BAB II
STUDI LITERATUR

2.1 Bendungan

Bendungan atau dam merupakan konstruksi yang dibangun untuk menahan laju air menjadi waduk, danau, atau tempat rekreasi. Bendungan sering juga dipakai untuk mengalirkan air ke Pembangkit Listrik Tenaga Air. Beberapa bendungan juga memiliki bagian yang disebut pintu air untuk membuang air yang tidak diinginkan secara bertahap atau berkelanjutan.

Bendung adalah konstruksi yang dibangun untuk meninggikan muka air sungai dan mengalirkan sebagian aliran air sungai yang ada ke dalam saluran melalui sebuah bangunan pengambilan jaringan irigasi. Air sungai yang permukaannya dinaikkan akan melimpas melalui puncak/mercu bendung (overflow) dapat digunakan sebagai pengukur kecepatan aliran air di saluran/sungai. Di negara dengan sungai yang cukup besar dan deras alirannya, serangkaian bendung dapat dioperasikan membentuk suatu sistem transportasi air.

Bendungan (dam) dapat diklasifikasikan menurut struktur, tujuan atau ketinggian. Berdasarkan struktur dan bahan yang digunakan, bendungan dapat diklasifikasikan sebagai dam kayu, dam tanah (embankment dam) atau dam batu/semen (masonry dam), dengan berbagai subtipenya. Tujuan dibuatnya termasuk menyediakan air untuk irigasi atau penyediaan air di perkotaan, meningkatkan navigasi, menghasilkan tenaga hidroelektrik, menciptakan tempat rekreasi atau habitat untuk ikan dan hewan lainnya, pencegahan banjir dan menahan pembuangan dari tempat industri seperti pertambangan atau pabrik.

2.1.1 Komponen Bendungan

Komponen bendungan terdiri dari beberapa bagian, yaitu :

1. Badan Bendungan (Body of Dams)

Badan bendungan merupakan tubuh bendungan yang digunakan sebagai penghalang air. Bendungan pada umumnya memiliki tujuan untuk menahan air, sedangkan struktur lain seperti pintu air atau tanggul digunakan untuk mengelola

atau mencegah aliran air ke dalam daerah tanah yang spesifik. Kekuatan air memberikan listrik yang disimpan dalam pompa air dan ini dimanfaatkan untuk menyediakan listrik bagi jutaan konsumen.

2. Pintu Air (Gates)

Pintu air digunakan untuk mengatur, membuka dan menutup aliran air di saluran baik yang terbuka maupun tertutup. Bagian yang penting dari pintu air sebagai berikut :

a. Daun Pintu (gate leaf), adalah bagian dari pintu air yang menahan tekanan air dan dapat digerakan untuk membuka, mengatur dan menutup aliran air.
b. Rangka pengatur arah gerakan (guide frame), adalah alur dari baja atau besi yang dipasang masuk ke dalam beton yang digunakan untuk menjaga agar gerakan dari daun pintu sesuai dengan yang direncanakan.
c. Angker (anchorage), adalah baja atau besi yang ditanam di dalam beton dan digunakan untuk menahan rangka pengatur arah gerakan agar dapat memindahkan muatan dari pintu air ke dalam konstruksi beton.
d. Hoist, adalah alat untuk menggerakan daun pintu air agar dapat dibuka dan di tutup dengan mudah.

3. Pondasi (Foundation)

Pondasi bagian dari bendungan yang mempunyai fungsi untuk menjaga kokohnya bendungan.

4. Bangunan Pelimpah (Spill Way)

Bangunan pelimpah (spill way) adalah bangunan beserta instalasinya untuk mengalirkan air banjir yang masuk ke dalam waduk agar tidak membahayakan keamanan bendungan. Bagian-bagian penting dari bangunan pelimpah :

a. Saluran pengarah dan pengatur aliran (control structure), digunakan untuk mengarahkan dan mengatur aliran agar kecepatan alirannya kecil tetapi debit alirannya besar.
b. Saluran pengangkut debit air (saluran peluncur, chute, discharger carrier, flood way), makin tinggi bendungan, makin besar perbedaan antara permukaan air tertinggi di dalam waduk dengan permuakaan air sungai di sebelah hilir bendungan. Apabila kemiringan saluran pengangkut debit air dibuat kecil, maka ukurannya akan sangat panjang dan berakibat bangunan

menjadi mahal. Oleh karena itu, kemiringan terpaksa dibuat besar dengan sendirinya disesuaikan dengan keadaan topografi setempat.

c. Bangunan peredam energi (energi dissipator), dipakai untuk menghilangkan atau setidaknya mengurangi energi air agar tidak merusak tebing, jembatan, jalan, bangunan dan instalasi lain sebelah hilir bangunan pelimpah.

5. Kanal (canal)

Kanal (canal) digunakan untuk menampung limpahan air ketika curah hujan tinggi.

6. Reservoir

Reservoir digunakan untuk menampung/menerima limpahan air dari bendungan.

7. Katup (Kelep, Valves)

Katup (kelep, valves) fungsinya sama dengan pintu air biasa, hanya dapat menahan tekanan yang lebih tinggi (pipa air, pipa pesawat dan terowongan tekan). Merupakan alat untuk membuka, mengatur dan menutup aliran air dengan cara memutar, menggerakan kearah melintang atau memanjang di dalam saluran airnya.

8. Drainage Galerry

Drainage gallery digunakan untuk alat pembangkit listrik pada sebuah bendungan.

2.1.2 Fungsi Bendungan

Fungsi bendungan adalah sebagai berikut (Tancev, 2005) :

1. Untuk menstabilkan aliran air/irigasi. Bendungan banyak digunakan untuk mengontrol dan menstabilkan aliran air, untuk tujuan pertanian dan irigasi. Mereka dapat membantu menstabilkan atau mengembalikan tingkat air danau dan laut pedalaman. Mereka menyimpan air digunakan sebagai air minum dan kebutuhan manusia secara langsung.
2. Digunakan sebagai pencegahan banjir. Bendungan diciptakan untuk mengendalian banjir.
3. Sebagai reklamasi. Bendungan (disebut tanggul-tanggul atau tanggul) digunakan sebagai pencegah masuknya air ke suatu daerah yang seharusnya dapat tenggelam, sehingga para reklamasi digunakan oleh manusia.
4. Untuk air pengalih. Bendungan yang digunakan untuk tujuan wisata.

5. Pembangkit listrik tenaga air. Banyak negara memiliki sungai dengan aliran air yang memadai, yang dapat dibendung dan dimanfaatkan sebagai pembangkit listrik.

2.1.3 Macam-macam Bendungan

Bendungan atau waduk mempunyai bermacam-macam jenis. Beberapa macam jenis bendungan diantaranya adalah :

1. Tipe bendungan berdasarkan penggunaannya :
   a. Bendungan pembelok (diversion dam) merupakan bendungan untuk meninggikan muka air, sering kali dipakai juga untuk keperluan mengalirkan air ke dalam sistem aliran menuju ke tempat yang memerlukan.
   b. Bendungan penahan (detention dam) merupakan bendungan untuk memperlambat dan seminimal mungkin efek aliran banjir tiba-tiba. Air ditampung secara sesaat/ sementara, dialirkan melalui pelepasan (outlet). Air ditahan selama mungkin dan dibiarkan meresap di daerah sekitarnya.
   c. Bendungan penampung air (storage dam) merupakan bendungan yang dipakai untuk menyimpan air dalam masa surplus dan digunakan pada masa kekurangan, termasuk dalam bendungan penampung dengan tujuan rekreasi, perikanan, pengendali banjir dan sebagainya.
2. Tipe bendungan berdasarkan jalannya air
   a. Bendungan untuk dilewati air (overflow dam) merupakan bendungan yang dibangun untuk dilimpasi air pada bangunan pelimpah (spillway).
   b. Bendungan untuk menahan air (non overflow dam) merupakan bendungan yang sama sekali tidak boleh dilimpasi air.
3. Tipe bendungan berdasarkan material pembentuknya
   a. Bendungan urugan (rock fill dam, embankment dam) merupakan bendungan yang dibangun dari hasil penggalian bahan (material) tanpa tambahan bahan lain yang bersifat campuran secara kimiawi, jadi betul-betul bahan pembentuk bangunan asli. Bendungan ini masih dibagi lagi menjadi dua yaitu bendungan urugan serba sama

(homogeneous dam) adalah bendungan apabila bahan yang membentuk tubuh bendungan tersebut terdiri dari tanah yang hampir sejenis dan mempunyai gradasi (susunan ukuran butiran) hampir seragam. Kedua adalah bendungan zonal, adalah bendungan apabila timbunan yang membentuk tubuh bendungan terdiri dari batuan dengan gradasi (susunan ukuran butiran) yang berbeda-beda dalam urut-urutan pelapisan tertentu.

b. Bendungan beton (concrete dam) adalah bendungan yang dibuat dari konstruksi beton baik dengan tulangan maupun tidak. Kemiringan permukaan hulu dan hilir tidak sama pada umumnya bagian hilir lebih landai dan bagian hulu mendekati vertikal dan bentuknya ramping. Bendungan ini dibagi lagi menjadi dua yaitu bendungan beton berdasarkan berat sendiri stabilitas tergantung pada massanya, bendungan beton dengan penyangga (buttress dam) dimana permukaan hulu menerus dan di hilirnya pada jarak tertentu ditahan, bendungan berbentuk lengkung serta bendungan beton kominasi.

4. Tipe bendungan berdasarkan tujuan pembangunannya :

a. Bendungan dengan tujuan tunggal (single purpose dam) merupakan bendungan yang dibangun untuk satu tujuan saja, misalnya untuk pembangkit tenaga listrik atau tujuan lainnya.

b. Bendungan serbaguna (multipurpose dam) adalah bendungan yang dibangun untuk berbagai tujuan, seperti : pembangkit tenaga listrik (PLTA) dan irigasi, pengendali banjir dan PLTA, air minum dan irigasi, air baku, PLTA dan irigasi dan lain sebagainya.

2.1.4 Analisis Kestabilan Bendungan Tipe Urugan (Embankment)

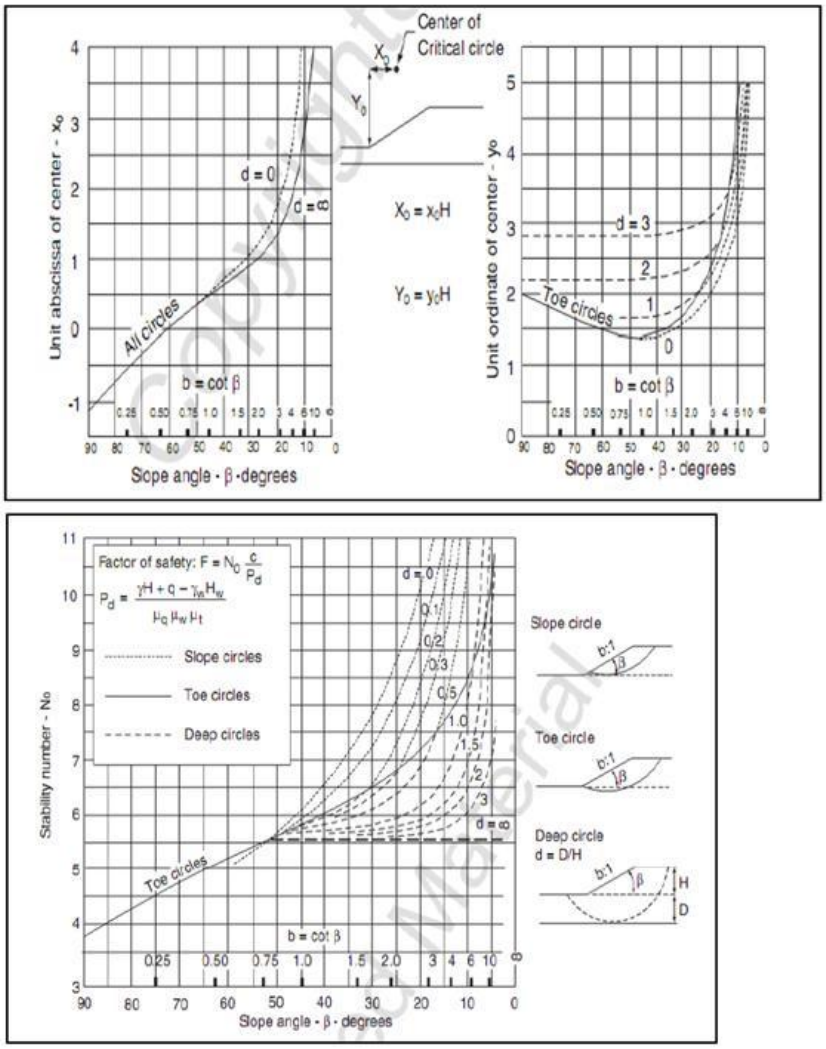
Menurut Pangular (1985) analisis kestabilan bendungan tipe urugan mempunyai cara yang sama dengan analisis kestabilan lereng. Analisis kestabilan lereng banyak dikenal, tetapi secara garis besar dapat dibagi menjadi tiga kelompok yaitu: cara pengamatan visual, komputasi dan grafik.

Analisa kestabilan lereng cara pengamatan visual ialah dengan mengamati langsung di lapangan dengan membandingkan kondisi lereng yang bergerak atau diperkirakan bergerak dan yang tidak, cara ini memperkirakan lereng labil

maupun stabil dengan memanfaatkan pengalaman dilapangan. Tetapi cara ini dinilai kurang teliti, karena tergantung dari pengalaman. Cara visual dipakai apabila tidak ada resiko longsor terjadi saat pengamatan dan dilakukan dengan cara memetakan indikasi gerakan tanah dalam suatu peta lereng.

Cara komputasi dilakukan dengan melakukan hitungan berdasarkan rumus (Fellenius, Bishop, Janbu, Sarma, Bishop modified dan lain-lain). Cara Fellenius dan Bishop menghitung faktor keamanan lereng dan dianalisis kekuatannya. Menurut Bowles (1989), pada dasarnya kunci utama gerakan tanah adalah kuat geser tanah yang dapat terjadi seperti : (a) tak terdrainase, (b) efektif untuk beberapa kasus pembebanan, (c) meningkat sejalan peningkatan konsolidasi (sejalan dengan waktu) atau dengan kedalaman, (d) berkurang dengan meningkatnya kejenuhan air (sejalan dengan waktu) atau terbentuknya tekanan pori yang berlebih atau terjadi peningkatan air tanah. Dalam menghitung besar faktor keamanan lereng dalam analisis lereng tanah melalui metoda sayatan, hanya longsoran yang mempunyai bidang gelincir saya yang dapat dihitung.

Cara grafik dilakukan menggunakan grafik yang sudah standar (Taylor, Hoek & Bray, Janbu, Cousins dan Morgenstren). Cara ini dilakukan untuk material homogen dengan struktur sederhana. Material yang heterogen (terdiri atas berbagai lapisan) dapat didekati dengan penggunaan rumus (cara komputasi). Stereonet, misalnya diagram jaring Schmidt (Schmidt Net Diagram) dapat menjelaskan arah longsoran atau runtuhan batuan dengan cara mengukur strike/dip kekar-kekar (joints) dan strike/dip lapisan batuan. Berikut grafik-grafik metode diatas.



Gambar II. 1 Grafik metode janbu (Sumber : www.academia.edu)

Menurut Sowers (1975), tipe longsoran terbagi kedalam 3 bagian berdasarkan kepada posisi bidang gelincirnya, yaitu longsoran kaki lereng (toe failure), longsoran muka lereng (face failure), dan longsoran dasar lereng (base failure). Longsoran kaki lereng umumnya terjadi pada lereng yang relatif agak curam ($>450^0$) dan tanah penyusunnya relatif mempunyai nilai sudut geser dalam yang besar ($>300^0$). Longsoran muka lereng biasa terjadi pada lereng yang mempunyai lapisan keras (hard layer), dimana ketinggian lapisan keras ini melebihi ketinggian kaki lerengnya, sehingga lapisan lunak yang berada di atas lapisan keras berbahaya untuk longsor. Longsoran dasar lereng biasa terjadi pada lereng yang tersusun oleh tanah lempung, atau bisa juga terjadi pada lereng yang tersusun oleh beberapa lapisan lunak (soft seams).

2.2 Metode Analisis Stabilitas Lereng Akibat Beban Gempa

Metode analisis gempa yang digunakan untuk merencanakan bangunan tahan gempa dapat diklasifikasikan menjadi dua, yaitu analisis statik dan analisis dinamik (Chopra,1995). Dalam menganalisis perilaku struktur yang mengalami gaya gempa, semakin teliti analisis dilakukan, perencanaannya semakin ekonomis dan dapat diandalkan. Untuk bangunan satu tingkat dapat direncanakan hanya dengan menetapkan besarnya beban lateral yang dapat ditahan elemen struktur dan dengan mengikuti ketentuan-ketentuan dalam peraturan.

Untuk bangunan berukuran sedang, prosedur analisis dapat dilakukan dengan metode analisis statik sesuai dengan prosedur yang ditentukan dalam peraturan. Untuk bangunan yang besar dan mempunyai nilai kepentingan yang besar harus menggunakan metode analisis dinamik. Selain itu, analisis dinamik juga harus dilakukan untuk struktur yang mempunyai kekakuan atau massa yang berbeda-beda tiap tingkatnya.

Pemilihan metode analisis antara analisis statik dan dinamik umumnya ditentukan dalam peraturan perencanan yang berlaku. Pemilihan metode analisis tergantung pada bangunan tersebut apakah termasuk struktur gedung beraturan atau tidak beraturan. Jika suatu bangunan termasuk struktur bangunan beraturan yang didefinisikan dalam peraturan perencanan, maka analisis gempa dilakukan dengan analisis statik. Sebaliknya, jika suatu struktur termasuk struktur bangunan tidak beraturan, maka analisis gempa dilakukan dengan cara dinamik.

2.2.1 Analisis Statik

Inersia analisis stabilitas lereng lebih disukai untuk bahan-bahan yang mempertahankan kekuatan geser mereka selama gempa. Yang paling umum digunakan inersia analisis stabilitas lereng adalah pendekatan pseudostatik. Keuntungan dari metode ini adalah mudah untuk memahami dan mudah diterapkan dan metode ini berlaku untuk kedua kondisi kritis tanah yaitu saat total stres dan efektif stres.

Aplikasi asli dari metode pseudostatik telah dikemukakan oleh Terzaghi (1950). Metode ini mengabaikan sifat siklik gempa dan menerapkan kekuatan statis tambahan atas lereng. Secara khusus, pendekatan pseudostatik adalah untuk

menerapkan gaya lateral yang bekerja melalui pusat massa dari massa geser, bertindak dalam out-of-lereng arah. Gaya lateral pseudostatik F_h dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$F_h = ma = \frac{Wa}{g} = \frac{Wa_{ma}x}{g} = k_h W$$

Dimana :

F_h : kekuatan pseudostatik horisontal bertindak melalui pusat massa dari massa geser

m : massa total geser

W : berat total bahan geser

a : percepatan, yang dalam hal ini adalah percepatan maksimum horizontal pada permukaan tanah akibat gempa (a=amax).

a_{max} : percepatan horizontal maksimum di permukaan tanah yang disebabkan oleh gempa.

$a_{max}/g=k_h$: koefisien seismik, juga dikenal sebagai koefisien pseudostatik.

Dan gempa bumi bisa diidentifikasi massa gesernya baik vertikal dan horisontal pseudostatik. Namun, gaya vertikal biasanya diabaikan dalam analisis pseudostatik standar. Hal ini karena gaya pseudostatik vertikal yang bekerja pada massa geser biasanya memiliki lebih sedikit efek pada stabilitas lereng. Selain itu, sebagian gempa bumi menghasilkan percepatan vertikal puncak yang kurang dari percepatan horizontal puncak, dan karenanya k_v lebih kecil dari k_h.

Seperti ditunjukkan dalam rumus di atas, satu-satunya yang tidak diketahui dalam metode pseudostatik adalah berat geser massa W dan koefisien k_h seismik. Berdasarkan hasil eksplorasi bawah permukaan dan pengujian laboratorium, berat unit tanah atau batuan dapat ditentukan, dan kemudian berat geser massa W dapat dengan mudah dihitung. Yang tidak diketahui lainnya adalah k_h koefisien seismik, yang jauh lebih sulit untuk menentukan. Bagian berikutnya membahas pedoman untuk pemilihan koefisien k_h seismik untuk metode pseudostatik. Pedoman untuk pemilihan k_h adalah sebagai berikut:

1. Puncak percepatan : Semakin tinggi nilai puncak percepatan tanah a_{max}, semakin tinggi nilai k_h yang harus digunakan dalam analisis pseudostatik.

2. Kekuatan gempa : Semakin tinggi besarnya gempa, semakin lama tanah akan goyang dan akibatnya semakin tinggi nilai k_h yang seharusnya digunakan dalam analisis pseudostatik.
3. Nilai maksimum k_h : Ketika item 1 dan 2 seperti diuraikan di atas, bahwa nilai k_h tidak harus lebih besar dari nilai a_{max}/g.
4. Nilai minimum k_h : Persyaratan umum oleh banyak lembaga lokal di California adalah penggunaan koefisien k_h seismik minimum = 0,15 (Divisi Pertambangan dan Geologi 1997).
5. Ukuran massa geser : Gunakan koefisien gempa yang lebih rendah sebagai ukuran kemiringan kegagalan massa meningkat. Semakin besar massa kegagalan lereng, semakin kecil kemungkinan bahwa selama gempa massa lereng seluruh akan dikenakan beban gempa destabilisasi bertindak dalam out-of-lereng arah. Pedoman yang disarankan adalah sebagai berikut:
   - Massa geser Kecil : Gunakan nilai $k_h=a_{max}/g$ untuk sebuah massa kegagalan kemiringan kecil. Contohnya, rockfalls kecil atau stabilitas surficial analisis.
   - Massa geser Menengah : Gunakan nilai k_h $0.65a_{max}/g$ untuk lereng ukuran sedang (Krinitzsky et al 1993, Taniguchi dan Sasaki 1986.).
   - Massa slide besar : Gunakan nilai terendah k_h untuk massa kegagalan besar, seperti tanggul besar, bendungan, dan tanah longsor. Sedd (1979b) merekomendasikan sebagai berikut:

     k_h : 0,10 untuk dekat dengan yang mampu menghasilkan gempa bumi berkekuatan 6,5. Faktor pseudostatik aman adalah 1,15 atau lebih besar.

     k_h : 0,15 untuk dekat dengan yang mampu menghasilkan gempa bumi berkekuatan 8,5. Faktor pseudostatik diterima keselamatan adalah 1,15 atau lebih besar.

Pedoman lain untuk pemilihan nilai k_h meliputi berikut ini:

a. Terzaghi (1950) menyarankan nilai berikut: k_h=0,10 untuk "parah" gempa bumi, k_h=0,20 untuk "kekerasan dan destruktif" gempa bumi, dan k_h=0,50 untuk "bencana" gempa bumi.

b. Sedd dan Martin (1966) dan Dakoulas dan Gazetas (1986), menggunakan model geser balok, menunjukkan bahwa nilai k_h untuk bendungan bumi tergantung pada ukuran massa kegagalan. Secara khusus, nilai k_h untuk permukaan kegagalan dalam secara substansial kurang dari nilai k_h untuk permukaan kegagalan yang tidak memperpanjang jauh di bawah puncak bendungan. Kesimpulan ini identik dengan angka 5 (ukuran massa sliding).

c. Marcuson (1981) menyarankan bahwa untuk bendungan $k_h=0.33a_{max}/g$ menjadi 0,50 a_{max}/ g, dan mempertimbangkan kemungkinan amplifikasi atau deamplification dari seismik gemetar karena konfigurasi bendungan.

d. Hynes-Griffin dan Franklin (1984), berdasarkan studi dari catatan gempa dari lebih dari 350 akselerogram, penggunaan $k_h=0.50a_{max}/g$ untuk bendungan bumi. Dengan menggunakan koefisien seismik ini dan memiliki faktor psuedostatic keamanan lebih besar dari 1,0, disimpulkan bahwa bendungan bumi tidak akan dikenakan "berbahaya besar" deformasi gempa.

e. Kramer (1996) menyatakan bahwa studi tentang bendungan bumi dengan Hynes-Griffin dan Franklin (1984) akan sesuai untuk sebagian besar lereng. Juga Kramer menunjukkan bahwa tidak ada aturan keras dan cepat untuk pemilihan koefisien pseudostatik untuk desain lereng, tetapi itu harus didasarkan pada tingkat diantisipasi sebenarnya percepatan massa kegagalan (termasuk amplifikasi atau efek deamplification).

