayasa Sipil, Volume 9 No.2, Oktober, <https://www.researchgate.net/publication/312296916>.

Wesley L.D, 2010, *Fundamental of Soil Mechanics for Sedimentary and Residual Soils*, John Wiley and Sons, Inc, Hoboken, New Jersey.

Widyaningrum Risna, 2012, Penyelidikan Geologi Teknik Potensi Likuifaksi Daerah Palu, Provinsi Sulawesi Tengah, Program Penelitian, Mitigasi, dan Pelayanan Geologi, Badan Geologi, Kementerian Energi dan Sumber Daya Mineral, Bandung.

Widodo, 2006, Pengantar Seismologi dan Teknik Kegempaan Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.

Widodo, 2012, Seismologi Teknik dan Rekayasa Kegempaan, Pustaka Pelajar, Yogyakarta.

Widodo, 2017, Analisis Dinamika Struktur, Pustaka Pelajar, Yogyakarta.

Widodo., Dkk., 2018, *Comparison of 10 % And 2/3 Of 2 % Pe for 50 Years Seismic Hazard at Yogyakarta Special Province (Ysp), Indonesia Constructed From*

The Probabilistic Seismic Hazard Analysis, International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET), Volume 9, Issue 9, September 2018, pp. 1593–1610.

Widodo., 2018, *The Estimated Pga Map of The Mw6.4 2006 Yogyakarta Indonesia Earthquake, Constructed from The Modified Mercalli Intensity Imm*, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 51, No. 2, June 2018, pp 92 – 104.

Widodo., Dkk., 2019, *Bidirectional and Directivity Effect Identifications of Synthetic Ground Motions at Selected Site in Yogyakarta City, Indonesia*, International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET), Volume 10, Issue 11, November 2019, pp. 149-166.

Yousef Bozorgnia; Vitelmo V Bertero, 2004, *Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*, CRC Press.

Youssef, M.A., 2020, *DEEPSOIL V 7.0, Nonlinear and Equivalent Linear Seismic Site Response of One-Dimensional Soil Columns*, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana Champaign.

Youd, T.L. and I.M. Idriss. 2001. *Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE. Vol. 127 No. 4: 297 – 313.

Zuniga, F.R., and Wyss, M., 1995, *Inadvertent Changes in Magnitude Reported in Earthquake Catalog: Their Evaluation Through b-value Estimates*, Bull.Seismol.Soc.Am., 85, 1858-1866.