2.2.2 Analisis Dinamik

Analisis dinamik ada 3 metode yaitu sebagai berikut :

1. Metode Chopra

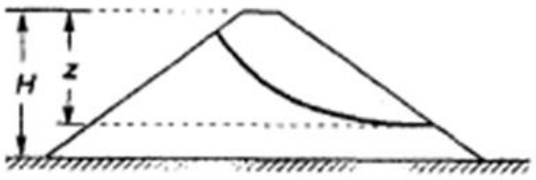
Menurut Chopra (1995) gaya lateral yang bekerja pada struktur selama terjadi gempa tidak dapat dievaluasi secara akurat oleh metode analisis statik. Analisis dinamik dipakai untuk memperoleh hasil evaluasi yang lebih akurat dari gaya gempa dan perilaku struktur. Struktur yang didesain secara statik dapat ditentukan apakah struktur tersebut cukup aman berdasarkan hasil responsnya dengan analisis dinamik. Jika dari hasil respons tersebut struktur dinyatakan tidak aman, desain struktur tersebut harus dimodifikasi agar memenuhi syarat struktur tahan gempa.

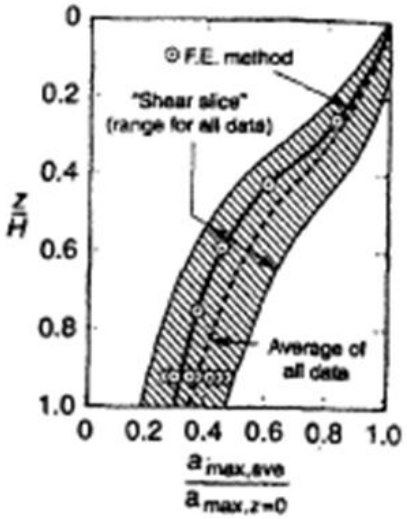
2. Metode Makdisi-seed

Makdisi-seed (1978) menggunakan percepatan gempa rata-rata dalam menghitung deformasi pada timbunan berdasarkan pada Chopra (1966) dan Sliding lock Analysis. Dengan penyederhanaan Metode Elemen Hingga dinamik dan analisis balok geser dari beberapa struktur, metode sederhana ini dapat memprediksi besarnya permanent displacement yang akan terjadi.

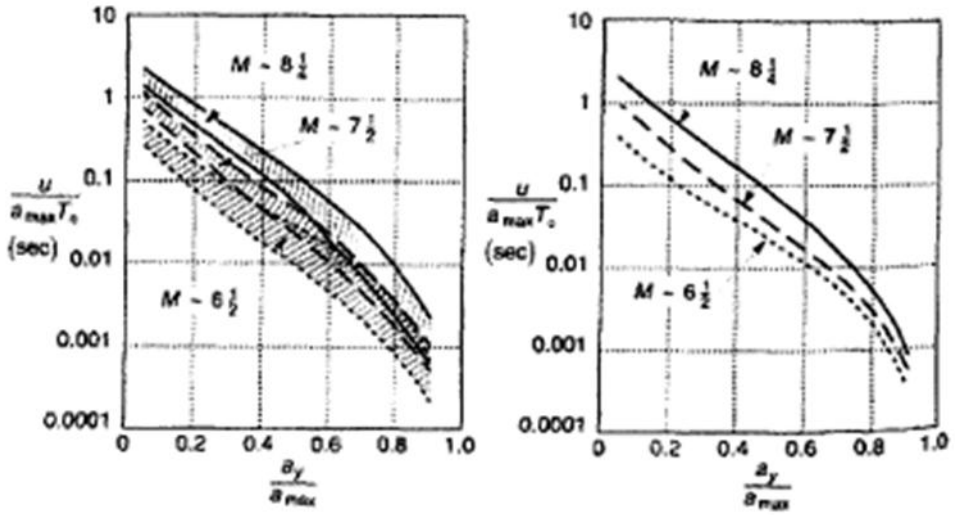
Percepatan batas pada bagian permukaan yang berpotensi longsor dihitung menggunakan tegangan leleh dinamik (80% dari tegangan geser undrained tanah). Dinamika respon pada timbunan dinyatakan sebagai ratio percepatan yang bervariasi dengan kedalaman permukaan yang berpotensi longsor terhadap tinggi timbunan.

Berdasarkan dari berbagai hipotesis dan hasil nyata yang terjadi pada berbagai timbunan dan synthetic ground motion yang diskalakan sehingga menggambarkan berbagai magnitude gempa, Makdisi-seed menghitung variasi permanent displacement sebagai ay/amax dan magnitude. Data-data tersebut di reduksi dengan menormalisasi terhadap PBA (peak base accelaration) dan periode dari timbunan. Prediksi permanent displacement dapat dihitung dengan menggunakan chart di bawah ini :





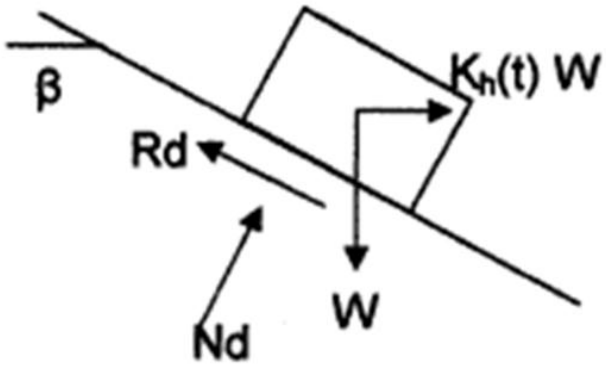
Gambar II. 2 Variasi percepatan maksimum rata-rata terhadap kedalaman potensial longsor permukaan pada dam dan urugan. (After Makdisi dan Seed (1978).



Gambar II. 3 Variasi perpindahan permananen terhadap percepatan maksimum pada berbagai magnitude gempa. (a) Rangkuman dari sejumlah gempa pada banyak berbagai dam dan urugan. (b) nilai rata-rata (After Makdisi dan Seed 1978).

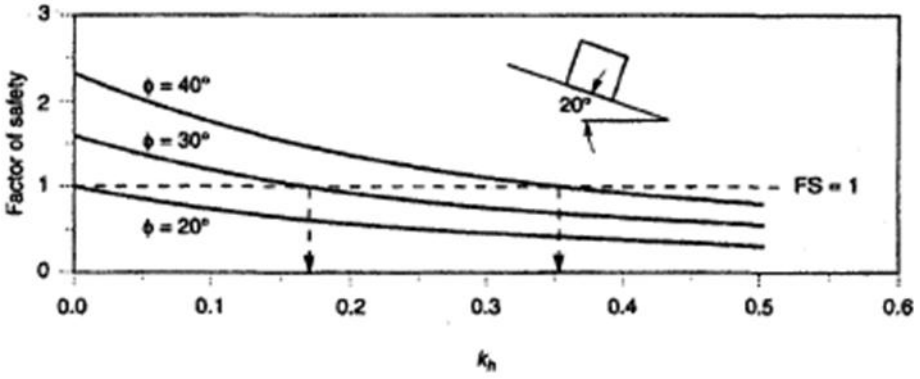
3. Metode Newmark

Gaya gempa mengandung percepatan yang merupakan fungsi waktu, sehingga mestinya faktor keamanan yang ada pada sebuah lereng jika terkena gempa juga akan berubah seiring dengan waktu. Jika gaya dalam pada suatu lereng berubah menjadi cukup besar dimana gaya tersebut melebihi dari gaya-gaya yang menahan maka faktor keamanan akan turun dibawah 1,0. Ketika SF kurang dari 1,0 maka masa yang berpotensi longsor tidak lagi pasa keseimbangan dan ketidakseimbangan gaya-gaya menjadi lebih cepat. Hal ini dianalogikan oleh Newmark sebagai kotak gelincir pada permukaan miring.



Gambar II. 4 Gaya-gaya yang bekerja pada kondisi dinamik (Sumber : www.academia.edu)

$$FSd(t) = \frac{availableresisting(forcce)}{pseudostaticdriving(force)} = \frac{Rd(t)}{Dd(t)} = \frac{[\cos\beta - kh(t)\sin\beta]\tan\phi}{\sin\beta + kh(t)\cos\beta}$$



Gambar II. 5 Variasi angka keamanan pseudostatik terhadapa koefisien horisontal pseudostatik pada balok kemiringan 200 (Sumber : www.academia.edu)

2.3 Macam-macam Lereng dan Gambaran Umum Keruntuhan Lereng

Berdasarkan material pembentuknya lereng dapat dibagi menjadi dua bagian seperti lereng tanah (Soil Slope) dan lereng batuan (Rock Slope). Lereng tanah (Soil Slope) yaitu lereng yang materialnya terdiri tanah sedangkan lereng batuan (Rock Slope) adalah lereng yang naterialnya terdiri dari batu-batuan. Menurut cara pembentukannya, lereng tanah dapat diklasifikasikan menjadi dua bagian yaitu :

2.3.1 Lereng Alam (Natural Slope)

Pada prinsipnya material pembentukan lereng alam dominan menggelincir akibat gaya gravitasi maupun gaya-gaya lain, seperti gaya karena tekanan air pori dan lain-lain. Untuk menggelincir itu ditahan oleh kekuatan geser material sendiri. Akan tetapi, meskipun stabil untuk jangka waktu yang lama, lereng alam dapat runtuh karena beberapa faktor seperti :

- Pelapukan yang hancurnya ikatan antar butir tanah yang mengurangi kekuatan gesernya.
- Galian atau timbunan bisa mengganggu kesetimbangan lerengnya.
- Terjadinya perubahan tegangan pada material setiap lereng alam mempunyai tegangan awal (initial stres) yang sangat tergantung oleh sejarah

geologi dan faktor alam lainnya. Faktor tersebut juga dapat menyebabkan perubahan tegangan yang menyebabkan terganggunya kesetimbangan.

- Aktifitas seismik atau gempa.
- Berkurangnya kekuatan geser secara bertahap yang terjadi secara perlahan-lahan sehingga tidak langsung menimbulkan keruntuhan, misalnya terjadi pada bidang ketidak selarasan bidang tektonik.
- Perubahan tegangan air pori karena tegangan akses air pori (terutama pada material dengan permeabilitas rendah). Peningkatan tegangan air pori dikarenakan oleh terganggunya daerah sekitar lereng tersebut, seperti penebangan hutan, gangguan drainase alam, reservoir, urbanisasi dan sebagainya.

2.3.2 Lereng Buatan (Manmade Slope)

Lereng buatan adalah lereng-lereng yang sengaja dibuat manusia karena tujuan tertentu, seperti : bendungan, tanggul, pemecah gelembong, timbunan, kupasan tebing dan galian. Lereng buatan ini diklasifikasikan dalam dua kategori utama yaitu :

- Timbunan

Lereng timbunan ini menyebabkan penambahan tegangan tanah akibat tambahan material dalam menganalisa dan mendisain timbunan, tingkatan kesulitannya dan ketidakpastiannya tidak sebesar lereng alam atau galian.

Analisa sangat perlu untuk kondisi sebagai berikut :

- Kondisi jangka panjang (long term condition).
- Kondisi jangka pendek atau akhir dari pelaksanaan konstruksi.
- Gangguan gempa.
- Penurunan muka air tiba-tiba (rapid draw down) khususnya untuk struktur penahan air seperti bendungan.

Tabel II. 1 Aspek-aspek pada kestabilan galian (Sumber : George Ardianda)

JENIS TANAH TIMBUNAN DAN TANAH DASAR	NON KOHESIF PADA TANAH KERAS	KOHESIF PADA TANAH KERAS	KOHESIF DAN NON KOHESIF PADA TANAH
Faktor yang mempengaruhi kestabilan	Sudut geser tanah timbunan. Sudut kemiringan. Tegangan air pori Air dari luar	Kekuatan tanah timbunan Berat jenis timbunan Sudut kemiringan Tinggi timbunan Tegangan air pori Air dari laut	Kekuatan tanah dasar Kedalaman kapis tanah lunak Kekuatan tanah timbuanan Berat jenis timbunan Tinggi timbunan Tegangan air pori
Mekanisme kegagalan	Gelincir pada permukaan	Gelincir menyinggung puncak tanah dasar	Gelincir dalam sampai tanah dasar
Masalah khusus	Erosi permukaan liquefaction selama gempa bumi	Erosi permukaan pelapukan dan pelemahan lempung terkompaksi	Retak pada timbunan kegagalan progresif erosi permukaan
Tahap kritis untuk kestabilan	Jangka panjang gempa bumi	Akhir konstruksi jangka panjang Penurunan permukaan air tiba-tiba	Akhir konstruksi jangka panjang Penurunan muka air tiba-tiba

Tabel II. 2 Aspek-aspek pada kestabilan galian lanjutan (Sumber : George Ardianda)

JENIS TANAH TIMBUNAN DAN TANAH DASAR	NON KOHESIF PADA TANAH KERAS	KOHESIF PADA TANAH KERAS	KOHESIF DAN NON KOHESIF PADA TANAH
Prosedur analisis	Tegangan efektif Tegangan dinamik	Tegangan total, tegangan efektif atau kombinasi keduanya	Tegangan total, Tegangan efektif atau kombinasi keduanya.

- Timbunan

Dengan adanya galian maka akan menyebabkan pengurangan tegangan tanah akibat pengurangan berat tanah. Tujuan utama mendesain galian yaitu mendapatkan lereng dengan ketinggian dan kemiringan yang stabil dan ekonomis. Desain ini dipengaruhi oleh faktor geologi, sifat material seepage, erosi dan kemungkinan banjir. Beberapa aspek penting pada ketidakstabilan galian dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel II. 3 Aspek-aspek penting dalam kestabilan galian (Sumber : George Ardianda)

JENIS GALIAN	KOHESIF	NON KOHESIF
Faktor yang memperngaruhi kestabilan	Kekuatan tanah Berat jenis tanah Sudut kemiringan lereng	Sudut geser tanah Sudut kemiringan lereng Tegangan air pori Air dari luar
Mekanisme kegagalan	Gelincir dalam, dapat melakukan di bawah kaki lereng	Gelincir pada permukaan
Masalah khusus	Kehilangan kekuatan pada lempeng stiff-fissured Erosi permukaan	Erosi permukaan Liquefaction selama gempa bumi
Tahap kritis untuk kestabilan	Akhir konstruksi jangka panjang dan penurunan muka air tiba-tiba	Jangka panjang atau gempa bumi

Tabel II. 4 Aspek-aspek penting dalam kestabilan galian lanjutan (Sumber : George Ardian

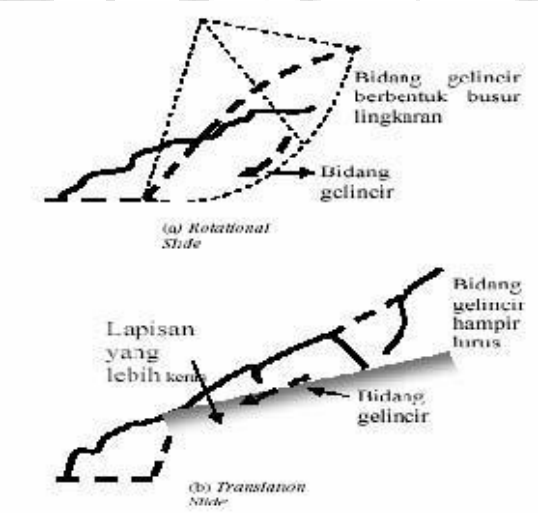
JENIS TANAH GALIAN	KOHESIF	NON KOHESIF
Prosedur analisis	Tegangan total Tegangan Efektif Kombinasi keduanya	Tegangan efektif atau dinamik

2.3.3 Masalah Kegagalan Lereng

Keruntuhan atau kegagalan lereng diakibatkan dari ketidakstabilan material sehingga terjadi gerakan lereng (Slope Motion), yang merubah bentuk geometrinya. Gerakan lereng yang menyebabkan kegagalan dapat diklasifikasikan menjadi 5 (lima) fenomena yaitu :

1. Gelinciran (Slide)

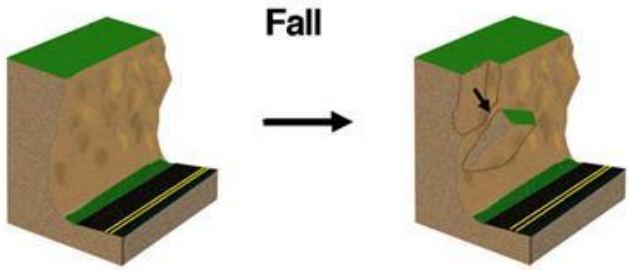
Gelincir karena akibat kegagalan geser dan bersifat translasi, rotasi atau gabungan keduanya. Gelincir translasi sering terjadi karena adanya bidang ketidakselarasan ataupun bidang lemah yang datar. Bidang gelincir rotasi berbentuk cekung kebawah dan dapat terjadi pada formasi tanah ataupun batuan.



Gambar II. 6 Kegagalan gelinciran (Sumber : Priyanti dan Wahyono 2005)

2. Jatuhan (Falls)

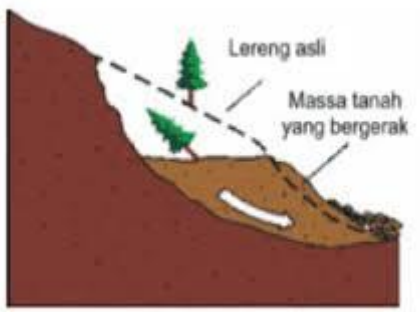
Jatuhan terjadi akibat retak dan gerakan blok ke bawah jatuhan dapat terjadi pada tanah maupun batuan. Jatuhan pada batuan di bagi 2 (dua) yaitu toppling flailure dan rockfall.



Gambar II. 7 Kegagalan jatuhan (Sumber : http://andriasmencle.blogspot.com/2011**)**

3. Aliran (Flows)

Aliran terjadi akibat gerakan massa yang menyerupai fluida kental dan gerakan tanpa bidang gelincir yang jelas. Aliran seringkali terjadi pada material unconsolidated.



Gambar II. 8 Kegagalan aliran (Sumber : http://pipijeje.blogspot.com/)

4. Penyebaran (Lateral Spreads)
5. Rubuhan (Toppling)

2.3.4 Faktor-faktor yang mengganggu kestabilan lereng

Faktor-faktor yang mengganggu dalam kestabilan lereng ada dua yaitu faktor pengaruh luar dan faktor pengaruh dalam. Berikut penjelasannya :

1. Faktor pengaruh luar

Faktor pengaruh luar ini terjadi karena meningkatnya tegangan geser yang bekerja pada tanah (τm) sehingga faktor keamanan lebih kecil dari 1 (satu). FK < 1 akan terjadi longsor.

Faktor-faktor yang mempengaruhinya yaitu :

a. Akibat peningkatan gaya vertikal
   - Akibat air hujan yang tertahan di atas lereng.
   - Adanya timbunan deposit halus.
   - Adanya timbunan tanah.
   - Berat bangunan yang berada tepat di atas lereng.

b. Akibat penurunan gaya horisontal
   - Kaki lereng tersebut tererosi oleh aliran sungai.
   - Karena adanya galian.
   - Karena adanya pembongkaran dinding penahan tanah.

c. Pergerakan tektonik

Pergerakan tektonik yang timbul dapat merubah keadaan geometri lereng. Pelandaian lereng berarti memperstabil, sebaliknya pergerakan lereng mengurangi kestabilan lereng.

2. Faktor Pengaruh Dalam

Penurunan kekuatan geser tanah yang mengakibatkan kelongsoran tanah merupakan bagian yang tersulit diperkirakan secara teliti penyebabnya. Faktor-faktor yang menurunkan kekuatan geser tanah dari keadaan semula adalah kondisi, struktur geologi dan geometri dari lerengn tersebut, yaitu :

a. Pada kondisi dimana material dapat menjadi lemah bila terjadi peningkatan kadar air. Hal ini terjadi pada tanah lempung “over consolidated“ (OC) dan “ heavily over consolidated “(HOC)”, tanah tuff vulkanik, “shales“ dan tanah lempung organik.

b. Struktur geologi dan geometri lereng
   - Lapisan yang berada diatas tanah lempung yang lemah.
   - Letak lapisan yang permiabel dan lapisan ipermiabel seperti lempung yang saling berselang-seling.

3. Pelapukan dan reaksi lainnya

Kondisi ini terjadi bila :

a. Hidrasi dan mineral pada tanah lempung seperti absorpsi air oleh mineral lempung sehingga kadar air meningkat, biasanya diikuti oleh penurunan harga kohesi seperti pada lempung montmorillonit.

b. Penyusutan tanah lempung akibat perubahan temperatur yang dapat menimbulkan retakan susut, sehingga kohesi tanah menurun dan memberi kesempatan air mengalir masuk kedalamnya menyebabkan kekuatan geser tanah sepanjang bidang longsor akan menurun dengan sendirinya menurunkan nilai dari faktor keamanan terhadap kestabilan lereng.

c. Erosi oleh air pada tanah lempung dispresif menyebabkan terbentuknya rongga yang menurun kekuatan geser tanah.

4. Perubahan berat volume dan tekanan air pori

Kondisi ini terjadi bila :

a. Berat volume pada kondisi jenuh mengurangi tegangan efektif tanah sehingga kekuatan geser berkurang dengan sendirinya.

b. Muka air naik karena air hujan, reservior dan sebagainya.

- Air hujan

Bila jatuh diatas permukaan lereng, sebagian air merembes kedalam tanah dan sebagain lagi mengalir turun ketempat yang lebih rendah, tergantung pada permebilitas tanahnya (termasuk vegetasi). Air yang mengalir pada permukaan tanah ketempat yang lebih rendah dengan kecepatan semakin lama semakin cepat akan menggerus kaki lereng sehingga menyebabkan tidak stabilnya lereng. Sebelum hujan turun, lapisan paling atas lereng bersifat jenuh sebagian dan biasanya memiliki permeabilitas lebih tinggi dari lapisan dibawahnya. Banyaknya air hujan yang merembes ke dalam tanah tergantung pada lamanya hujan dan permeabilitas tanah. Penyebab pokok yang dapat menyebabkan penurunan kekuatan geser tanah adalah :

- Penjenuhan permukaan tanah yang berakibat adanya peningkatan volume sehingga kohesinya menurun dan berat volume tanah meningkat.
- Peningkatan tekanan air pori kerena naiknya muka air preatik.
- Penurunan muka air preatik saat pengisian air waduk

Pada saat pengisian air waduk, lereng sekitarnya yang tergenang akan mengalami perubahan muka air tanahnya. Gejala ini terjadi terutama karena alirannya tertahan oleh adanya air waduk, sehinggga untuk keluar aliran air mencari bentuk yang baru, biasanya berada diatas bentuk aliran yang lama

yang berarti terjadi peningkatan tekanan air pori sehinga menurunkan nilai faktor keamanan pada stabilitas lereng.

- Penurunan muka air waduk secara tiba-tiba

Bila elevasi air waduk secara tiba-tiba karena salah satu alasannya dikhawatirkan terjadi banjir maka kestabilan lereng disekitarnya akan terganggu.

2.4 Analisa Stabilitas Lereng

Analisis stabilitas lereng dapat dihitung dengan menggunakan beberapa metode. Berikut metode-metode analisis stabilitas lereng :

2.4.1 Cara Kesetimbangan Batas (Limit Equilibrium)

Limit Equilibrium Metode adalah metode yang menggunakan prinsip kesetimbangan gaya. Metode analisis ini awalnya mengasumsikan bidang keslongsorannya yang bisa terjadi. Terdapat dua asumsi bidang kelongsoran, yaitu: bidang kelongsoran berbentuk circular dan bidang kelongsoran yang diasumsikan berbentuk non-circular.

Beberapa kesetimbangan batas (LE) metode telah dikembangkan untuk analisis stabilitas lereng. Fellenius (1936) memperkenalkan metode pertama, disebut sebagai Ordinary atau metode Swedia, untuk busur lingkaran. Bishop (1955) maju metode pertama memperkenalkan hubungan baru untuk gaya normal dasar. Persamaan untuk FOS maka menjadi non-linear. Pada saat yang sama, Janbu (1954a) mengembangkan metode sederhana untuk permukaan kegagalan non-melingkar, membagi massa geser potensial menjadi beberapa irisan vertikal. Prosedur umum irisan (GPS) dikembangkan pada saat yang sama sebagai pengembangan lebih lanjut dari metode yang disederhanakan (Janbu 1973). Kemudian, Morgenstern-Price (1965), Spencer (1967), Sarma (1973) dan beberapa orang lain membuat kontribusi lebih lanjut dengan asumsi yang berbeda untuk pasukan interslice. Sebuah prosedur umum limit equilibrium (GLE) dikembangkan oleh Chugh (1986) sebagai perpanjangan dari metode Spencer dan Morgenstern-Price, memuaskan baik saat dan memaksa kondisi kesetimbangan (Krahn 2004 Abramson et al. 2002). Perkembangan ini ditinjau pada bagian

berikut, yang bertujuan untuk mengetahui perbedaan utama dalam berbagai pendekatan untuk penentuan FOS.

Semua metode LE didasarkan pada asumsi-asumsi tertentu untuk interslice normal (E) dan geser (T) kekuatan, dan perbedaan mendasar antara metode adalah bagaimana kekuatan ini ditentukan atau diasumsikan. Selain itu, bentuk slip permukaan diasumsikan dan kondisi kesetimbangan untuk perhitungan FOS antara lain. Ringkasan metode LE dipilih dan asumsi mereka disajikan dalam tabel 5.

Tabel II. 5 Metode Limit Equilibrium

Metode	Gaya Equilibrium		Momen Equilibrium
	X	Y	
Janbu Simplified	Yes	Yes	No
Corps Of Engineers	Yes	Yes	No
Lowe and Karafiath	Yes	Yes	No
Janbu's Generalizied	Yes	Yes	No
Bishop's Rigorous	Yes	Yes	Yes
Spancer's	Yes	Yes	Yes
Morgenstern-Price	Yes	Yes	Yes
Ordinary Method of Slice (OMS)	No	No	Yes
Bishop's Simplified	Yes	No	Yes

Beberapa prinsip-prinsip dasar di balik metode yang dijelaskan secara singkat di bawah.

2.4.2 Metode Grafik Stabilitas (Janbu)

Metode yang disederhanakan, metode umum (GPS) dan metode langsung yang dikembangkan oleh Janbu (1954, 1968) sangat umum dalam analisis stabilitas.

a. Kondisi tanah jenuh air (ϕ=0, C≠0)

Stablitas lereng untuk tanah lempung dengan jenuh air dapat dihitung dengan menggunakan metode grafik stabiltas.

Langkah-langkah metode grafik stabilitas sebagai berikut :

1. Menentukan parameter desain pada setiap lapis tanah yaitu, ϕ, c, γ, h dan D.
2. Menentukan kemiringan lereng.
3. Tanah yang berlapis-lapis disederhanakan menjadi satu lapisan melalui pengambilan harga "weighted average" dan nilai ϕ dan c, harga rata-rata dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

   Tan ($\phi_{rata\text{-}rata}$) = $\Sigma\Theta_i \tan\phi / \Sigma\Theta_i$ dengan i= 1 sampai i = n

   $C_{rata\text{-}rata} = \Sigma\phi_i c_i / \Sigma c_i$ dengan i = 1 sampai i = n

   $\gamma_{rata\text{-}rata} = \Sigma\gamma_i / n$ dengan i = 1 sampai i = n
4. Menghitung faktor keamanan d menggunakan persamaan :

$$d = D / H$$

5. Menghitung faktor P_d dengan menggunakan persamaan :

$$Pd = (\gamma_{rata-rata} \cdot H + q - \gamma_w \cdot H_w) / (u_q \cdot u_w \cdot u_t)$$

   Dengan :

   $\gamma_{rata\text{-}rata}$: berat volume rata-rata (ton/m^3)

   H : tinggi lereng di atas (m)

   q : belom merata (ton/m^2)

   H_w : tinggi air di luar lereng (m)

   U_q : faktor koreksi beban merata

   U_w : faktor koreksi beban perendaman

   U_t : faktor koreksi retakan susut

   Jika tidak terdapat beban merata uq = 1, jika tidak ada perendam uw = 1, jika tidak ada retakan susut ut = 1.
6. Menggunakan grafik untuk mencari angka stabilitas N_0 yang tergantung pada β dan d.
7. Menghitung faktor keamanan Fk dengan menggunakan persamaan :

$$FK = (N_o \cdot c_{rata-rata}) / P_d$$

Dimana :

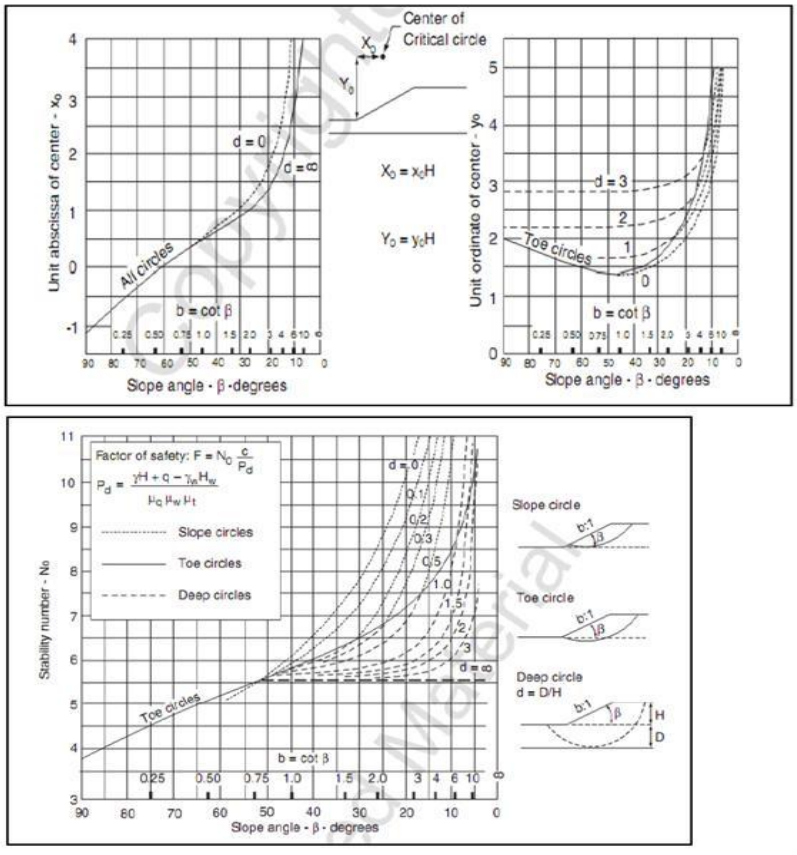
FK : faktor kemanan

N_o : angka stabilitas

$C_{rata\text{-}rata}$: harga koefisien rata-rata

P_d : faktor

8. Menentukan titik tangkap lingkaran kritis pada bidang longsor dengan menggunakan grafik titik tangkap dinyatakan dalam X_0 dan Y_0 untuk lereng dengan $\beta>53^0$ bidang longsor melewati bidang lereng (toe circle). Untuk lereng dengan $\beta<53^0$ bidang longsor menyinggung lapisan tanah dasar yang baik/firm (base circle).
9. Bila lereng terdiri dari beberapa lapisan, perhitungan dilakukan dengan menggunakan beberapa lingkaran yang menyinggung batas-batas lapisannya.



Gambar II. 9 Grafik metode janbu (Sumber : www.academia.edu**)**

b. Kondisi Tanah yang Mempunyai Nilai ϕ>0 dan c>0

Pada bagian ini mengutamakan pembahasan mengenai stabilitas lereng untuk tanah lempung yang mempunyai parameter geser ϕ>0 dan c>0, peninjauan retakan susut dan gaya-gaya luar lainnya. Langkah-langkah penggunaan metode grafik stabilitas adalah :

1. Menentukan parameter desain setiap lapisan tanah yaitu ϕ, c, γ, h dan D.
2. Menentukan kemiringan lereng.
3. Tanah yang berlapis-lapis dapat disederhanakan menjadi satu lapisan, caranya sama seperti tanah jenuh air dengan menggunakan persamaan yang sama.
4. Perkiraan letak bidang longsor melalui parameter ϕ, untuk lereng sederhana dengan ϕ>0 bidang longsoran kritis melewati kaki lereng (toe circle), bila tanah dasarnya cukup baik sedangkan bidang longsornya kritis akan melewati tanah dasar, menyinggung lapisan yang kuat (base circle), bila tanah dasarnya jelek.
5. Menghitung faktor P_d dengan menggunakan persamaan :

$$P_d = (\gamma_{rata-rata} \cdot H) + q - (\gamma_w \cdot H_w)/(u_q \cdot u_w \cdot u_t)$$

6. Menghitung faktor Pe dengan menggunakan persamaan :

$$Pe = (\gamma_{rata2} \cdot H) + q - (\gamma_w \cdot H'_w)/(u_q \cdot u'_w)$$

Dimana :

H_w : tinggi dalam lereng (m)

U'_w : faktor koreksi seepage/rembesan

Bila tidak ada beban merata u_q=1, bila tidak ada seepage u'_w=1.

7. Menghitung parameter tidak berdimensi $\gamma_{c\phi}$ menjadi tidak terhingga, dalam hal ini langkah 8 dilewati.
8. Menggunakan grafik untuk mencari angka stabilitas N_{ef} yang bergantung pada sudut kemiringan β dan $\gamma_{c\phi}$.
9. Menghitung faktor keamanan FK dengan menggunakan persamaan :

$FK = (N_{cl} \cdot C_{rata-rata})/P_d$ untuk c > 0

$FK = (P_e/P_d) b \tan\phi_{rata-rata}$ untuk c = 0 dengan b = cotβ

10. Menggunakan titik tangkap lingkaran kritis pada bidang longsor dengan menggunakan grafik dan dinyatakan dalam X_0 dan Y_0.
11. Bila lereng terdiri atas banyak lapisan, maka dalam perhitungan perlu meninjau beberapa lingkaran kritis yang menyinggung batas-batas lapisan.

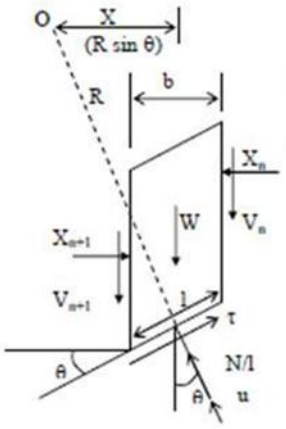
2.4.3 Metode Bishop

Tahap-tahap pada metode Bishop adalah sebagai berikut :

a. Metode ini pada dasarnya sama dengan metode swedia, tetapi dengan memperhitungan gaya-gaya antar irisan yang ada. Metode Bishop mengasumsikan bidang longsor berbentuk busur lingkaran.
b. Pertama yang harus diketahui adalah geometri dari lereng dan juga titik pusat busur lingkaran bidang luncur, serta letak rekahan.
c. Untuk menentukan titik pusat busur lingkaran bidang luncur dan letak rekahan pada longsoran busur dipergunakan grafik.

Metode Bishop yang disederhanakan merupakan metode yang sangat populer dalam analisis kestabilan lereng dikarenakan perhitungannya yang sederhana, cepat dan memberikan hasil perhitungan faktor keamanan yang cukup teliti. Kesalahan metode ini apabila dibandingkan dengan metode lainnya yang memenuhi semua kondisi kesetimbangan seperti metode Spencer atau Metode Kesetimbangan batas umum, jarang lebih besar dari 5%. Metode ini sangat cocok digunakan untuk pencarian secara otomatis bidang runtuh kritis yang berbentuk busur lingkaran untuk mencari faktor keamanann minimum.

Metode Bishop sendiri memperhitungkan komponen gaya-gaya horizontal dan vertikal dengan memperhatikan kesetimbangan momen dari masing-masing potongan, seperti pada gamabr dibawah ini. Metode ini dapat digunakan untuk menganalisa tegangan efektif.



$$FK = \frac{1}{\Sigma W.\sin\theta}\Sigma\left[\frac{\{cb + W(1-ub)\tan\phi\}\sec\theta}{1+\frac{\tan\theta.\tan\phi}{FK}}\right] \qquad (19)$$

Dimana:

W = berat segmen tanah
cb = kohesi tanah
θ = sudut antara bidang horisontal dengan garis kerja kohesi
ϕ = sudut geser dalam
β = kemiringan lereng

Gambar II. 10 Stabilitas lereng dengan metode Bishop (Sumber : www.academia.edu**)**

Cara analisa yang dibuat oleh A.W.Bishop (1955) menggunakan cara elemen dimana gaya yang bekerja pada tiap elemen ditunjukan pada seperti gambar dibawah ini.persyaratan keseimbangan diterapkan pada elemen yang membentuk lereng tersebut.

Faktor keamanan terhadap longsoran didefinisikan sebagai perbandingan kekuatan geser maksimum yang dimiliki tanah dibidang longsor (Stersedia) dengan tahanan geser yang diuperlukan untuk keseimbangan (Sperlu).

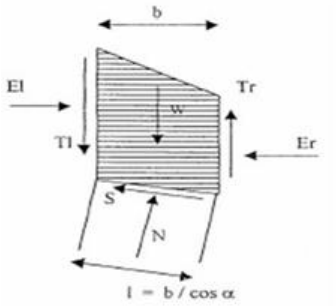
$$FK = \frac{(S_{perlu})}{(B\,S_{tersedia})}$$

Bila kekuatan geser tanah adalah :

$$(S_{tersedia}) = c' + (\sigma - \mu)\tan\theta'$$
$$= c' + \sigma'\tan\theta'$$

maka tahanan geser yang diperlukan untuk keseimbangan adalah :

$$(S_{perlu}) = \frac{1}{F.K.}\,(c' + (\sigma - \mu)\tan\theta') \quad \ldots\ldots\ldots\ldots$$

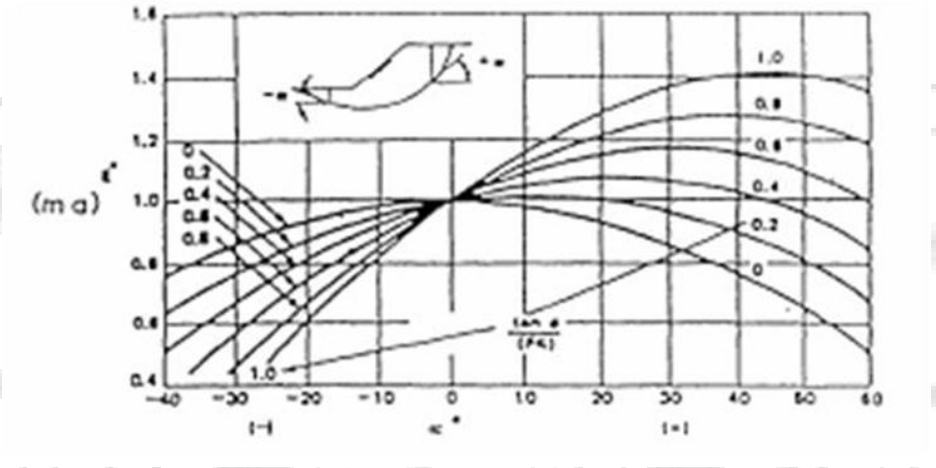


W = berat tanah dan beban diatasnya yang lain bila ada
N = N' + ul
Dimana :
N = Gaya normal total
N' = Gaya normal efektif
ul = Gaya akibat tekanan air pori
u = Tekanan air pori yang bekerja didasar potongan sebesar W

Gambar II. 11 Sistem gaya pada suatu elemen menurut Bishop (Sumber : www.academia.edu)

$$FK = \frac{\frac{1}{m \cdot a}(c'b + (W - \mu \cdot b)\tan\theta'}{W \sin\alpha}$$

Harga m.a dapat ditentukan dari gambar diatas. Cara penyelesaian merupakan coba ulang (trial dan eror) harga faktor keamanan FK diruas kiri persamaan faktor keamanan diatas, dengan menggunakan gambar diatas untuk mempercepat perhitungan. Faktor keamanan menurut cara ini menjadi tidak sesuai dengan kenyataan, terlalu besar, bila sudut negatif (-) dilereng terbawah mendekati 30^0. Kondisi ini bisa timbul bila lingkaran longsor sangat dalam atau pusat rotasi yang diandalkan berada dekat puncak lereng. Faktor keamanan yang didapat dari cara Bishop ini lebih besar dari yang didapat dengan cara Fellenius.

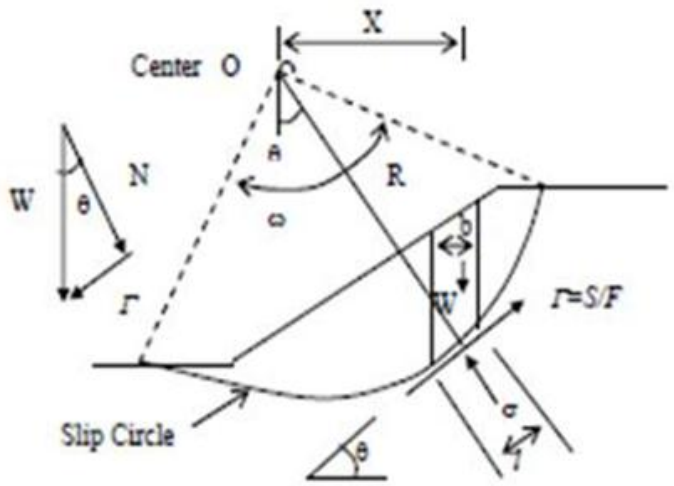


Gambar II. 12 Harga m.a untuk persamaan Bishop (Sumber : www.academia.edu)

2.4.4 Metode Fellenius

Ada beberapa metode untuk menganalisa kestabilan lereng, yang paling umum digunakan adalah metode irisan yang dicetuskan oleh Fellenius (1939). Metode ini banyak digunakan untuk menganalisa kestabilan lereng yang tersusun oleh tanah, dan bidang gelincirnya berbentuk busur (arc-failure).

Perhitungan lereng dengan metode Fellenius dilakukan dengan membagi masa longsoran menjadi segmen-segmen seperti pada contoh gambar dibawah ini, untuk bidang longsor circular adalah :



Gambar II. 13 Gaya yang bekerja pada longsoran lingkaran (Sumber : www.academia.edu)

$$\sum W \cdot x = \sum \tau I \cdot R$$

$$FK = \frac{\sum \tau i \cdot Ii \cdot R}{\sum Wi \cdot xi}$$

Dimana :

Wi : Berat segmen Tanah (kN/m)

Ii : Panjang busur lingkaran pada segmen yang dihitung (m)

Xi : Jarak horizontal dari pusat gelincir ke titik berat segmen (m)

R : Jari-jari lingkaran keruntuhan (m)

T : Tegangan geser (kg/cm^2)

Untuk tanah kohesif (ϕ=0), maka :

$$FK = \frac{Cu \cdot L}{\sum Wi \cdot \sin \theta i}$$

Dimana :

Cu : Kuata geser tanah tak terdrainase

Θ : Sudut antara bidang horizontal dengan garis lerka kohesi

L : panjang total busur gelincir

$$L = \frac{R \cdot W \cdot \pi}{180^{\circ}}$$

ω : sudut busur lingkaran gelincir

$$FK = \frac{CL + \tan\phi \sum w \cdot \cos\theta}{\sum W \cdot \sin\theta}$$

Dimana :

C : Kuat geser tanah

W : Berat segmen tanah

Metode fellenius dapat digunakan pada lereng-lereng dengan kondiis isotropis, non isotropis dan berlapis-lapis. Masa tanah yang bergerak diandaikan terdiri dari atas beberapa elemen vertikal. Lebar elemen dapat diambil tidak sama dan sedemikian sehingga lengkung busur di dasar elemen dapat dianggap garis lurus,

Berat total tanah/batuan pada suatu elemen (W) termasuk beban luar yang bekerja pada permukaan lereng, diuraiakan dalam komponen tegak lurus dan tangensial pada dasar elemen. Dengan cara ini, pengaruh gaya T dan E yang bekerja disamping elemen diabaikan. Faktor keamanan adalah perbandingan momen penahan longsor dengan penyebab longsor. Pada gambar di bawah tahanan geser pada bidang longsor adalah :

$$M_{penahan} = R \cdot r$$

Dimana :

R : gaya geser

r : jari-jari bidang longsor

Tahanan geser pada dasar tiap elemen adalah :

$$R = S \cdot b = b(c' + \sigma \tan\phi')$$

$$\sigma = \frac{Wi \cdot \cos\alpha}{b}$$

Momen penahan yang ada sebesar :

$$M_{penahan} = r(c'b + w_t \cos\alpha \tan\phi')$$

Komponen tangensial Wt, bekerja sebagai penyebab longsoran yang menimbulkan momen penyebab besar :

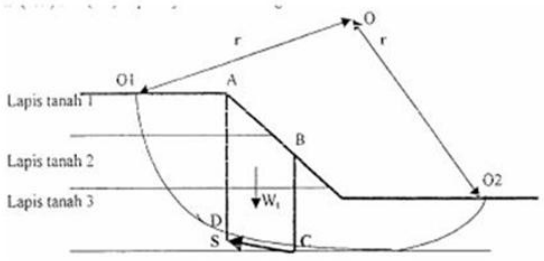
$$Mpenahan = (wi \sin\alpha)r$$

Faktor keamanan menjadi :

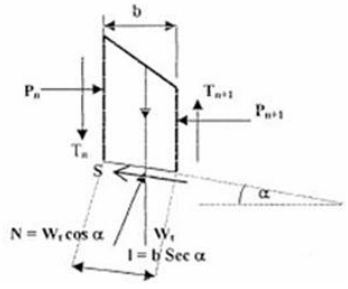
$$FK =' \frac{\sum(c'b + W_t \cos\alpha \tan\phi')}{\sum W_t \sin\alpha}$$

Jika lereng terendam air atau jika muka air tanah diatas kaki lereng, maka tekanan air pori akan bekerja pada dasar elemen yang ada dibawah muka air tersebut. Dalam hal ini tahanan geser harus diperhitungkan yang efektif sedangkan gaya penyebabnya tetap diperhitungkan secara total, sehingga rumus menjadi :

$$FK =' \frac{\sum\{c'b + (Wt \cos\alpha - ub)\tan\phi'\}}{\sum W_t \sin\alpha}$$



(a) Memilih irisan -irisan agar dasar busur hanya pada satu jenis tanah



(b) Gaya-gaya yang bekerja pada irisan tunggal

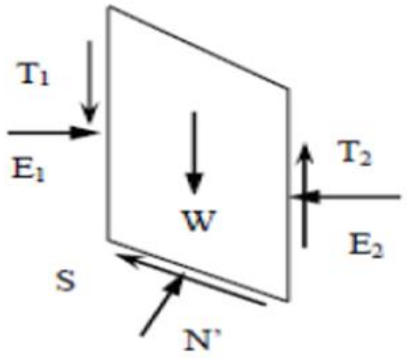
W_t	=	berat tanah irisan
b	=	lebar irisan arah dasar
		bidang longsor
P_n ; P_{n+1}	=	gaya horizontal yang bekerja pada sisi irisan
T_n ; T_{n+1}	=	gaya tangesial pada sisi irisan
N	=	gaya normal yang tegak lurus pada bidang longsor
S	=	kekuatan geser yang bekerja sepanjang bidang longsor
α	=	kemiringan bidang longsor

Gambar II. 14 Sistem gaya pada metode Fellenius (Sumber : www.academia.edu)

2.4.5 Metode Morgenstren Price

Pada metode ini gaya yang dipertimbangkan adalah sebagai berikut :

- Memperhitungkan gaya-gaya antar irisannya.
- Mengasumsikan gaya-gaya antar irisan adalah fungsi f (x).
- Menghitung angka keamanan dengan keseimbangan momen dan keseimbangan gaya.



Gambar II. 15 Gaya pada irisan metode Morgenstern-Price (Sumber : www.academia.edu)

2.4.6 Lowe and Karafiath

Metoda Lowe-Karafiath ini (1960) hanya memenuhi keseimbangan dalam perhitungan FOS. Mirip dengan metode lain, L-KM mengasumsikan kekuatan interslice kecenderungan yang sama dengan rata-rata kemiringan kemiringan permukaan (β) dan basis kemiringan slice (α), yaitu θ = ½ (β + α), dimana θ adalah kecenderungan gaya interslice resultan.

Syarat faktor keamanan (FS) stabilitas lereng tanpa ada beban gempa adalah sebagai berikut : (Joseph E Bowles, 2000)

FK ≥ 1.25	Lereng dalam kondisi aman
FK < 1.07 ; < 1.25	Lereng dalam kondisi kritis
FK ≤ 1.07	Lereng dalam kondisi tidak aman

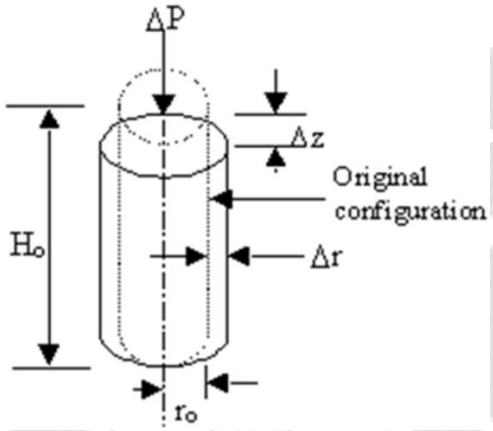
Sedangkan syarat faktor keamanan (FS) stabilitas lereng karena faktor gempa adalah sebagai berikut : (Metode analisis stabilitas lereng statik bendungan tipe urugan, RSNI M-03-2002)

Tabel II. 6 Syarat faktor kemanan (FK) dengan gempa

Kondisi Bendungan	FK Dengan Gempa
Kondisi bendungan selesai masa konstruksi	1.2
Kondisi bendungan air normal	1.2
Kondisi bendungan air turun tiba-tiba	1.1

2.5 Pemodelan Tanah

Hubungan tegangan regangan menunjukan respon karakteristik teknis dari suatu contoh tanah, untuk mengetahui nilai modulus dari tanah dan mengetahui kuat geser tanah. Pemodelan material tanah dasar yang dipakai untuk analisis tegangan regangan statik ada 3(tiga), yaitu : Linear elastik, Non-linear elastik dan Elasto plastik.



Gambar II. 16 Ilustrasi tegangan regangan (Sumber : slide kuliah mektan)

Sehingga didapat hubungan rumus tegangan regangan sebagai berikut :

- Vertikal stress

$$\Delta\sigma_z = \frac{\Delta p}{A}$$

- Vertikal strain

$$\Delta\varepsilon_z = \frac{\Delta Z}{H_o}$$

- Radial strain

$$\Delta\varepsilon_r = \frac{\Delta r}{r_o}$$

- Poisson rasio

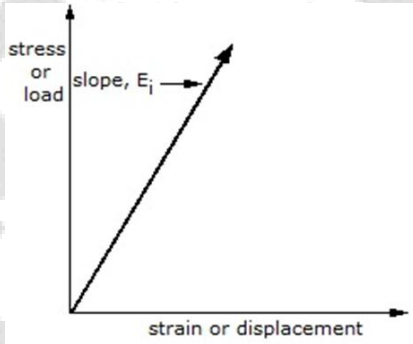
$$\nu = \frac{-\Delta\varepsilon_r}{\Delta\varepsilon_z}$$

Penjelasan pemodelan tanah akan dijelaskan sebagai berikut.

2.5.1 Linear Elastik

Linear elastik adalah saat dimana material mampu kembali ke kondisi awalnya tanpa "menyimpan" deformasi permanen saat dilakukan proses loading-unloading.

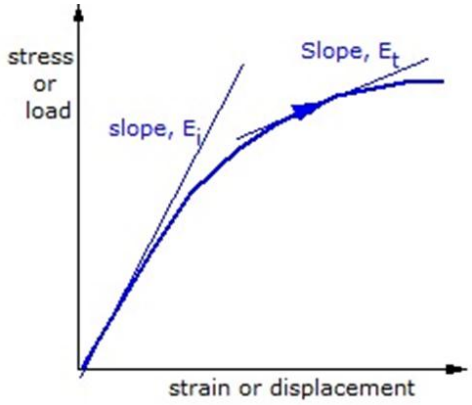
Pada gambar dibawah ini dapat kita lihat bahwa pada material elastik, garis dimana loading dan unloading-nya berpotongan dan tidak menyisakan deformasi permanen sama sekali. Semua material yang tidak memenuhi persyaratan ini sesungguhnya tidak dapat dimodelisasi dengan model elastik (Sumber : http://james-oetomo.com).



Gambar II. 17 Linear elastik (Sumber : slide kuliah mektan)

2.5.2 Non-Linear Elastik

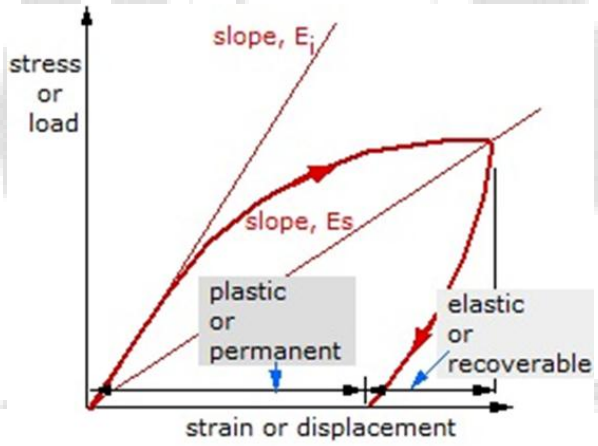
Non-linear elastik adalah saat dimana material mampu kembali ke kondisi awalnya dengan "menyimpan" deformasi permanen saat dilakukan proses loading-unloading (Sumber : http://james-oetomo.com).



Gambar II. 18 Non-linear elastik (Sumber : slide kuliah mektan)

2.5.3 Elasto Plastik

Elasto plastik adalah saat dimana material menyisakan deformasi permanen (strain hardening) saat dilakukan proses loading-unloading. Untuk mengetahui apakah material telah mencapai fase plastiknya, kita harus melakukan pengujian pada material (Sumber : http://james-oetomo.com).

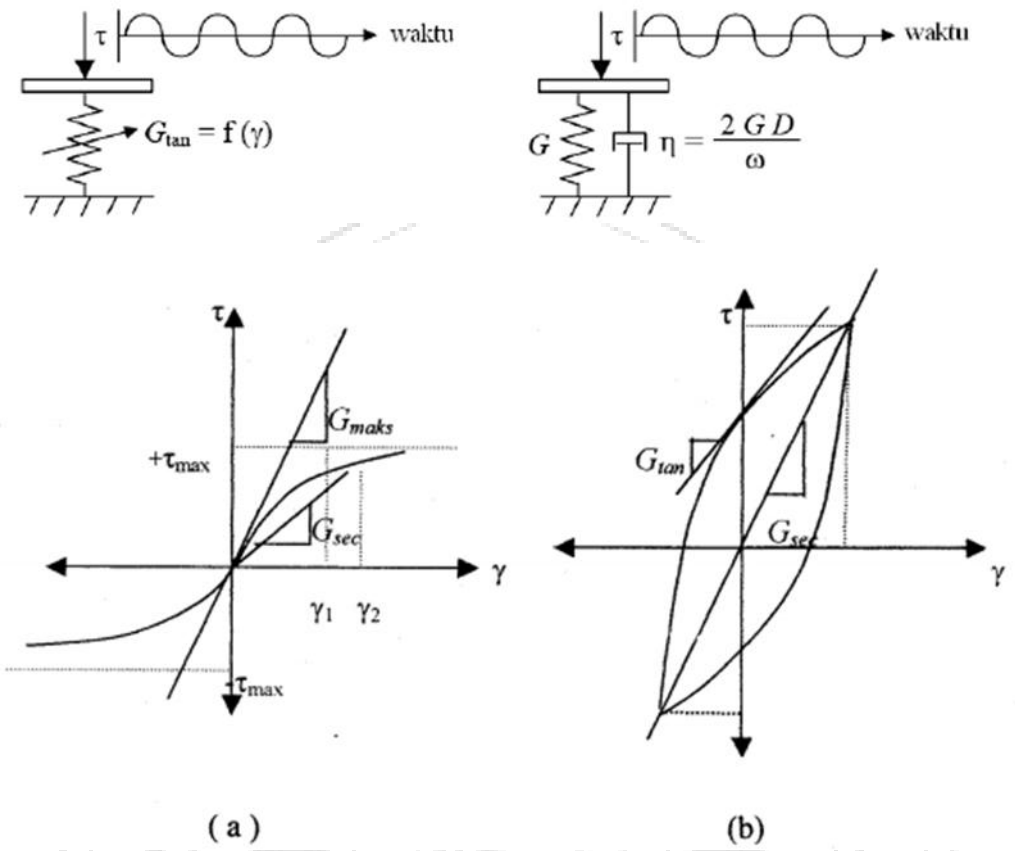


Gambar II. 19 Elasto plastik (Sumber : slide kuliah mektan)

2.5.4 Perilaku Tegangan Regangan Akibat Beban Dinamik

Peningkatan tekanan air pori merubah tegangan efektif dan sifat tanahnya berubah. Pada metode ini tekanan air pori yang berlebih dihitung berdasarkan puncak tegangan geser dinamis. Nilai-nilai puncak tidak diketahui sampai analisis dinamis berakhir, sehingga tegangan efektif tidak dapat berubah sampai getaran berakhir. Tegangan air pori yang berlebih hanya bisa dihitung setelah dinamiknya selesai.

Dalam gambar II.20 terlihat dari penggambaran tersebut, bahwa nilai modulus geser tanah tergantung pada tingkat regangannya. Seperti gambar II.20.a nilai modulus geser akan berubah sesuai dengan sudut kemiringan yang terbentuk melalui masing-maisng garis singgung kurva tegangan regangan yang terjadi.



Gambar II. 20 Hubungan tegangan regangan (a) frekuensi tinggi (b) frekuensi rendah (Kramer,1996)

2.6 Konsep Kondisi Kritis

Kondisi kritis tanah yang perlu diperhatikan adalah tegangan total dan tegangan efektif. Jika memilih kondisi kritis pada analisis, maka akan mendapatkan kondisi kritis dilapangan yang sebenarnya. Karena kesalahan dalam menentukan kondisi kritis akan berpengaruh pada kesalahan estimasi kondisi di lapangan.

2.6.1 Tegangan Total

Tegangan total yang terjadi pada tanah dalam suatu titik dari berat volume keseluruhan beban tanah yang berada diatasnya. Apabila saat tanah tersebut jenuh

air, jadi tegangan total dihitung dengan memasukan berat volume tanah jenuh air dengan berat volume air. Berikut rumus untuk menghitung tegangan total :

$$\sigma = \gamma_w \cdot h + (h_a - h)\gamma_{sat}$$

dimana :

σ : tegangan total

γ_w : berat isi air

γ_{sat} : berat isi tanah jenuh air

h_a : kedalaman pada titik a

h : kedalaman

Untuk menganalisis stabilitas jangka pendek (short term) atau selesai konstruksi biasanya menggunakan analisis tegangan total, atau disebut juga dengan kondisi undrained. Kondisi ini terjadi karena waktu pembebanan kecepatannya lebih cepat dari keluarnya air pori. Kasus undrained terjadi pada tanah lempung, proses keluarnya air pori pada tanah lempung sangat lama jika dibandingkan dengan tanah pasir. Sehingga dalam waktu jangka lama tekanan air pori tereduksi yang menyebabkan kuat geser tanah dan faktor keamanan meningkat. Faktor keamanan tanah terjadi pada masa akhir konstruksi. Parameter kuat geser pada kondisi undrained adalah cu dan ϕu.

2.6.2 Tegangan Efektif

Untuk menganalisis stabilitas jangka panjang (long term) atau kondisi drained analisis yang digunakan tegangan efektif. Rumus yang digunakan dalam tegangan efektif adalah sebagai berikut :

$$\sigma' = (\gamma - \gamma_w)h$$

dimana :

σ’ : tegangan efektif

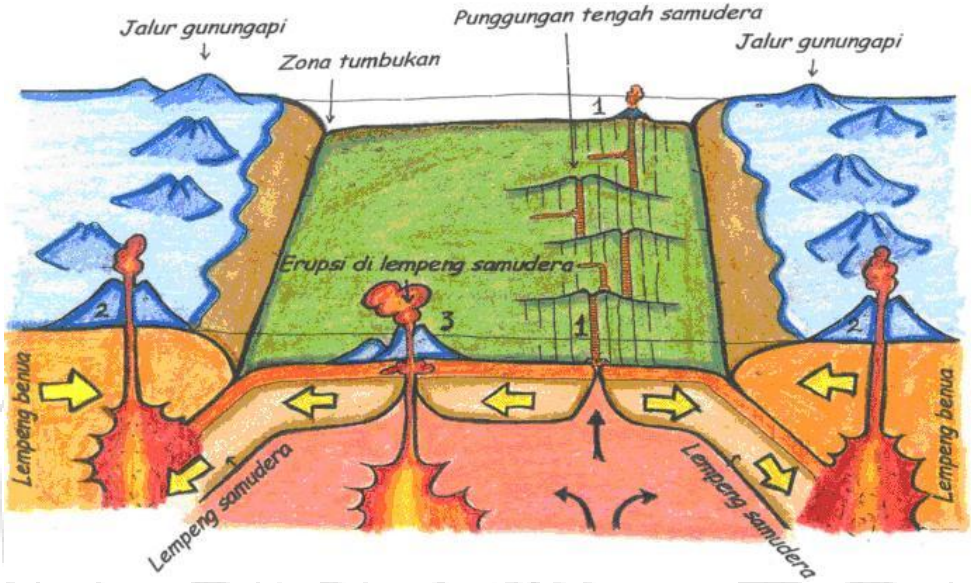
γ : berat isi tanah

h : kedalaman

Tegangan efektif digunakan untuk menganalisis kondisi jangka panjang (long term) atau disebut juga kondisi drained. Pada tegangan efektif pembebanannya lebih lama dari keluarnya air pori. Parameter yang digunakan dalam tegangan efektif c’ dan ϕ’ yang ditentukan dari uji tes triaxial CD, CU dan tes direct shear.

2.7 Gempa Bumi

Menurut Chopra (1995) gempa bumi adalah suatu peristiwa alam dimana terjadi getaran pada permukaan bumi akibat adanya pelepasan energi secara tiba-tiba dari pusat gempa. Energi yang dilepaskan tersebut merambat melalui tanah dalam bentuk gelombang. Gelombang getaran yang samapai ke permukaan bumi disebut gempa bumi.



Gambar II. 21 Proses tejadinya gempa bumi (Sumber : mekanisme gempa bumi)

2.7.1 Penyebab Terjadinya Gempa Bumi

Banyak teori yang telah dikemukakan mengenai penyebab terjadinya gempa bumi. Sebab-sebab terjadinya gempa bumi adalah sebagai berikut (Chopra, 1995):

1. Runtuhnya gua-gua besar yang berada dibawah permukaan tanah. Namun, kenyataannya keruntuhan yang menyebabkan terjadinya gempa bumi tidak pernah terjadi.
2. Tabrakan meteor pada permukaan bumi. Bumi merupakan salah satu planet yang ada dalam susunan tata surya. Dalam tata surya kita terdapat ribuan meteor atau batuan yang bertebaran mengitari orbit bumi. Sewaktu-waktu meteor tersebut jatuh ke atmosfir bumi dan kadang-kadang sampai ke permukaan bumi. Meteor yang jatuh ini akan menimbulkan getaran bumi jika masa meteror cukup besar. Getaran ini disebut gempa jatuhan, namun

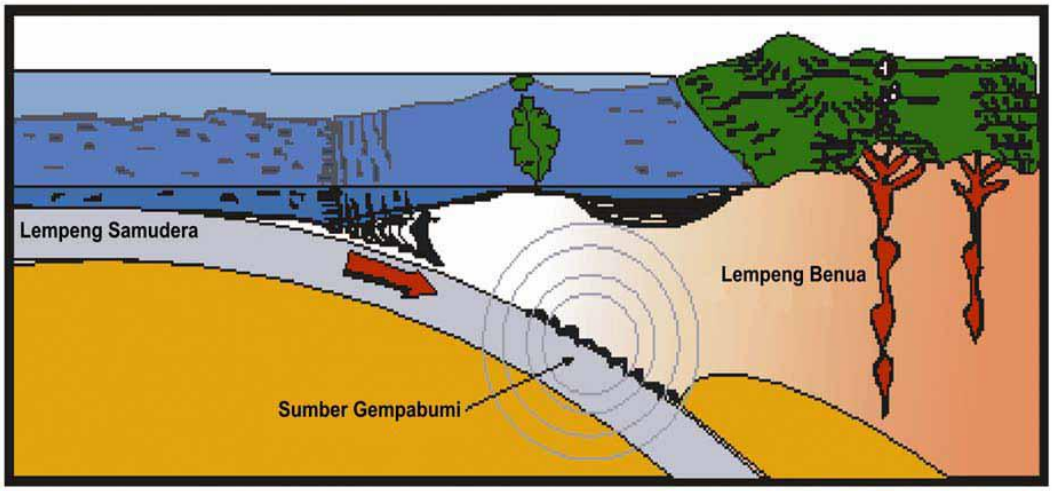
gempa ini jarang sekali terjadi. Kejadian ini sangat jarang terjadi dan pengaruhnya juga tidak terlalu besar.

3. Letusan gunung berapi. Gempa bumi ini terjadi akibat adanya aktivitas magma, yang biasa terjadi sebelum gunung api meletus. Gempa bumi jenis ini disebut gempa vulkanik dan jarang terjadi bila dibandingkan dengan gempa tektonik. Ketika gunung berapi meletus maka getaran dan goncangan letusannya bisa terasa sampai dengan sejauh 20 mil. Sejarah mencatat, di indonesia pernah terjadi letusan gunung berapi yang sangat dahsyatnya pada tahun 1883 yaitu meletusnya gunung Krakatau yang berada di Jawa Barat. Letusan ini menyebabkan goncangan dan bunyi yang terdengar sampai sejauh 5000 Km. Letusan tersebut juga menyebabkan adanya gelombang pasang "tsunami" setinggi 36 meter dilautan dan letusan ini memakan korban jiwa sekitar 36.000 orang. Gempa ini merupakan gempa mikro sampai menengah, gempa ini umumnya berkekuatan kurang dari 4 skala Richter.
4. Kegiatan tektonik. Semua gempa bumi yang memiliki efek yang cukup besar berasal dari kegiatan tektonik. Gaya-gaya tektonik biasa disebabkan oleh proses pembentukan gunung, pembentukan patahan, gerakan-gerakan patahan lempeng bumi, dan tarikan atau tekanan bagian-bagian benua yang besar. Gempa ini merupakan gampa yang umumnya berkekuatan lebih dari 5 skala Richter.

Dari berbagai teori yang telah dikemukakan di atas, dalam studi ini gempa tektonik lempeng yang akan dibahas. Teori ini menyatakan bahwa bumi diselimuti oleh beberapa lempeng kaku keras (lapisan litosfer) yang berada diatas lapisan yang lebih lunak dari litosfer dan lempeng-lempeng tersebut terus bergerak dengan kecepatan 8 km pertahun sampai 12 km pertahun. Pergerakan lempengan-lempengan tektonik ini menyebabkan terjadinya penimbunan energi secara perlahan-lahan. Gempa tektonik kemudian terjadi karena adanya pelepasan energi yang telah lama tertimbun tersebut.

Daerah yang paling rawan gempa umunya berada pada pertemuan lempeng-lempeng tersebut. Pertemuan dua buah lempeng tektonik akan menyebabkan pergeseran relatif pada batas lempeng tersebut, yaitu :

1. Subduction, yaitu peristiwa dimana salah satu lempeng mengalah dan dipaksa turun kebawah. Peristiwa inilah yang paling banyak menyebabkan gempa bumi.
2. Extrusion, yaitu penarikan satu lempeng terhadap lempeng yang lain.
3. Trancursion, yaitu terjadi gerakan vertikal satu lempeng terhadap yang lainnya.
4. Accretion, yaitu tabrakan lambat yang terjadi antara lempeng lautan dan lempeng benua.



Gambar II. 22 Gempa karena tabrakan antar lempeng (Sumber : mekanisme gempa bumi)

2.7.2 Sumber Gempa

Sumber gempa pada studi ini dari ground motion. Ground motion adalah percepatan gempa di batuan dasar. Ada beberapa macam ground motion, tetapi yang akan dibahas dalam tulisan ini hanya 2 (dua jenis) yaitu, Ground Motion Shallow crustal dan Ground Motion Megatrust :

1. Ground Motion Shallow crustal

Area pertemuan antar lempeng yang bergerak saling menjauhi maupun menekan, sehingga pada model pertemuan ini akan terbentuk lapisan asthenosphere yang baru dan menyebabkan makin meluasnya area dari lempeng tersebut. Pergerakan lempeng jenis ini juga biasa disebut fault/patahan/sesar mekanisme gempa bumi (Sumber : http://rovicky.wordpress.com).

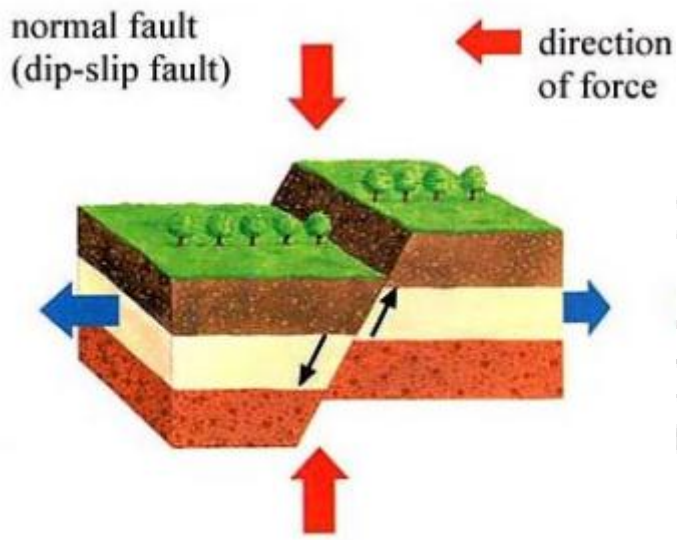
Terdapat 2 (dua) jenis gerakan patahan berdasarkan komponen strike dan sudut dipnya.

a. Dip slip

Gerakan patahan yang sebagian besar terjadi pada arah dipnya (tegak lurus tehadap dorongannya). Gerakan patahan dibagi 2(dua) yaitu :

- Normal fault

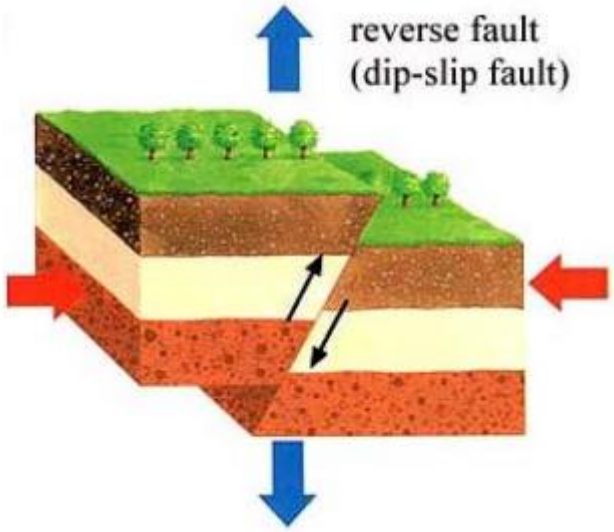
Patahan normal terjadi ketika komponen horisontal dip slip tertarik dan material di atas patahan miring bergerak relatif turun terhadap material dibawah patahannya miring.



Gambar II. 23 Normal fault (www.hp1039.jishin.go.jp,2007)

- Reserve fault

Patahan terjaid ketika kom[onen horisontal dip slip tertekan dan material di atas patahan miring bergerak relatif naik terhadap material di bawah patahan miring.



Gambar II. 24 Reserve fault (www.hp1039.jishin.go.jp,2007)

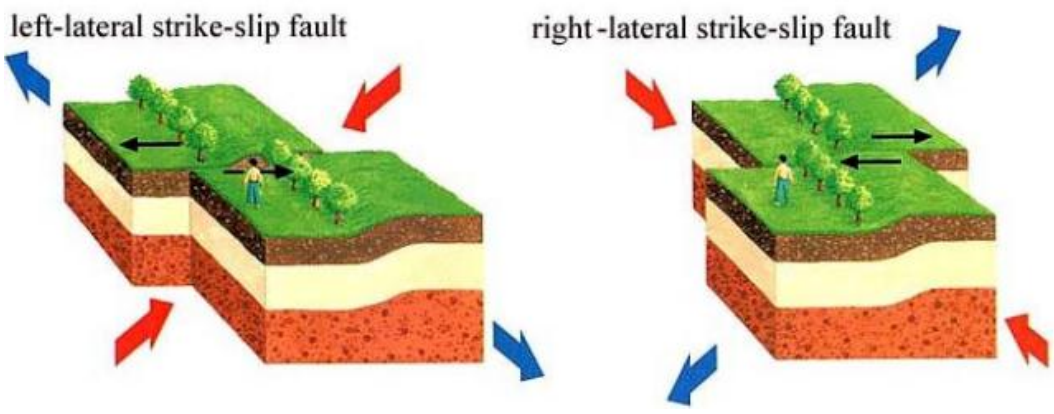
b. Strike slip

Ketika patahan bergerak sejajar terhadap dorongannya. Berdasarkan arah relatifnya pergerakan material dikedua sisi patahan dibagi 2(dua), yaitu :

- Right lateral strike slip

  Patahan yang arah patahannya kekiri
- Left lateral strike slip

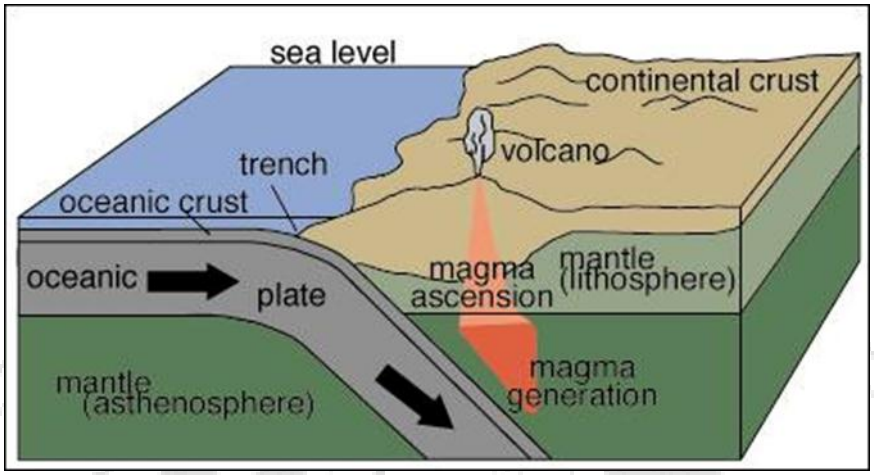
  Patahan yang arah patahannya kekanan.



Gambar II. 25 Gerakan patahan dengan mekanisme strike slip (www.hp1039.jishin.go.jp,2007)

2. Ground Motion Megatrust

Daerah pertemuan lempeng yang bergerak saling mendekati sampai akhirnya bertumbukan hingga menyebabkan salah satu dari lempeng akan tersubduksi ke dalam mantel dan mengakibatkan berkurangnya area dari lempeng tersebut. pergerakan lempeng jenis ini biasa juga disebut subduksi (Sumber : http://rovicky.wordpress.com).



Gambar II. 26 Sumber gempa subduksi (Sumber : http://rovicky.wordpress.com/2011/08/26/jenis-jenis-gempa-dan-istilah-istilah-gempa/)

2.7.3 Parameter Dasar Gempa Bumi

Parameter gempa dapat terdiri atas salah satu atau beberapa karakteristik goncangan di permukaan tanah dasar, seperti percepatan, kecepatan atau alihan, dan ragam sambutan atau sejarah waktu percepatan gempa yang memberikan karakteristik tersendiri bagi MDE, OBE dan RIE. Pemilihan parameter dapat dilakukan secara deterministik atau secara probabilistik bencana gempa atau kombinasi keduanya. Sebagai contoh, hubungan percepatan gempa dengan periode ulang untuk menentukan MDE, dan dengan OBE terdiri dari percepatan gempa maksimum (Peak ground acceleration, PGA) dan bentuk sambutan gempa (spektrum) yang spesifik. Parameter gempa yang mencerminkan besaran MDE, OBE atau RIE sering digunakan sebagai data masukan untuk analisis numerik pada bendungan. Hasil dari analisis numerik tersebut digunakan untuk evaluasi perilaku bendungan dan keamanan bendungan yang menghasilkan besaran goncangan.

Banyak faktor yang mempengaruhi goncangan tanah dan parameter gempa, tetapi belum dapat dipahami sepenuhnya. Goncangan tanah dasar biasanya dipengaruhi oleh kondisi sumber gempa, jalur transmisi, dan kondisi lokal. Sumber gempa dipengaruhi antara lain oleh tipe sasaran, dimensi retakan, mekanisme arah, kedalaman pusat, penurunan tegangan (stress drop) dan besarnya pelepasan enersia. Pengaruh jalur transmisi merupakan faktor yang berhubungan dengan sebaran geometri dan penyerapan enersi gempa pada waktu gelombang berjalan menjauhi sumbernya. Yang termasuk fenomena adalah tipe batuan, tidak homoginnya kerak bumi, lapisan aluvium yang dalam dan efek arah jalur gelombang terhadap arah meluasnya retakan sasaran. Pengaruh kondisi lokal berasal dari kondisi topografi dan geologi yang ada di lokasi dan kemungkinan yang ada antara bangunan dan media di sekitarnya. Faktor utama yang dipertimbangkan dalam persyaratan parameter gempa ialah :

a. Klasifikasi tempat (aluvium atau batuan);
b. Parameter fisik (physical properties) dan ketebalan lapisan fondasi;
a. Pengaruh dekatnya jarak terhadap sesaran (near field effects);
b. Jarak dari daerah pelepasan enersi;
c. Pemilihan magnetudo untuk desain.

Faktor-faktor lain seperti arah propagasi retakan sesaran (pengaruh arah), tipe sesaran (normal, reverse atau strike slip) dan topografi cukup penting, tetapi sampai dengan saat ini tidak secara rutin tercakup dalam studi kegempaan pada bendungan. Penentuan evaluasi gempa sebaiknya dilakukan dengan menggunakan pertimbangan ketergantungan lokasi (site dependent); yaitu dengan menggunakan pengetahuan yang ada dan pengukuran aktual terhadap rekaman gempa pada lokasi-lokasi dengan karakteristik yang sama. Jika data pada lokasi yang diterapkan kurang banyak, maka harus digunakan karakteristik goncangan tanah dasar yang tidak tergantung pada lokasi. Idealnya seluruh faktor yang mempengaruhi goncangan tanah dasar harus dipertimbangkan, tetapi pada umumnya tidak praktis untuk memasukkan seluruh faktor tersebut dalam memperkirakan parameter gempa. Biasanya hanya dipertimbangkan faktor dari satu sumber besaran dan satu jalur transmisi jarak. Pengaruh lokal sering diabaikan atau dibatasi sampai dengan perbedaan antara lokasi batuan atau aluvial

serta kemungkinan pertimbangan mepengaruhi kedekatan lokasi (near field). Susunan yang digunakan untuk menentukan karakteristik parameter evaluasi gempa dijelaskan berikut :

1. Parameter goncangan maksimum di tanah dasar (Peak ground motion parameter)

Goncangan tanah dasar dapat ditandai dengan nilai maksimum dari perkiraan percepatan, kecepatan dan alihan. Hubungan empiris diperoleh dari data gempa yang tersedia dengan persamaan fungsi atenuasi yang berupa hubungan antara goncangan tanah maksimum dengan jarak dari pusat pelepasan enersi dan magnetudo gempa. Percepatan gempa maksimum di permukaan tanah (PGA) dengan tidak memperhatikan pengaruh kedekatan lokasi (near field) atau banyaknya kejadian gempa dengan frekuensi tinggi tetap merupakan faktor penting yang digunakan untuk mencari karakteristik parameter gempa untuk bendungan. Pada akhir-akhir ini banyak persamaan atenuasi yang telah dikembangkan untuk memperkirakan variabel tersebut. Pedoman ini tidak memberikan saran penggunaan persamaan tertentu untuk memperoleh besaran percepatan gempa maksimum PGA, tetapi harus dipertimbangkan penggunaan nilai rata-rata yang paling tepat seperti diuraikan pada referensi berikut :

a. Rumus Fukusima dan Tanaka (1990)
b. Idriss (1991)
c. Sadigh (1993)
d. Joyner and Boore (1993)
e. Crouse (1991)
f. Youngs (1997)
g. Kenneth W. Campbell

2. Durasi Gempa

Durasi gempa yang berakibat langsung pada tingkat kerusakan bendungan merupakan salah satu parameter yang sangat penting untuk desain bendungan. Durasi gempa dapat diperkirakan dengan berbagai cara, tetapi yang terpenting ialah waktu pengukuran antara kejadian pertama sampai dengan akhir dengan percepatan lebih besar dari 0,05 g (bracketed duration), frekuensi di atas 2 Hz dan durasi getar sesuai dengan jumlah total enersi yang dilepaskan. Chang dan

Krinitzsky (1977) telah meninjau ulang beberapa hubungan empiris antara magnetudo gempa dan durasi gempa serta mengembangkan kurva-kurva yang berhubungan dengan durasi gempa, magnetudo gempa dan jarak episentrum yang terjadi pada batuan dan tanah dasar.

3. Ragam Sambutan Gempa

Ragam sambutan gempa menggambarkan hubungan sambutan dinamik maksimum pada percepatan, kecepatan atau alihan sebagai fungsi dari frekuensi percepatan gempa di permukaan tanah dan redaman yang dialami oleh suatu sistem berderajat kebebasan tingkat satu. Ragam sambutan gempa pada MDE, OBE dan RIE dapat ditentukan berdasarkan pertimbangan terhadap percepatan gempa maksimum, kecepatan dan alihan. Seed, Ugas dan Lysmer (1974) telah mengembangkan bentuk umum ragam sambutan sebagai nilai ratarata dan nilai rata-rata yang ditambah satu standar deviasi untuk digunakan pada lokasi batuan ataupun tanah lainnya. Hasil tersebut digunakan jika besaran gempa desain mendekati 6,5, dan data dasar mempunyai kisaran magnetudo gempa 6,5. Studi serupa telah dilakukan pula oleh Mohraz (1976), Kiremidjian, dan Shah (1978). Mohraz (1978) memperluas studinya untuk evaluasi pengaruh dari magnetudo gempa dan waktu getar terhadap bentuk ragam sambutan gempa. Joyner dan Boore (1982), Donovan (1982) dan Idriss (1985) mengemukakan prosedur untuk mengembangkan bentuk-bentuk ragam sambutan gempa yang tergantung pada besaran gempa dan jarak, serta bentuk-bentuk ragam sambutan gempa vertikal.

Bentuk ragam sambutan gempa biasanya tersedia dalam bentuk penormalan dengan PGA. Untuk keperluan analisis bendungan, dianjurkan menggunakan bentuk rata-rata atau ratarata yang ditambah satu standar deviasi.

Alternatif lain dari bentuk ragam sambutan gempa ialah persamaan atenuasi untuk amplitudo. Amplitudo dapat secara langsung menentukan parameter ragam sambutan sebagai fungsi dari magnitude gempa, jarak, frekuensi, dan pengaruh jenis tanah.

4. Sejarah waktu percepatan gempa (Acceleration time history)

Dalam analisis bendungan dengan metode nonlinier tetap diperlukan data rekaman gempa berupa sejarah waktu percepatan gempa. Dalam desain disarankan untuk menggunakan

beberapa sejarah waktu percepatan gempa untuk menggambarkan besaran MDE, OBE, dan RIE. Sejarah waktu percepatan gempa dapat berupa getaran horisontal atau vertikal, dan sebaiknya berupa rekaman akselerogram aktual dari lokasi yang kondisinya sama seperti di lokasi bendungan. Data rekaman akselerogram untuk gempa kuat yang tersedia pada saat ini tidak mencakup keseluruhan kisaran dari berbagai kondisi yang mungkin terjadi sehinggamdalam desain perlu dirancang suatu rekaman akselerogram buatan yang sesuai dengan kondisi di lokasi bendungan. Rekaman akselerogram buatan ini dapat dikembangkan dengan metode superposisi, proses stokastik atau simulasi matematik dari rekahan sesaran (Fault Rupture Model) yaitu :

- Metode superposisi ialah cara sederhana untuk memperoleh rekaman akselerogram buatan dengan durasi getar, percepatan gempa puncak dan interval waktu akselerogram tertentu. Metode ini diperoleh dengan menggunakan beberapa segmen dari rekaman akselerogram yang pernah terjadi dan diskalakan dalam amplitudo dan interval waktu rekaman sesuai dengan keperluan dengan faktor yang tepat. Metode yang dikenal ialah cara Seed Idriss (1968). Penerapannya harus dilakukan dengan sangat hati-hati karena akselerogram buatan yang diperoleh kadang-kadang kurang realistis.
- Proses stokastik ialah suatu cara untuk memperkirakan rekaman akselerogram dengan menggunakan white noise, filtered white noise, atau non stationary filtered white noise.

5. Evaluasi probabilistik bencana gempa (Probabilistic Seismic Hazard Evaluation)

Evaluasi probabilistik bencana gempa meliputi cara mendapatkan parameter goncangan gempa dengan proses matematik dan statistik, hubungan antara parameter goncangan permukaan tanah dasar dan kemungkinan terlampauinya pada periode ulang tertentu di lokasi bendungan dengan umur bendungan tertentu. Parameter yang akan digunakan untuk evaluasi keamanan bendungan ditentukan

berdasarkan kriteria bangunan dan lokasinya. Lokasi yang aktif atau berpotensi aktif, sesaran-sesaran dan daerah kejadian gempa disebut sebagai daerah sumber gempa. Hubungan laju aktivitas pada setiap daerah sumber gempa dapat membentuk elemen dasar model bencana pada lokasi yang ditinjau. Model tersebut harus konsisten dengan kondisi geologi dan tektonik daerah yang kejadian gempanya sedang ditinjau.

Evaluasi bencana gempa di suatu tempat akibat sumber tunggal mencakup hubungan tiga fungsi probabilitas (Cornell, 1968; Mc.Guire, 1976; Donovan Bornstein, 1977; Der-Kiurghian and Ang, 1977; Kulkarni dkk, 1979) yaitu :

- probabilitas terjadinya gempa dengan besaran tertentu pada suatu sumber gempa dalam interval waktu yang ditentukan.
- probabilitas terjadinya rekahan yang berkaitan dengan sumber gempa dan suatu kejadian dengan besaran dan jarak tertentu dari lokasi yang ditinjau.
- probabilitas terjadinya goncangan gempa di tanah dasar dengan suatu besaran gempa dan jarak tertentu yang akan melebihi tingkat yang telah ditentukan pada lokasi itu.

Dengan kombinasi ketiga fungsi tersebut, untuk setiap sumber gempa dan pengaruh dari seluruh sumber gempa, maka probabilitas terlampauinya tingkat tertentu dari suatu goncangan di tanah dasar pada lokasi yang ditinjau harus dihitung pada interval waktu yang ditentukan.

Keuntungan menggunakan evaluasi probabilistik bencana gempa, ialah sebagai berikut:

- Termasuk kontribusi gempa yang berkisar antara besaran terkecil sampai dengan terbesar (maksimum) dari setiap sumber gempa.
- Termasuk kontribusi seluruh sumber gempa dan seluruh jarak.
- Hasilnya dapat digunakan untuk memilih parameter gempa desain dengan membandingkan derajat risiko pada dua lokasi atau lebih. Probabilitas tahunan yang disarankan untuk desain bendungan dalam menentukan goncangan di permukaan tanah pada MCE berkisar antara 1/3000 sampai dengan dengan 1/10000 yang tergantung pada tingkat risiko bangunan

Skala gempa, yaitu suatu ukuran kekuatan gempa yang dapat diukur dengan secara kuantitatif dan kualitatif. Pengukuran kekuatan gempa secara kuantitatif

dilakukan pengukuran dengan skala Richter yang umunya dikenal sebagai pengukuran magnitudo gempa bumi. Magnitudo gempa bumi adalah ukuran mutlak yang dikeluarkan oleh pusat gempa. Pendapat ini pertama kali dikemukakan oleh Richter dengan besar antara 0 sampai 9. Selama ini gempa terbesar tercatat sebesar 8,9 skala Richter terjadi di Columbia tahun 1906. Pengukuran kekuatan gempa secara kualitatif yaitu dengan melihat besarnya kerusakan yang diakibat oleh gempa. Kerusakan tersebut dapat dikatakan sebagai intensitas gempa bumi.

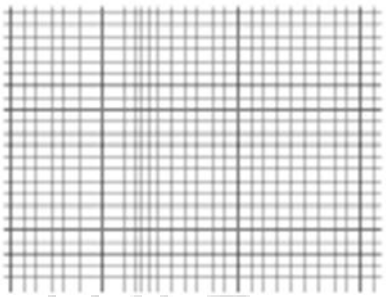
2.7.4 Jenis-Jenis Gelombang Gempa

Gelombang gempa (seismic waves) adalah gelombang-gelombang yang menjalar di bumi, biasanya dihasilkan oleh gempa tektonik. Walaupun biasanya juga gelombang ini muncul karena ledakan buatan, misalnya akibat percobaan bom nuklir bawah tanah. Secara umum gelombang gempa dikategorikan menjadi Body Wave dan Survace Wave (Tim pembina olimpiade kebumian Indonesia).

1. Body Wave

Body Wave adalah gelombang yang merambat di interior bumi, terdiri atas :

a. P-Wave/Compressional Wave Gelombang primer, yang memiliki ciri-ciri sebagai berikut :

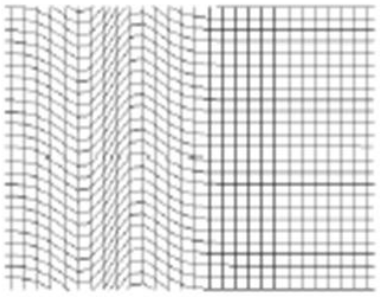


Gambar II. 27 Ilustrasi Gelombang P-Wave/Compresion Wave/Gelombang Primer (Sumber : skripsi Haska)

- Gelombang longitudinal (arah gerak partikel searah dengan arah rambatan).
- Kecepatan 330 m/det di udara, 1450 m/det di air, dan sekitar 5000 m/det digranit.
- Bisa merambat di segala jenis medium (padat, cair dan gas).

- Relatif paling kecil dampak kerusakannya dibandingkan dengan S-wave dan surface-Wave yang sangat merusak.
- Amplitudo kecil.

b. S-Wave/Shear Wave/Gelombang Sekunder, yang memiliki ciri-cir sebagai berikut :



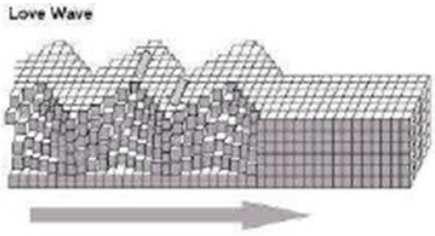
Gambar II. 28 Ilustrasi gelombang S-wave/Shear Wave/Gelom bang sekunder (Sumber : skripsi Haska)

- Gelombang transversal (arah gerak partikel tegak lurus dengan arah rambatan).
- Kecepatan 60% dari P-wave.
- Hanya bisa merambat di medium padat saja.
- Efek merusak lebih besar dari P-Wave.
- Amplitudo lebih besar dari P-Wave.

2. Surface Wave

Surface Wave adalah gelombang yang merambat disepanjang permukaan bumi. Terdiri atas :

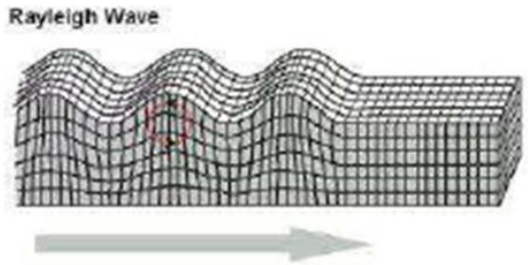
a. Love Wave



Gambar II. 29 Ilustrasi Love Wave (Sumber : skripsi Haska)

- Gelombang transversal (arah gerakan partikel tegak lurus dengan arah rambatan).
- Kecepatan 70% dari S-Wave.
- Paling merusak, terutama di daerah dekat episentrum.
- Getaran yang dirsakan manusia pertama kali.
- Dikemukakan oleh A.E.H Love pada 1911.

b. Rayleigh Wave



Gambar II. 30 Ilustrasi Rayleigh Wave (Sumber : skripsi Haska)

- Gerakan eliptik retrograde "ground rolling" (tanah memutar kebelakang tapi secara umum gelombangnya merambat ke depan, analog dengan gelombang laut).
- Sedikit lebih cepat dari Love Wave (90% dari kecepatan S-Wave).
- Ditemukan oleh Lord Rayleigh pada 1885.

2.7.5 Pengaruh Gempa Terhadap Bangunan

Gempa mempunyai pengaruh yang cukup besar terhadap bangunan sehingga harus diperhitungkan dengan benar dalam perencanaan struktur tahan gempa dengan tingkat keamanan yang dapat diterima. Kekuatan dari gerakan tanah akibat gempa bumi pada beberapa tempat disebut intensitas gempa. Komponen-komponen dari gerakan tanah yang dicatat oleh alat pencatat gempa accelerograph untuk respons struktur adalah amplitudo, frekuensi, dan durasi.

Selama terjadi gempa terdapat satu atau lebih puncak gerakan. Puncak ini merupakan efek maksimum dari gempa. Selama terjadi gempa, bangunan mengalami perpindahan vertikal dan horizontal. Gaya gempa dalam arah vertikal hanya sedikit mengubah gaya gravitasi yang bekerja pada struktur yang umumnya

direncanakan terhadap gaya vertikal dengan faktor keamanan yang cukup tinggi. Oleh sebab itu, struktur jarang runtuh akibat gaya gempa vertikal. Sebaliknya gaya gempa horizontal bekerja pada titik-titik yang lemah pada struktur yang tidak cukup kuat dan akan menyebabkan keruntuhan. Oleh karena itu, perancangan struktur tahan gempa adalah meningkatkan kekuatan struktur terhadap gaya horizontal yang umumnya tidak cukup.

Gerakan permukaan bumi menimbulkan gaya inersia pada struktur bangunan karena adanya kecenderungn massa bangunan (struktur) untuk mempertahankan dirinya. Besarnya gaya inersia mendatar (F) tergantung dari massa bangunan (m), percepatan permukaan dan sifat struktur. Apabila bangunan dan pondasinya kaku, maka menurut hukum kedua Newton, percepatan yang ditimbulkan oleh gaya yang bekerja pada benda berbanding lurus dengan besar gayanya dan berbanding terbalik dengan massa benda. Akan tetapi dalam kenyataannya tidaklah demikian, karena semua struktur tidaklah benar-benar sebagai massa yang kaku tetapi fleksibel. Suatu bangunan bertingkat banyak dapat bergetar dengan berbagai bentuk karena gaya gempa yang dapat menyebabkan lantai pada berbagai tingkat mempunyai percepatan dalam arah yang berbeda-beda.

2.7.6 Tingkat Layanan

Perencanaan struktur atau bangunan yang baik mempunyai ketahanan terhadap gempa dengan tingkat keamanan yang memadai, struktur harus dirancang dapat memikul gaya gempa atau gaya horizontal. Struktur harus mempunyai tingkat layanan akibat gaya gempa yang terdiri dari :

1. Serviceability

Serviceability diperhitungkan jika gempa dengan intensitas percepatan tanah yang kecil dalam waktu ulang yang besar mengenai suatu struktur, disyaratkan tidak mengganggu fungsi bangunan seperti aktivitas normal di dalam bangunan dan perlengkapan yang ada. Dengan kata lain, tidak dibenarkan terjadi kerusakan pada struktur baik pada komponen struktur maupun elemen non-struktur yang ada. Dalam perencanaan harus diperhatikan kontrol dan batas simpangan (drift) yang terjadi semasa gempa, serta menjamin kekuatan yang cukup bagi komponen struktur untuk menahan gaya gempa yang terjadi dan diharapkan struktur masih berperilaku elastik.

2. Kontrol kerusakan (damage control)

Rencana bangunan, maka struktur direncanakan untuk dapat menahan gempa ringan tanpa terjadi kerusakan pada komponen struktur ataupun non-struktur, dan diharapkan struktur masih dalam batas elastis.

3. Survival

Survival yang dimaksud adalah jika terjadi gempa kuat yang mungkin terjadi pada umur rencana bangunan membebani suatu struktur, maka struktur tersebut direncanakan untuk dapat bertahan dengan tingkat kerusakan yang besar tanpa mengalami keruntuhan (collapse). Tujuan utama dari keadaan batas ini adalah untuk menyelamatkan jiwa manusia.

2.7.7 Koefisien Gempa

Koefisien gempa ada 2, seperti dijelaskan di bawah ini :

1. Koefisien Gempa Horizontal

Koefisien gempa horizontal dasar yang digunakan didasarkan pada Peta Zona Gempa Indonesia yang diteritkan oleh Litbang SDA. Pada peta tersebut pulau-pulau di Indonesia dibagi menjadi 6 daerah dengan parameter gempa yang berbeda-beda.

Koefisien gempa horizontal dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$a_d = z \cdot a_c \cdot v$$

$$k = \frac{a_d}{g}$$

Dimana :

K : koefisien gempa

Z : koefisien zona gempa

ac : percepatan gempa dasar (gal)

g : percepatan gravitasi (g = 981 cm/detik)

v : faktor koreksi pengaruh jenis tanah setempat

ad : percepatan gempa permukaan terkoreksi (gal)

Tabel II. 7 Koefisien zona gempa

Lokasi	Koefisien
A	0.00-0.30
B	0.30-0.60
C	0.60-0.90
D	0.90-1.20
E	1.20-1.40
F	1.40-1.60

Tabel II. 8 Faktor koreksi pengaruh jenis tanah/batuan

Batuan Dasar	Periode Predominan (Ts)	Faktor Koreksi (v)
Batuan	Ts < 0.25	0.8
Diluvium	0.25 < Ts < 0.5	1
Alluvium	0.50 < Ts < 0.75	1.1
Alluvium Lunak	Ts > 0.75	1.2

Tabel II. 9 Percepatan, periode gempa dan percepatan gempa dasar (1990)

Periode Ulang (Tahun)	Percepatan Dasar Gempa. Ac gal ($cm/detik^2$)	Ac
10	90	0.103
20	120	0.121
50	160	0.148
100	190	0.169
200	220	0.191
500	250	0.218
1000	280	0.237
5000	330	0.28
10000	350	0.298

2. Koefisien Gempa Vertikal

Gaya gempa vertikal akan berdampak signifikan dan harus dipertimbangkan dalam analisis ketika bangunan berada kurang lebih 25 km dari sumber gempa..

Koefisien gempa vertikal dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$K_v = 0{,}5K_h = 0{,}5A_m$$

$$K_h = A_m$$

Dengan :

$$A_m = (1{,}45 - A)A$$

$$0{,}005 < A < 0{,}45$$

Koefisien gempa untuk analisa stabilitas bendungan dilakukan berdasarkan oleh Dr. Hb. Seed yang menyarankan penggunaan koefisien gempa yang berubaha menurut ketinggian (makin tinggi elevasinya koefisien gempanya bartambah besar).

Koefisien gempa horizontal dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$k_h = \Delta_1 \cdot \Delta_2 \cdot \Delta_3 \cdot k_0$$

Dimana :

k_h : koefisien gempa horizontal untuk desain

Δ_1 : faktor lokasi bendungan

Δ_2 : faktor pondasi bendungan

Δ_3 : faktor konstruksi

K_0 : koefisien gempa horizontal dasar.

Tabel II. 10 Faktor lokasi

Lokasi	Koefisien
Resiko Rendah	0.7
Resiko Sedang	0.85
Resiko Tinggi	1

Tabel II. 11 Faktor pondasi

Kategori	Kondisi Pondasi	Koefisien
1	1. Formulasi Pra Tertier 2.Dilivium diatas batu < 10m	0.9
2	1.Dilivium diatas batu > 10m 2.Dulivium diatas batu < 10m	1
3	1.Dulivium diatas batu < 25m 2.Dan lapisan lembek < 5m	1.1
4	Lain-lain	1.2

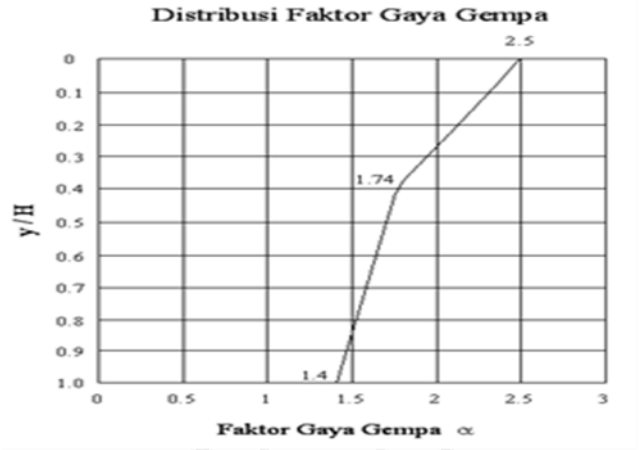
Tabel II. 12 Faktor konstruksi

Konstruksi	Koefisien
Konstruksi Baja	1
Konstruksi Beton	1
Konstruksi Beton Bertulang	1
Konstruksi Masif dan kaku	0.5
Konstruksi Timbunan	0.5

Koefisien gempa horizontal kh harus diubah setia[perhitungan stabilitas dengan mengalihkan dengan faktor gaya gempa α. Koefisien gempa untuk perhitungan stabilitas “k” diperoleh dengan mengalihkan kh dengan α, dengan rumus dibawah ini :

$$k = \alpha \cdot k_h$$

Faktor gaya gempa α suatu fungsi dua garis seperti dilihat pada gambar grafik dibawah ini :



Gambar II. 31 Faktor gaya gempa (Sumber : pedoman gempa dinamik)

Atau dengan menggunakan cara numerik faktor gaya gempa tersebut dengan rumus :

$$k = kh(2.5 - 1.85y/h) \qquad \text{jika y/h} \le 0.40$$

$$k = kh(2.0 - 0.6y/h) \qquad \text{jika y/h} \ge 0.4$$

2.8 Penentuan parameter dinamik tanah dan batuan

Dalam pelaksanaan analisis respons dinamik akibat gaya-gaya gempa bumi pada perlapisan tanah dan tubuh bendungan dibutuhkan dua parameter utama, yaitu:

1. Aselerogram desain di permukaan batuan dasar dengan metode superposisi dan metode stokastik.
2. Parameter dinamik dari material perlapisan tanah dan tubuh bendungan.

Besarnya modulus geser ataupun rasio redaman, tergantung pada regangan geser, γ. Modulus geser dapat diperoleh baik dari hasil uji lapangan ataupun dari uji laboratorium, namun, rasio redaman hanya dapat diperoleh dari hasil uji laboratorium. Parameter dinamik tanah yaitu modulus geser, rasio redaman dan hubungan antara G/G_{max} dengan regangan geser γ dan rasio redaman dengan regangan geser γ dapat diperoleh melalui tiga metode yaitu sebagai berikut:

a. Uji lapangan dengan menggunakan cara geofisik melalui uji crosshole dan uji suspension PS logging dan cara empirik melalui uji penetrasi standar (SPT) dan uji penetrasi statik (CPT). Dalam metode ini hanya diperoleh

kecepatan rambat gelombang geser (Vp dan V_s) dan melalui perhitungan dapat diperoleh modulus geser pada regangan kecil (G_{max}) atau sebaliknya.

b. Uji laboratorium menggunakan alat resonant column dan triaxial dinamik. Untuk regangan geser kecil (<10^{-3}%) digunakan alat resonant column dan untuk regangan besar (>10^{-3}%) digunakan alat triaxial dinamik.

c. Metode empiris yang diperoleh dari literatur.

2.8.1 Metode Uji Lapangan

1. Hubungan antara modulus geser dan kecepatan rambat gelombang geser

Hubungan antara modulus geser dan kecepatan rambat gelombang geser dapat dinyatakan dengan persamaan berikut:

$$G_{max} = \rho \cdot V_s{}^2{}_{max}$$

$$G = \rho \cdot V_s{}^2$$

$$\rho = \gamma t / g$$

Dimana :

G_{max} : modulus geser maksimum pada regangan geser $\gamma < 10^{-4}$%

G : modulus geser pada regangan geser $\gamma > 10^{-4}$%

V_{smax} : kecepatan rambat gelombang geser pada regangan < 10^{-4} %

V_s : kecepatan rambat gelombang geser pada regangan geser $\gamma > 10^{-4}$%

γt : berat volume total

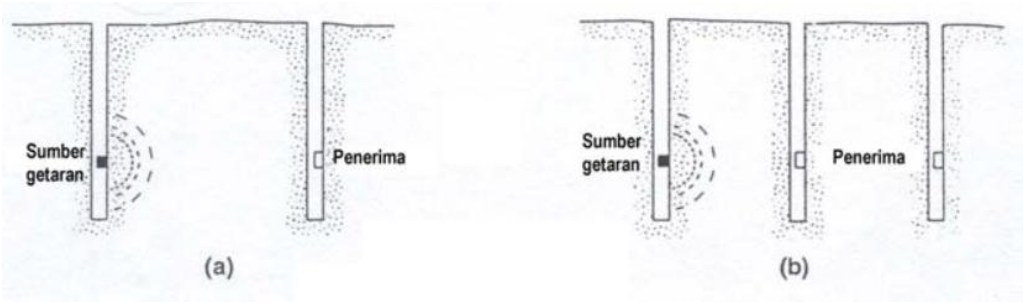
ρ : kerapatan massa

g : gravitasi

Jika V_{smax} dan berat volume tanah diketahui, G_{max} dapat dihitung.

2. Metode uji crosshole

Uji crosshole dilakukan di dalam lubang bor untuk itu diperlukan minimal dua lubang bor, tetapi dianjurkan dengan tiga lubang bor.



Gambar II. 32 Lubang bor untuk uji crosshole (Sumber : pedoman gempa)

Sumber getar (source = bahan peledak) diledakkan pada kedalaman tertentu pada bor 1 (periksa gambar II.32). Dalam lubang bor 2 pada kedalaman yang sama dengan letak sumber getar dipasang penerima (geofon) untuk membaca waktu tibanya gelombang primer (t_p) dan waktu tibanya gelombang sekunder (t_s) yang dihubungkan ke alat baca yang ada di permukaan tanah. Jarak antara 2 lubang bor (L) harus diukur secara teliti, karena merupakan salah satu parameter yang diperlukan untuk menghitung kecepatan rambat gelombang primer (V_p) dan gelombang sekunder (V_s) menggunakan persamaan berikut :

$$V_p = L/t_p$$

$$V_s = L/t_s$$

$$V_p = \sqrt{\frac{E(1-\upsilon)}{\rho(1+\upsilon)(1-2\upsilon)}} = \sqrt{\frac{2G(1-\upsilon)}{\rho(1-2\upsilon)}}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

Dimana :

t_p : waktu tiba gelombang primer;

t_s : waktu tiba gelombang sekunder;

L : jarak antara lubang bor;

E : modulus elastisitas;

μ : angka Poisson.

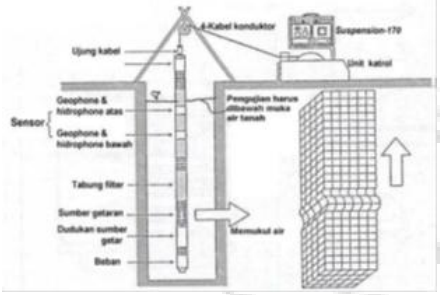
3. Uji suspension PS logging

Uji suspension PS logging dilakukan dalam 1 lubang bor dan harus terletak di bawah muka air tanah. Peralatan sistem suspension PS logging yang dapat diperiksa pada gambar II.33 terdiri atas berikut ini:

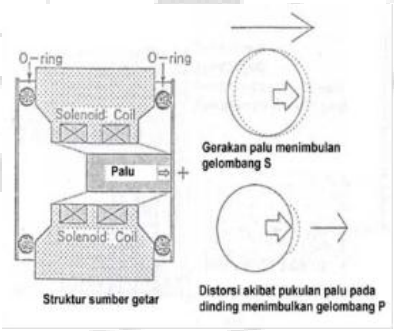
a. Dua sensor yaitu sensor bagian atas dan sensor bagian bawah, yang berjarak 1,00 m (L).

b. Setiap sensor dilengkapi 1 hidrofon dan 2 geofon. Hidrofon berfungsi untuk mendeteksi gelombang primer dan geofon berfungsi untuk mendeteksi gelombang sekunder (geser). Kedua geofon yang terpasang pada setiap sensor diletakkan secara kebalikannya, agar dapat mendeteksi gelombang geser yang berbalikan. Hal ini terutama digunakan untuk mengetahui tingkat kebenaran dari hasil pengujian.

c. Sumber getar yang berupa palu (gambar II.34) dikontrol dari alat baca suspension 170, yaitu komponen gelombang S terjadi akibat pergerakan palu ke arah horisontal dan komponen gelombang P terjadi akibat pukulan palu pada dinding. Palu yang memukul dinding menimbulkan gelombang melalui media air dan merambat melalui tanah, sehingga terbaca pada sensor.



Gambar II. 33 Alat uji suspension PS logging



Gambar II. 34 Struktur sumber getar dan komponen terjadinya gelombang (Sumber : pedoman gempa)

4. Cara empiris untuk memperkirakan modulus geser maksimum dan cepat rambat gelombang geser

Dalam penyelidikan geoteknik di lapangan, uji penetrasi standar (SPT) dan uji penetrasi statik (CPT) banyak digunakan untuk memprediksi perlapisan tanah dasar. Oleh karena itu, banyak peneliti di Jepang dan Amerika Serikat berupaya

mengembangkan persamaan empiris hubungan antara Nspt (uji penetrasi standar) dan tahanan konus qc (uji penetrasi statik) dengan modulus geser maksimum (Gmax) atau kecepatan rambat gelombang S (Vsmax). Pada tabel II.12 dan II.13 diperlihatkan beberapa persamaan empiris yang sering digunakan di Indonesia.

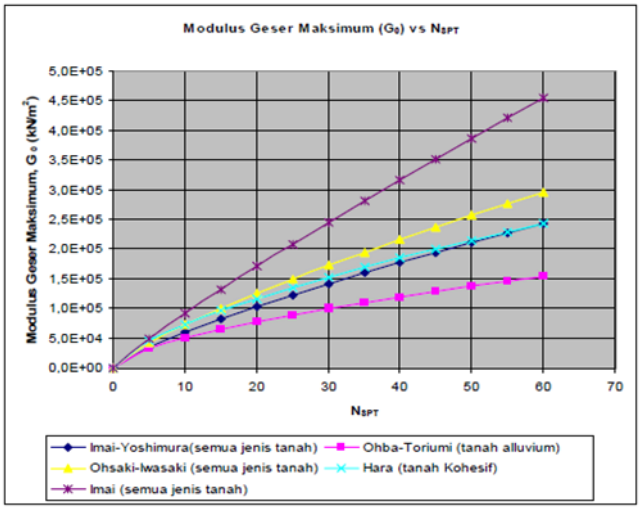
Tabel II. 13 Hubungan antara Nspt dan dengan G_{max} dan Vsmax (Sumber : pedoman gempa)

Peneliti	Jenis tanah	G_{max} (ton/m^2) atau V_{smax} (m/sec)
Imai dan Yoshimura (1970)	semua jenis tanah	$G_{max} = 1000\ N^{0,78}$
Ohba dan Toriumi (1970)	alluvium	$G_{max} = 1220\ N^{0,62}$
Ohsaki dan Iwasaki (1972)	Semua jenis tanah	$G_{max} = 1218\ N^{0,78}$
Hara dkk (1974)	kohesif	$G_{max} = 1580\ N^{0,668}$
Imai (1977)	Semua jenis tanah	$G_{max} = 1200\ N^{0,888}$
Japan Standard for Highway	kohesif	$V_{smax} = 100\ N^{1/3}$

Tabel II. 14 Hubungan antara Nspt dan dengan G_{max} dan Vsmax lanjutan (Sumber : pedoman gempa)

Peneliti	Jenis tanah	G_{max} (ton/m^2) atau V_{smax} (m/sec)
Japan Standard for Highway	Non kohesif	$V_{sma}x = 80\ N1/3$
Catatan : N = Nspt = nilai SPT pukulan/30cm penetrasi		

Dengan mengubah-ubah nilai NSPT pada kelima rumus empiris pada tabel II.12 dan II.13, maka dapat digambarkan hubungan antara G_{max} dengan Nspt seperti ditunjukkan pada gambar II.35. Ternyata untuk nilai NSPT yang sama, persamaan Imai menghasilkan modulus geser maksimum terbesar dan persamaan Ohba-Toriumi menghasilkan nilai modulus geser maksimum terkecil.



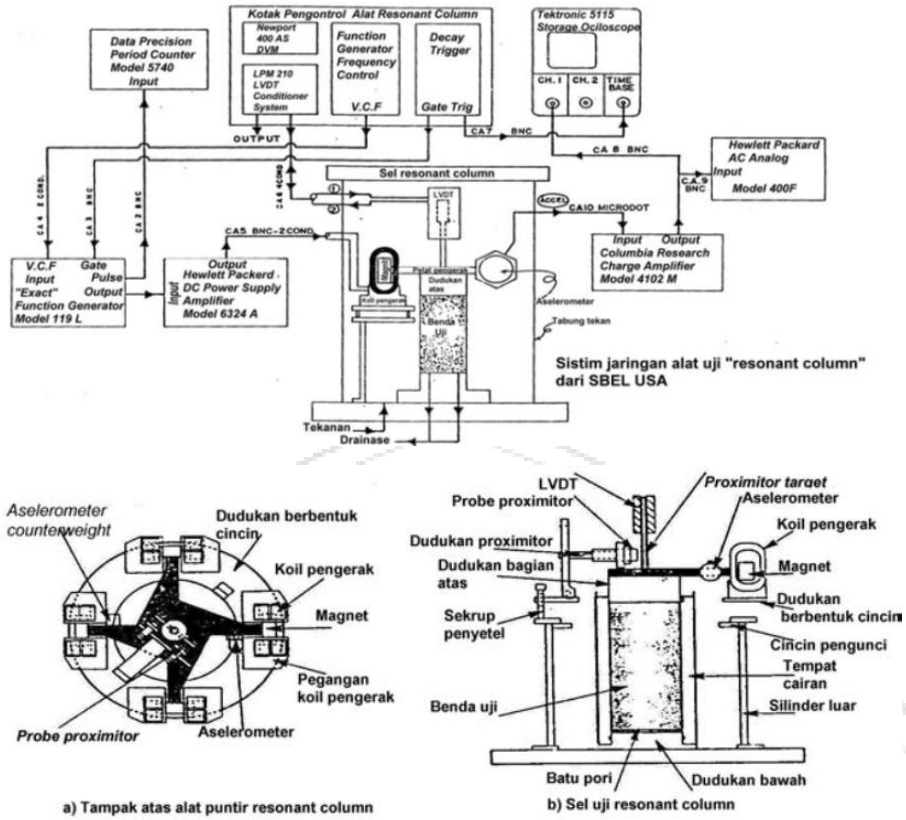
Gambar II. 35 Perbandingan hubungan antara Gmax dengan Nspt untuk 5 persamaan empiris pada tabel II.12 dan II.13 (Sumber : pedoman gempa)

2.8.2 Metode Uji Laboratorium

1. Uji resonant column

Peralatan uji resonant column yang digunakan ialah tipe Stokoe (1979), seperti ditunjukkan pada diagram gambar II.36 dan II.37, yang terdiri atas :

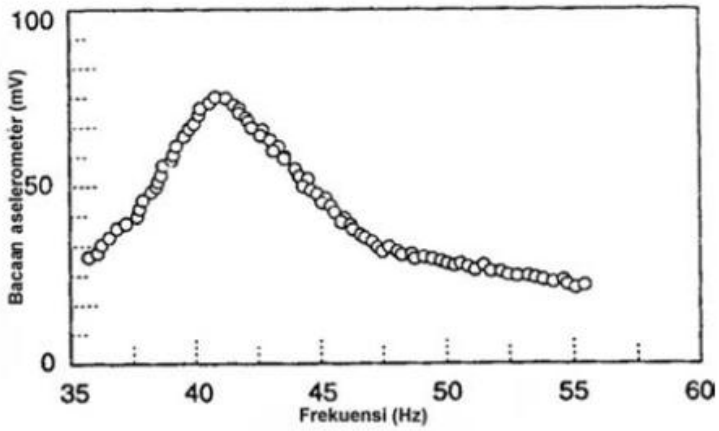
- perlengkapan sel resonant column, yang terdiri atas drive plate, sel resonant column, bottom dan top cap, LVDT .
- resonant column control box, yang terdiri atas signal conditioner system, functiongenerator frequency control, decay trigger, VCF input, dan DC power supply.
- prosedur percobaan sebagai berikut.
  - siapkan benda uji berukuran 3,56x7,12 cm atau 7,0x14,0 cm. Lakukan uji coba alat sebelum percobaan, antara lain LVDT perlu dikalibrasi dengan menggunakan mikrometer sehingga diperoleh faktor s = 0,06667 cm/mvolt.
  - pasang benda uji dalam sel resonant column sesuai dengan cara triaxial biasa dan isi tabung (tabung kecil) dengan cairan silikon berviskositas 50 centistokes sampai dengan kurang lebih sebatas tinggi top cap. Setelah itu pasang sel resonant column.
  - beri tekanan keliling sesuai dengan kebutuhan misalnya 1,0 kg/cm2 dan lakukan proses konsolidasi selama 24 jam.



Gambar II. 36 Diagram alat resonant column tipe Stokoe (Sumber : pedoman gempa)



Gambar II. 37 Foto alat resonant column tipe Stokoe (Sumber : pedoman gempa)



Gambar II. 38 Contoh hasil uji resonant column (Sumber : pedoman gempa)

- beri beban torsi secara meningkat pada benda uji dan diikuti dengan pencatatan frekuensi, akselerometer seperti ditunjukkan pada gambar II.38, dan fungsi decay.
- hasil percobaan dihitung dengan program Rescol dan menghasilkan keluaran berupa regangan geser, modulus geser, kecepatan rambat gelombang S dan koefisien redaman.

- Perhitungan biasanya dilakukan dengan mempertimbangkan hal-hal berikut:
  - di atas benda uji diberi beban torsi siklik melalui drive plate. Tinggi benda uji H, berat volume contoh γt, momen inersia massa benda uji I dan momen inersia massa sistem I0 harus diketahui sebelum pengujian.
  - pengujian dilakukan dengan mengubah-ubah frekuensi getar dari beban torsi sehingga diperoleh hubungan antara bacaan aselerometer dengan frekuensi. Pada saat terjadi resonansi, kecepatan geser gelombang pada tanah dapat dihitung dengan persamaan berikut. Kemudian ditentukan modulus gesernya.

$$\frac{\omega_n H}{V_s}\tan\left(\frac{\omega_n H}{V_s}\right)=\frac{I}{I_0}$$

$$\omega_n = 2\pi \cdot f_n$$

Dimana :

H : tinggi benda uji

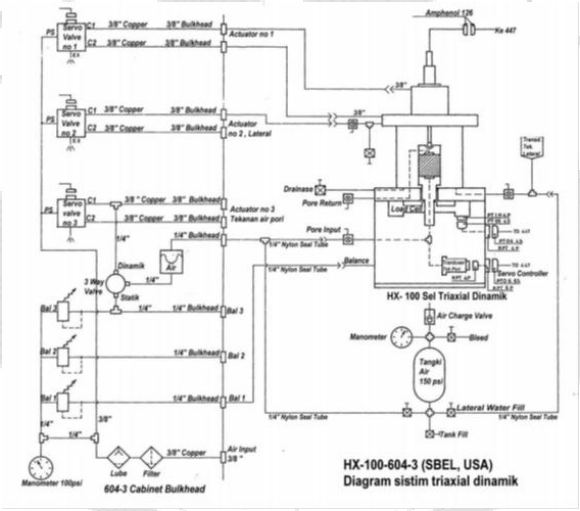
F_n : frekuensi alamiah

I : momen inersia masa benda uji

I_0 : momen inersia masa sistem

2. Uji triaxial siklik

Uji triaxial siklik dapat dilakukan dengan menggunakan peralatan triaxial siklik dengan sistem SBEL, USA. Alat ini terbagi atas dua bagian (periksa diagram pada gambar II.39 dan II.40), yaitu seperti berikut.



Gambar II. 39 Diagram sistem triaxial siklik (Sumber : pedoman gempa)

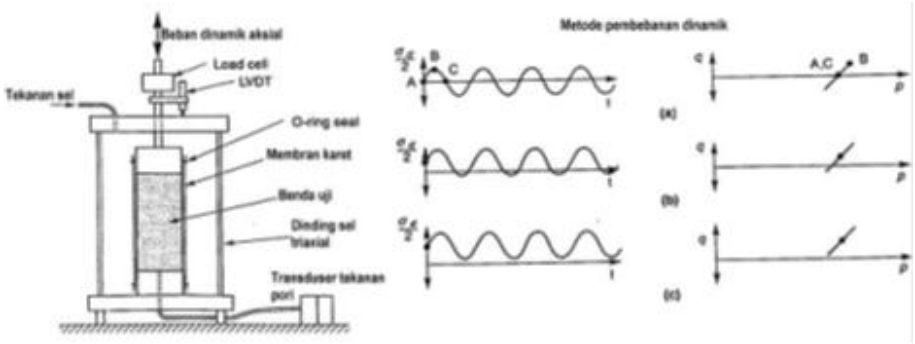


Gambar II. 40 Alat servo controller dan sel triaxial siklik (Sumber : pedoman gempa)

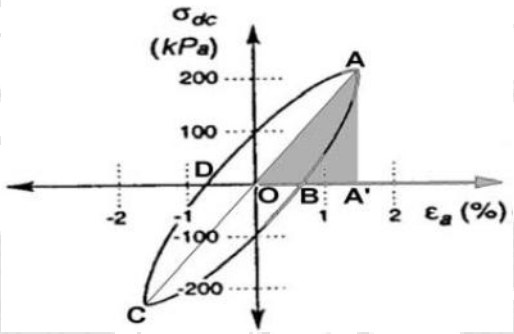
- servo sistem SBEL 604 terdiri atas:
  - 3 buah electro magnetic valves (pegasus) yang berfungsi mengatur aliran udara yang dikontrol dengan sistem aliran listrik (servo controller). Beban statik dan dinamik atau deformasi statik dan dinamik diatur oleh sistem ini (stress control test atau strain control test).
  - 3 buah digital phase generator model 337 yang berfungsi mengatur frekuensi dan fase (sinusoidal, square, triangle dan ramp).
  - 3 buah feedback monitor yang berfungsi untuk membaca beban, tekanan air pori dan deviator stress.
- sel triaxial terdiri atas 3 buah sel dengan 2 benda uji berukuran 3,56x7,12 cm dan 7,11x14,22 cm.
- 1 buah plotter dengan 3 buah channel untuk beban, deformasi, tekanan air pori, dan lainlain .dapat diatur posisinya.

Metode uji dapat dilaksanakan dengan langkah-langkah sebagai berikut :

- persiapan benda uji dan sebelum percobaan dilakukan kalibrasi transducer, beban, tekanan air pori dan penurunan (LVDT) mengikuti buku petunjuk. Contoh kalibrasi Sbeban=15,82 kg/volt ; Spori=0,2 kg/cm2 ; Spenurunan= 2,54 mm/volt.
- isi sel triaxial diisi dengan aquades dan sebelum pengujian plotter harus dikalibrasi sehingga diperoleh faktor konversi P, yaitu sebagai berikut: Pbeban=5 kg/div; Ppori=0,2 kg/cm2 ; Spenurunan= 0,8 mm/div.
- beri tekanan keliling $\sigma 3$ =1 kg/cm2. Ini diperoleh dengan balance load yang diatur oleh regulator.
- percobaan dimulai dengan meningkatkan beban per 50-100 siklus dengan regangan kecil (γ=0,025 %) sampai dengan regangan besar (γ=2,5 – 5 %). Hasil keluaran dicatat, yang meliputi beban, tekanan air pori dan penurunan. Selanjutnya perhitungan dilakukan dengan menggunakan komputer (lihat gambar II.41).



Gambar II. 41 Pembebanan siklik dan lintasan tegangan pada uji triaxial siklik (Sumber : pedoman gempa)



Gambar II. 42 Loop histeresis hasil uji triaxial siklik (sumber : pedoman gempa)

Modulus geser biasanya diperoleh dengan menarik garis sekan (secant) yang menghubungkan titik puncak dari loop histeresis, seperti diperlihatkan pada gambar II.42. Jika regangan geser meningkat, modulus geser akan menurun. Rumus-rumus perhitungannya ialah :

$$E_{\sec} = \sigma_{dc} \cdot 100 / \varepsilon_a$$

$$\gamma = (1+\mu) \cdot \varepsilon_a$$

$$G_{\sec} = E_{\sec} / (2(1+\mu))$$

$$D = (A_{ABCDA}) / (4\pi \cdot A_{AAO})$$

Dimana :

E_{sec} : modulus sekan (kPa)

σ_{dc} : tegangan dinamik (kPa)

ϵ_a : regangan vertikal (%)

γ : regangan geser (%)

G_{sec} : G = modulus geser (kPa)

μ : rasoi poisson

D : rasio redaman

2.8.3 Korelasi Empiris

Berikut ini adalah korelasi-korelasi empiris yang digunakan :

1. Korelasi Empiris G_{max}

Karena mahal dan sulitnya melakukan uji lapangan dan laboratorium, para peneliti berusaha mengembangkan persamaan-persamaan empiris untuk memperoleh G_{max} atau V_{smax} , antara lain sebagai berikut:

d. Untuk lapisan pondasi karena umumnya konstruksi bendungan rockfill berdiri diatas batuan keras. Berikut ini korelasi empiris yang dipakai :

$$G_{\max} = \rho \cdot V_s^{\,2}$$

e. Dimana G_{max} adalah makismum shear modulus, Vs adalah kecepatan gelombang geser, dan ρ adalah massa jenis material batuan.

Untuk nilai parameter maximum shear modulus material Rockfill ditentukan berdasarkan korelasi empirik yang diusulkan oleh Seed and Idriss, 1970 untuk material cohesionless sebagai berikut :

$$G_{\max} = 220 K_{2\max} (\sigma m)^{0.5}$$

Dimana nilai k_{2max} adalah konstanta yang tergantung dari quality dan kepadatan relative. Untuk gravel k_{2max} berada pada rentang 80 – 180. Material rockfill diasumsikan merupakan material yang memiliki kualitas baik dan terkompaksi dengan baik, sehingga nilai k_{2max} = 170 dapat diambil untuk material rockfill (Kramer, 1996). Kemungkinan nilai k_{2max} untuk material rockfill berdasarkan Seed et. al, 1984 berada pada batasan nilai sebagai berikut

- Lower bond k_{2max} = 90
- Average k_{2max} = 120
- Upper bond k_{2max} = 150

f. Untuk material core yang umumnya merupakan material berbutir halus, nilai modulus geser maksimum ditentukan berdasarkan korelasi empirik menurut Hardin dan Drnevich, 1972. Dimana properties dinamik material lempung sangat dipengaruhi oleh amplitudo regangan geser, efektif

confining stress, void ratio dan stress history. Adapun persamaan yang diusulkan oleh Hardin dan Drnevich, 1972 adalah sebagai berikut :

g.

h. $$G_{\max} = 3230 \frac{(2.973 - e)}{1 + e} (OCR)^k (\sigma' n)^{0.5}$$

(σ_0') adalah rata-rata efektif confining stress, σ_0' = (σ_1'+ σ_2'+ σ_3')/3 dalam satuan kPa, OCR adalah overconsolidation ratio, dan k adalah konstanta yang merupakan fungsi dari indeks plastic, PI, bernilai nol untuk PI = 0% dan 0.5 untuk PI lebih dari 100%.

2. Korelasi Empiris Shear strength (Barton)

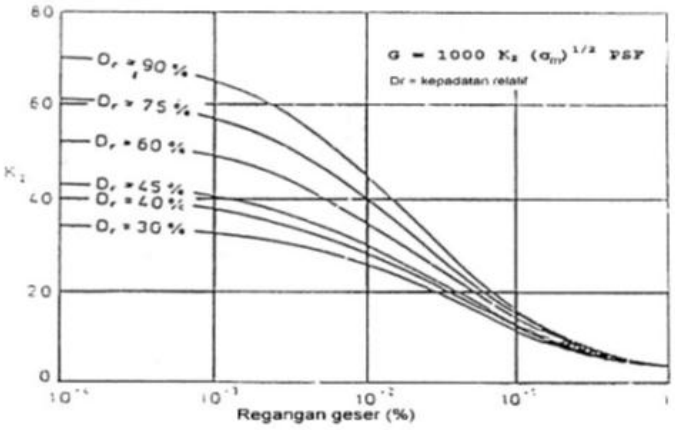
$$\phi' = R \cdot \log\left[\frac{S}{\sigma_n'}\right] + \phi_b$$

Dimana, R merupakan kekasaran yang setara, S merupakan kekuatan setara dengan partikel, sn' merupakan total tegangan efektif dengan f' dan fb mewakili puncak dikeringkan sudut riction dan sudut geser dasar rockfill, masing-masing. Menurut Barton et al., Fb dapat diambil secara konvensional antara 25°-35 ° dan kekuatan setara (S) dan kekasaran quivalent (R) dari bahan rockfill dapat ditentukan dari Angka 2,17 dan 2,18, masing-masing menggunakan ukuran partikel d50, kompresi uniaksial kekuatan (sc) dan porositas (n) bahan rockfill.

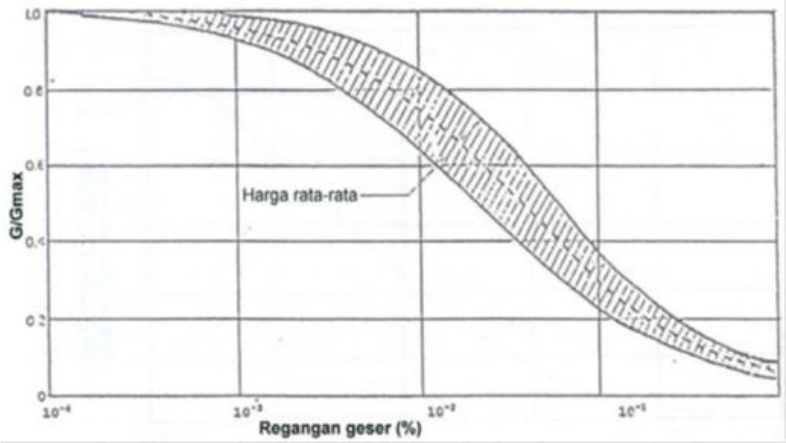
3. Korelasi Empiris ξ (Damping Rasio)

$$D = 0.23 \frac{\gamma}{\gamma + 1.56x10^{-3}} + 0.05$$

Dan berikut ini korelasi empiris memperoleh G_{max} atau V_{smax} yang lain :



Gambar II. 43 Hubungan antara regangan geser dengan K_2 untuk pasir (sumber : pedoman gempa)



Gambar II. 44 Hubungan antara G/G_{max} dengan regangan geser untuk pasir (sumber : pedoman gempa)

4. Metode Seed dan Idriss (1970)

- Tanah pasir dan kerikil

Berdasarkan kumpulan data hasil uji laboratorium Seed dan Idriss dapat dihitung parameter tanah pasir dan kerikil dengan rumus-rumus berikut:

$$G = 1000 \cdot K_2 \cdot (\sigma'_m)^{0,5}$$

$$G_{\max} = 1000 \cdot K_{2\max} \cdot (\sigma'_m)^{0,5}$$

$$\sigma' m = (1 + 2K_0)\sigma'_v$$

Dimana :

G : modulus geser yang tergantung pada kepadatan relatif (psf)

G_{max} : modulus geser maksimum yang tergantung pada kepadatan relatif (psf)

K_2 : konstanta yang tergantung pada regangan geser dan kepadatan relatif

K_{2max} : konstanta maksimum pada $\gamma = 10^{-4}\%$ dan kepadatan relatif

σ'm : tegangan efektif rata-rata (psf)

σ'v : tekanan vertikal efektiv (psf)

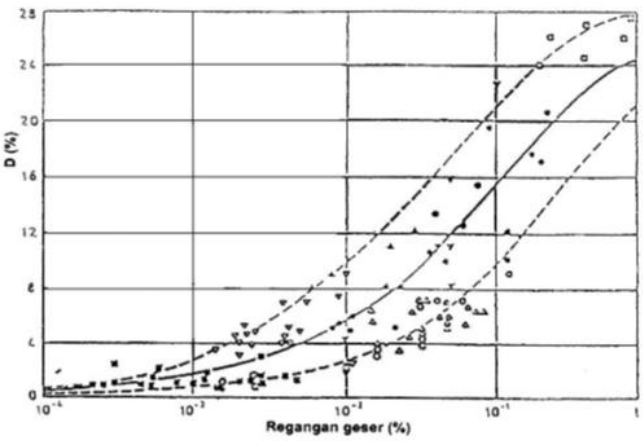
K_0 : tekanan tanah dalam keadaan diam.

Jadi untuk tanah pasir dengan Dr = 75 % dan σ'm= 1 pcf, diperoleh K_{2max}=61 (gambar II.43) sehingga G_{max} = 1000 x 61 x 1 = 61000 pcf.

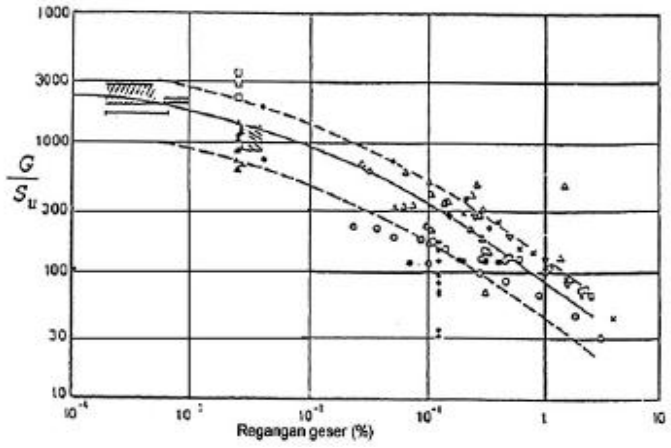
Grafik hubungan antara G/G_{max} dan rasio redaman D dengan regangan geser γ untuk tanah pasir dapat dilihat pada gambar II.44 dan II.45.

- Tanah Lempung

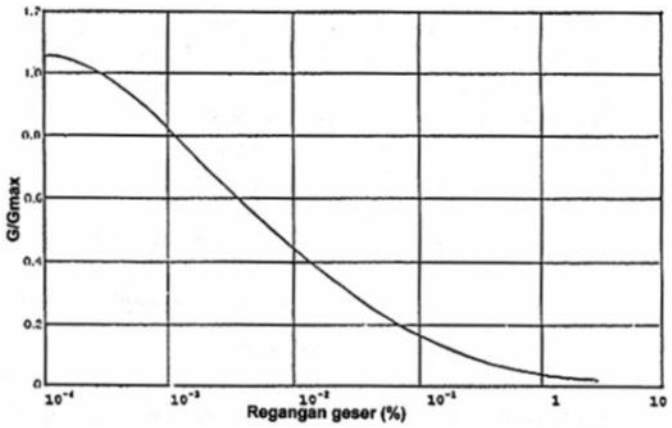
Untuk memperkirakan besaran nilai G_{max} dari tanah lempung, Seed dan Idriss telah mengembangkan grafik hubungan antara G/su dengan geser γ(%) seperti terlihat pada gambar II.46. Jika diketahui nilai kuat geser undrained s_u = 20 kPa, pada grafik rata-rata pada gambar II.46 diperoleh G_{max}/s_u (pada γ=10-4) = 2500 sehingga G_{max}=50000 kPa. Grafik hubungan antara G/G_{max} dan rasio redaman D dengan regangan geser γ untuk tanah pasir dapat dilihat pada gambar II.47 dan II.48.



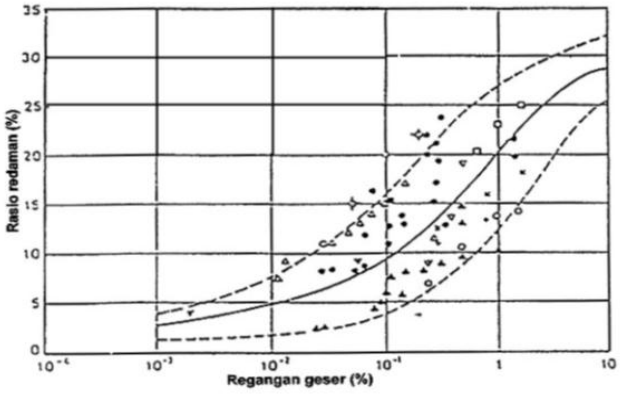
Gambar II. 45 Hubungan antara rasio redaman D dengan regangan geser untuk pasir| (Sumber : pedoman gempa)



Gambar II. 46 Hubungan antara G/sU dengan regangan geser untuk tanah lempung (Sumber : pedoman gempa)



Gambar II. 47 Hubungan antara G/Gmax dengan regangan geser untuk lempung (Sumber : pedoman gempa)



Gambar II. 48 Hubungan antara rasio redaman D dengan regangan geser untuk lempung (Sumber : pedoman gempa)

5. Hubungan antara modulus geser maksimum dengan angka pori

Persamaan empiris hubungan antara G_{max} dengan angka pori e yang telah dikembangkan oleh para peneliti di USA dan Jepang ialah sebagai berikut :

$$G_{\max} = A \cdot F(e) \cdot (\sigma_m)^n$$

Dimana :

A,n : konstanta

F(e) : fungsi angka pori

σ'_m : tegangan efektif rata-rata (kN/m^2)

$G_{max} = G_0$: modulus geser maksimum (kN/m^2)

Rangkuman persamaan empiris untuk tanah pasir dapat diperiksa pada tabel II.14, untuk tanah lempung dapat dilihat pada tabel II.15 dan untuk material kerikil (berbutir kasar) dapat dilihat pada tabel II.16.

Tabel II. 15 Rangkuman persamaan empiris penentuan G_{max} Pasir (Sumber : pedoman gempa)

Peneliti	A	F(e)	N	Material Tanah
Hardin-Richart I (1963)	7000	$(2,17-e)^2/(1+e)$	0,5	Pasir ottawa butir bulat
Idem II	3300	$(2,97-e)^2/(1+e)$	0,5	Pasir kerikil
Iwaski-Tatsuko (1978)	16600	$(2,17-e)^2/(1+e)$	0,4	Sebelas jenis pasir
Shibata-Soelamo (1975)	42000	$(0,67-e)/(1+e)$	0,5	Tiga jenis pasir
Kakusho (1990)	8400	$(2,17-e)^2/(1+e)$	0,5	Pasir toyoura
Yu-Richart (1984)	7000	(2,17-e)2/(1+e)	0,5	Tiga jenis pasir

Tabel II. 16 Rangkuman persamaan empiris penentuan G_{max} untuk Lempung (Sumber : pedoman gempa)

Peneliti	A	F(e)	n	Material Tanah
Hardin-Black (1968)	3270	$(2,97-e)^2/(1+e)$	0,6	Kaolinite, e=0,6-1,5
Marcuson-Wahls (1972) I	4500	(2,97-e)2/(1+e)	0,5	Kaolinite, IP=35
Idem II	445	$(4,4-e)^2/(1+e)$	0,5	Bentonite, IP=60
Kokusho (1982)	90	$(7,32-e)^2/(1+e)$	0,6	Lempung tak terganggu, IP=40-85
Zen-Umehara (1978)	2000-4000	$(2,97-e)^2/(1+e)$	0,5	Lempung cetak ulang, IP=0-50

Tabel II. 17 Rangkuman persamaan empiris penentuan G_{max} untuk kerikil (butir kasar) (Sumber : pedoman gempa)

Peneliti	A	F (e)	n	Material Tanah
Prange (1981)	7320	$(2,97\text{-}e)^2/(1+e)$	0,38	Material ballast
Kakusho-Eshashi (1981)	13000	$(2,17\text{-}e)^2/(1+e)$	0,55	Batu pecah
Idem II	8400	$(2,17\text{-}e)^2/(1+e)$	0,6	Kerikil bulat

Sebagai bahan perbandingan dari persamaan tersebut dengan menetapkan $\sigma'm=100kN/m^2$ dan mengubah-ubah nilai angka pori, dapat disusun grafik hubungan antara G_{max} dan e yaitu seperti berikut ini :

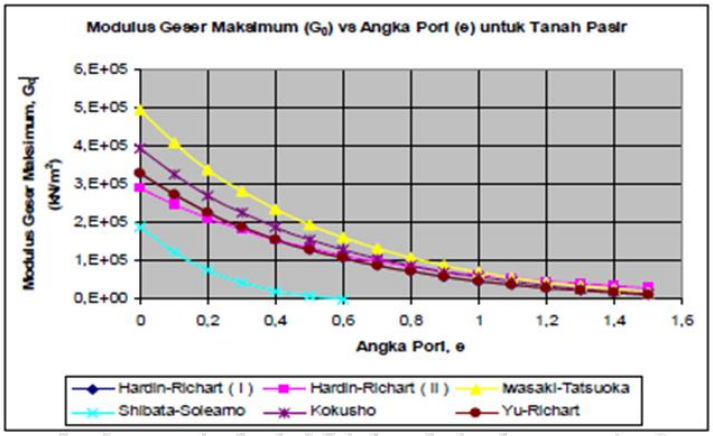
- Tanah Pasir

Untuk jenis tanah pasir terdapat lima kelompok peneliti yang telah memberikan rumus empirik. Hardin-Richart (1963) memberikan dua rumus empirik berdasarkan penelitian yang dilakukan terhadap pasir Ottawa yang berbutir bulat dan pasir kerikil, dengan metode pengujian resonant colum. Iwasaki-Tatsuoka (1978) melakukan pengujian pada sebelas jenis pasir dengan metode pengujian resonant column. Shibata-Soelarno (1975) melakukan pengujian dengan metode ultrasonic pulse pada tiga belas jenis pasir. Kokusho (1980) menguji pasir Toyoura di Jepang dengan metode pengujian triaxial siklik. Yu-Richart (1984) menguji tiga jenis pasir dengan metode resonant column.

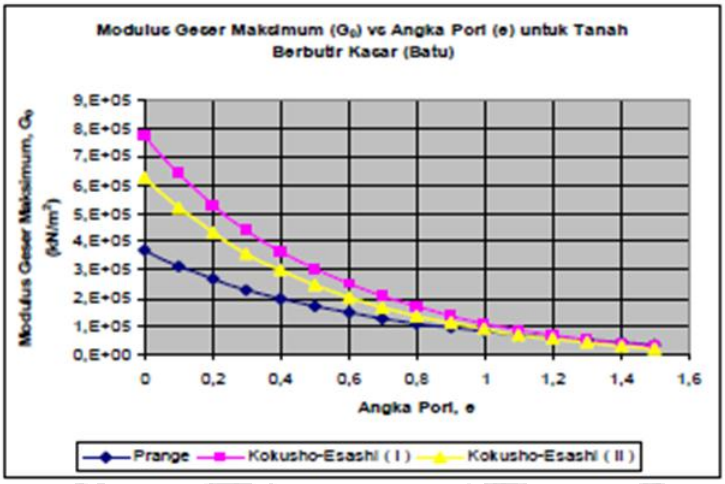
Pada gambar II.49 terlihat bahwa grafik Shibata-Soelarno berada pada posisi paling bawah dan grafik Iwasaki-Tatsuoka berada pada posisi paling atas. Dengan angka pori yang sama, rumus empirik Iwasaki-Tatsuoka memberikan nilai modulus geser maksimum (G_0) terbesar di antara rumus lainnya dan rumus empirik Shibata-Soelarno memberikan nilai modulus geser maksimum (G_0) terkecil. Ke empat grafik yang lain, yaitu grafik Hardin-Richart (I), Hardin-Richart (II), Kokusho, dan Yu-Richart, berada di antara kedua grafik tersebut. Untuk angka

pori yang besar ($e \geq 1,5$) ke lima yaitu grafik (Hardin-Richart (I), Hardin-Richart (II), Iwasaki- Tatsuoka, Kokusho, dan Yu-Richart cenderung berimpit. Pada

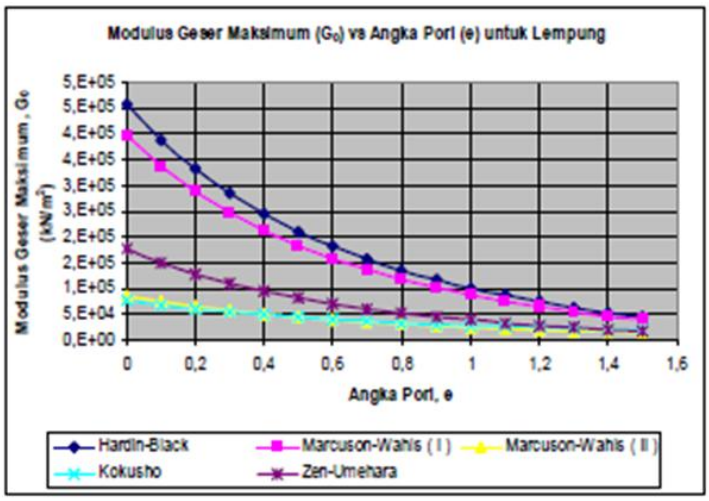
angka pori (e) > 0,67 rumus empirik Shibata-Soelarno akan menghasilkan nilai modulus geser maksimum (G_0) yang negatif.



Gambar II. 49 Hubungan antara G_{max} (G0) dengan e dengan σ'm=100 kN/m^2 untuk tanah pasir (Sumber : pedoman gempa)



Gambar II. 50 Hubungan antara G_{max} (G_0) dengan e dengan σ'm=100 kN/m^2 untuk tanah lempung (Sumber : pedoman gempa)



Gambar II. 51 Hubungan antara G_{max} (G_0) dengan e dengan σ'm=100 kN/m^2 untuk tanah berbutir kasar (Sumber : pedoman gempa)

- Tanah Lempung

  Untuk lempung, Hardin-Black (1968) melakukan pengujian dengan metode resonant column pada tanah lempung jenis kaolinit dengan angka pori (e) antara 0,6 sampai dengan dengan 1,5. Marcuson-Wahls (1972) melakukan pengujian dengan metode resonant column pada lempung jenis kaolinit dengan indeks plastisitas 35 dan lempung jenis bentonit dengan indeks plastisitas 60. Kokusho (1982) menguji tanah lempung tak terganggu (undisturb clays) yang mempunyai indeks plastisitas 0 sampai dengan dengan 50 menggunakan metode resonant column. Sama halnya pada tanah pasir, dengan menetapkan tegangan efektif konstan sebesar 100 kN/m^2 dan mengubah-ubah nilai angka pori (e), didapatkan grafik hubungan G_0 vs e untuk tanah lempung. Dari gambar II.50 terlihat bahwa posisi grafik dari bawah ke atas ialah grafik-grafik Kokusho, Marcuson-Wahls (I), Zen-Umehara, Hardin- Black, dan Marcuson-Wahls (II). Dari posisi grafik itu disimpulkan bahwa untuk angka pori yang sama diperoleh nilai modulus geser maksimum (G_0) dari yang terkecil sampai dengan yang terbesar oleh Kokusho, Marcuson-Wahls (I), Zen-Umehara, Hardin-Black, dan Marcuson-Wahls (II). Angka pori yang membesar membuat ke lima grafik tersebut semakin berimpit.

- Kerikil (tanah berbutir kasar)

Data tentang penelitian tanah berbutir kasar sangat sulit diperoleh dari literatur karena sulitnya pembuatan peralatan uji dinamik berskala besar untuk menguji material berbutir kasar. Prange (1981) melakukan pengujian pada material ballast dengan menggunakan metode resonant column. Kokusho-Esashi (1981) melakukan pengujian pada batu pecah dan kerikil bulat dengan menggunakan metode triaxial siklik. Pada gambar II.51 terlihat bahwa untuk angka pori e<0,25 , nilai modulus geser maksimum (G_0) Kokusho-Esashi (I) lebih besar dari modulus geser maksimum (G_0) Prange, dengan nilai modulus geser maksimum (G_0) terendah diberikan Kokusho-Esashi (II). Pada angka pori (e≈0,25) terjadi persilangan grafik Kokusho-Esashi (I) dan grafik Prange. Untuk angka pori yang makin besar, grafik Kokusho-Esashi (I) mendekati grafik Kokusho-Esashi (II) dan diperkirakan akan memotong grafik tersebut.

2.8.4 Hubungan Antara Modulus Penormalan G/G_{max} dan Rasio Redaman dengan Regangan Geser

Dalam melakukan analisis respons dinamik akibat gempa bumi dapat dicapai geser γ dengan modulus geser G dan rasio redaman. Sebagai contoh, dalam program komputer Shake (Shnabel 1972) digunakan prosedur analisis linier ekivalen, namun, modulus geser G dan rasio redaman D diperoleh secara iterasi sampai dengan tercapai kompatibilitas dengan regangan geser. Oleh karena itu, perlu dikembangkan suatu hubungan modulus geser penormalan (G/G_{max}) dengan regangan geser γ dan rasio redaman (D) dengan regangan geser γ. Kurva hubungan antara G/G_{max} dengan γ dan D dengan γ dari

Seed & Idriss (1970) seperti dijelaskan dalam subbab Tanah pasir ialah kurva yang paling banyak digunakan di Indonesia. Tetapi, kini telah banyak dikembangkan persamaan empirik dengan menggunakan data eksperimen yang lebih lengkap antara lain seperti berikut ini.

1. Metode Shibata & Soelarno (1977)

   Shibata & Soelarno memberikan rumus untuk menghitung nilai modulus geser maksimum untuk pasir dan lempung, yaitu :

$$G_{\max} / G = 1 + 103(\gamma / \sigma_c)$$

$$G_{max} / G = 1 + 3 \cdot 10^3 (\gamma / \sigma_c)$$

Dimana :

σc : tekanan keliling atau confining pressure (kg/cm^2)

2. Metode Ishibasi dan Zhang (1993)

Metode Ishibasi & Zhang dapat digunakan, baik untuk pasir ataupun lempung dengan persamaan-persamaan sebagai berikut :

$$G / G\max = K(\gamma, PI)(\sigma' m)^{m(\gamma, PI) - m}$$

$$K(\gamma, PI) = 0{,}5\left\{1 + \tan\left|\ln\left(\frac{0{,}000102 + n(PI)}{\gamma}\right)^{0{,}429}\right|\right\}$$

$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0{,}272 \cdot \left\{1 - \tan\left[\ln\left(\frac{0{,}000556}{\gamma}\right)^{0{,}4}\right]\right\} exs(-0{,}0145 PI^{13})$$

$$n(PI) = \begin{cases} 0{,}0 & untuk PI = 0 \\ 3{,}37 x 10^{-6} PI^{1{,}404} & untuk 0 < PI \leq 5 \\ 7{,}0 x 10^{-7} PI^{1{,}976} & untuk < 15 \leq 70 \\ 2{,}7 x 10^{-5} PI^{1{,}115} & untuk PI > 70 \end{cases}$$

Namun, untuk memperoleh rasio redaman D, digunakan persamaan berikut:

$$D = 0.333 \frac{1 + \exp(-0{,}0145 PI^{1{,}3})}{2} \left[0{,}586 \left(\frac{G}{G_{max}}\right)^2 - 1{,}547 \frac{G}{G_{max}} + 1\right]$$

Dimana :

PI : indeks plastisitas (%)

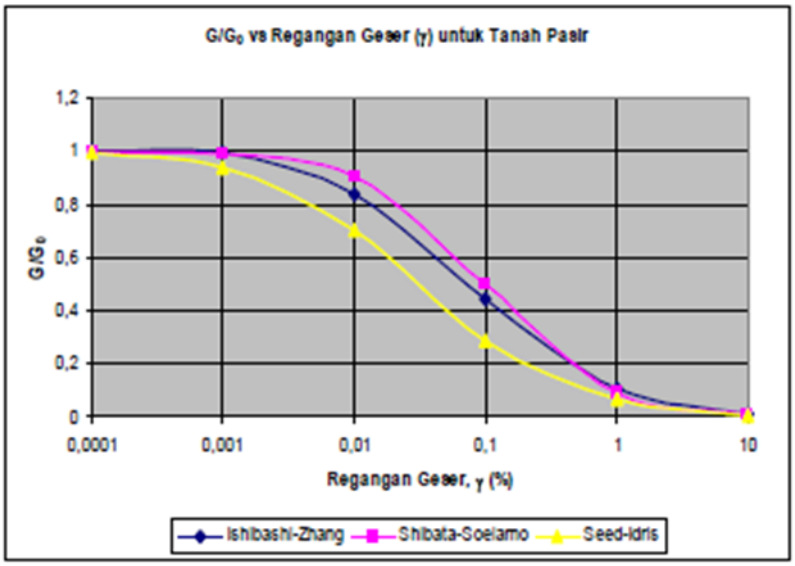
K(γ,PI) : konstanta tergantung γ dan PI (-)

n(PI) : konstanta terganntung pada PI (-)

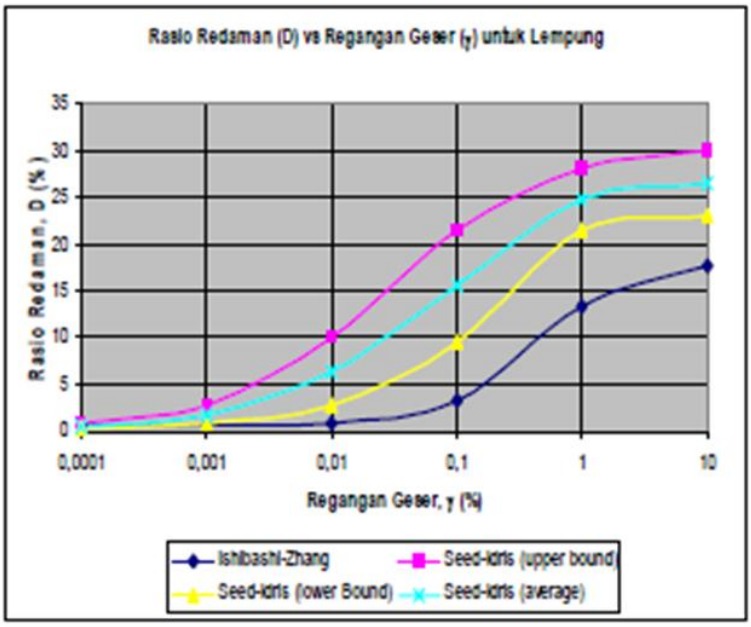
m(γ,PI)-m$_0$: konstanta tergantung γ dan PI (-)

γ : regangan geser (-)

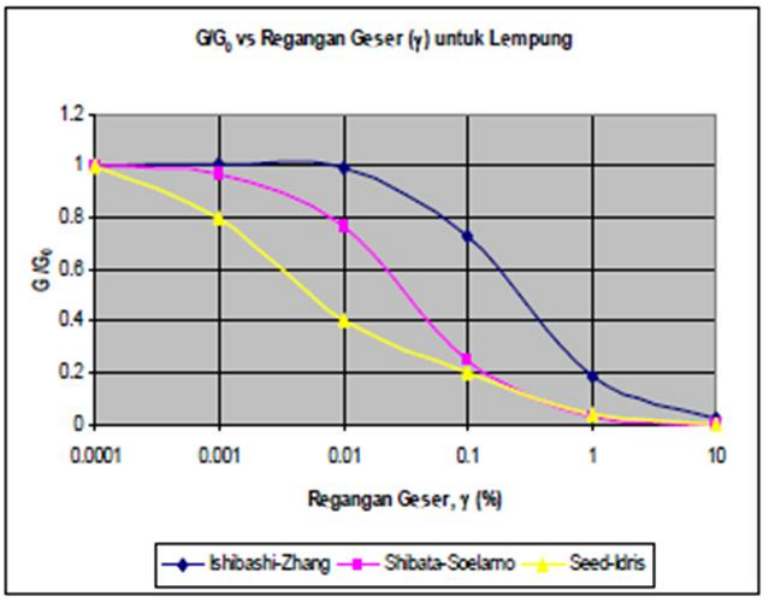
σ'$_m$: tegangan efektif rata-rata (kN/m^2)



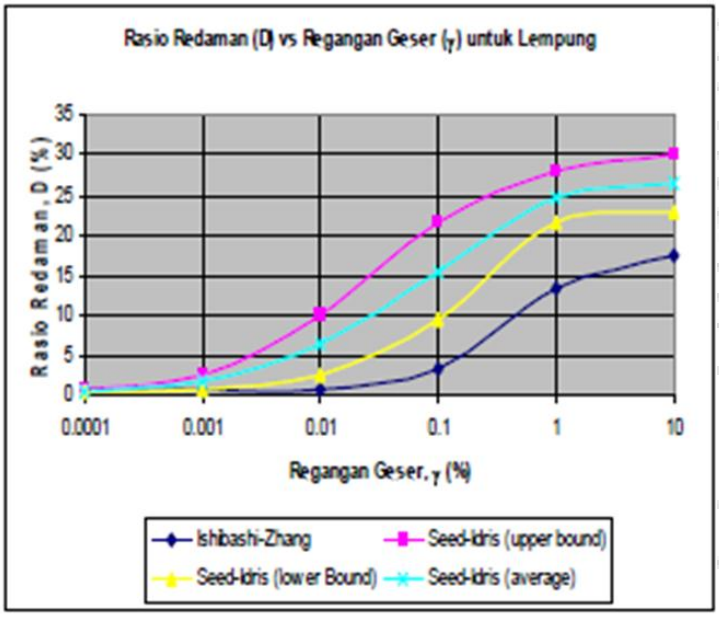
Gambar II. 52 Perbandingan hubungan antara G/G_{max} dengan γ untuk pasir (Sumber : pedoman gempa)



Gambar II. 53 Perbandingan hubungan antara D dengan γ untuk tanah pasir (Sumber : pedoman gempa)



Gambar II. 54 Perbandingan hubungan antara G/G_{max} dengan γ untuk tanah lempung (Sumber : pedoman gempa)



Gambar II. 55 Perbandingan hubungan antara D dengan γ untuk tanah lempung (Sumber : pedoman gempa)

Dari persamaan-persamaan tersebut dapt dinyatakan bahwa metode Zhang dan Ishibasi dapat digunakan untuk berbagai jenis tanah dengan indeks plastisitas dan tegangan efektif yang berbeda-beda. Pada gambar II.52 dan II.53 diperlihatkan perbandingan grafik hubungan antara G_{max} dan D dengan regangan geser γ untuk tanah pasir dari Shibata & Soelarno ($\sigma'c=1{,}0kg/cm^2$), Ishibasi-Zang ($\sigma'm=100$

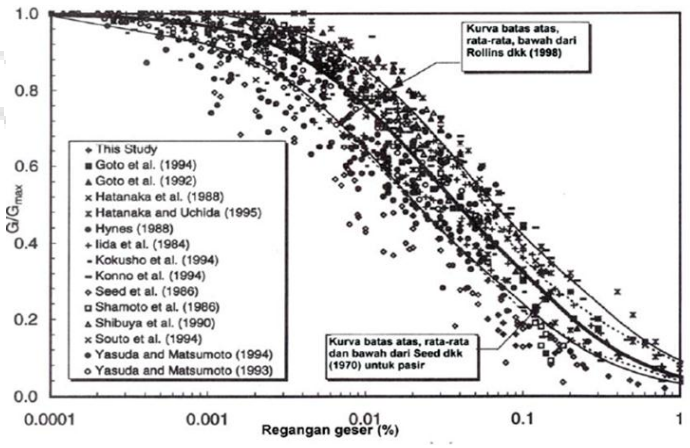
kN/m^2, PI=0%) dan Seed dkk (rata-rata). Hubungan antara G/G_{max} dengan γ pada gambar II.52, menunjukkan bahwa grafik Ishibasi-Zhang dan Shibata-Soelarno berada 10% sampai dengan 15% di atas grafik Seed dkk. Namun. Pada gambar II.53 menunjukkan bahwa grafik hubungan antara D dengan γ dari Ishibasi & Zhang berada di bawah batas bawah dari grafik Seed dkk.

Pada gambar II.54 dan II.55 diperlihatkan grafik hubungan antara G/G_{max} dan D dengan regangan geser γ untuk tanah lempung dari Ishibasi-Zhang (σ'm=100 kN/m^2) dan Seed dkk (batas atas, rata-rata dan batas bawah). Untuk grafik hubungan antara G/G_{max} dengan γ pada gambar II.56 menunjukkan bahwa grafik Ishibasi-Zhang dan Shibata-Soelarno berada 10% sampai dengan dengan 15% di atas grafik Seed dkk. Namun, pada gambar II.57 grafik hubungan antara D dengan γ memperlihatkan bahwa grafik Ishibasi & Zhang berada di bawah batas bawah dari grafik Seed dkk.

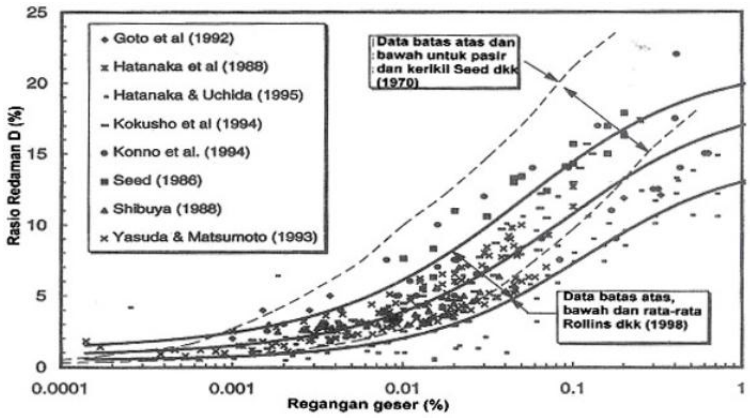
3. Metode Rollins dkk (1998)

Rollins K.L dkk (1998) melakukan penelitian dari bahan berbutir kasar yang diuji di laboratorium dengan menggunakan triaxial siklik yang berukuran diameter 300 m dan tinggi 600 mm. Hasilnya berupa persamaan empirik hubungan antara G/G_{max} dan D dengan regangan geser γ persamaannya adalah sebagai berikut:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{(1{,}2 + 1{,}6\gamma(1 + 10^{-20^{\gamma}}))}$$



Gambar II. 56 Perbandingan hubungan antara G/G_{max} dengan γ dari hasil penelitian Rollins dkk dengan Seed dkk untuk bahan berbutir kasar (Sumber : pedoman gempa)



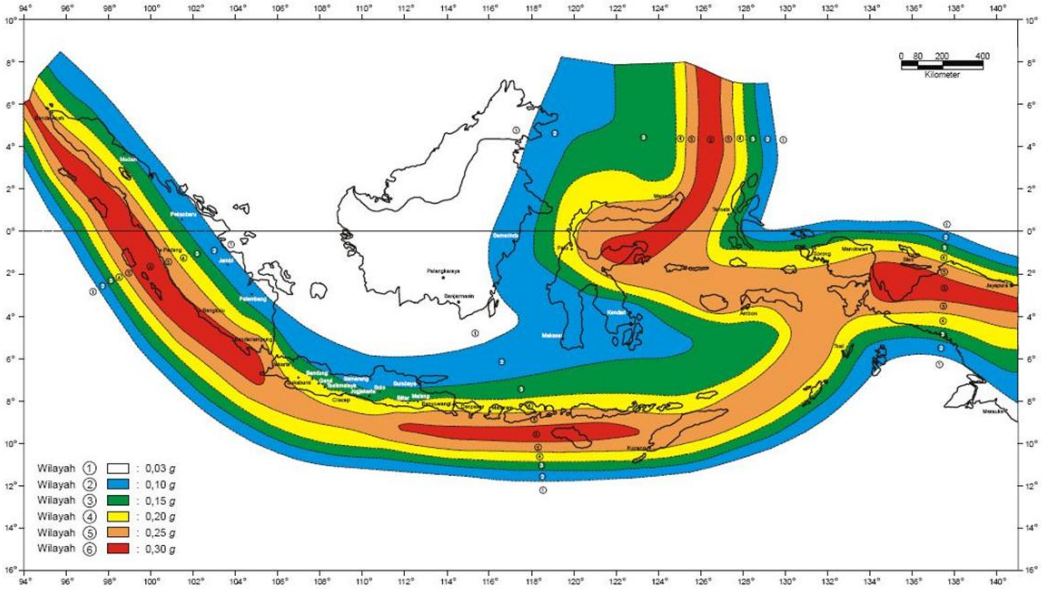
Gambar II. 57 Perbandingan hubungan antara D dengan γ hasil dari penelitian Rollins dkk dengan Seed dkk untuk bahan berbutir kasar (Sumber : pedoman gempa)

2.9 Peta Zona Gempa di Indonesia

Berikut ini perkembangan peta zona gempa di Indonesia, yaitu : Peta gempa 2002, peta gempa bangunan air 2004 dan peta gempa 2010.

2.9.1 Peta Gempa 2002

Indonesia pertama kali memiliki peta hazard gempa pada tahun 1983, yaitu pada Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Indonesia untuk Gedung. Peta gempa ini membagi Indonesia menjadi enam zona gempa. Peta tersebut diperbaharui tahun 2002 dengan keluarnya Tata Cara Perencanaan Tahan Gempa untuk Bangunan Gedung SNI-03-1726-2002. Peraturan pengganti ini disusun dengan mengacu pada UBC 1997 dan peta gempa yang telah diperbaharui berupa peta percepatan puncak atau Peak Ground Acceleration (PGA) di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui kejadian sebesar 10% dalam 50 tahun masa layan bangunan gedung atau bersesuaian dengan perioda ulang gempa 500 tahun. Pada SNI 2002 digunakan gempa rencana dengan periode ulang 500 tahun. Dua periode tersebut dipilih untuk mewakili nilai spektra percepatan pada periode pendek (short period) dan periode panjang (long period) karena keduanya direkomendasikan oleh USGS untuk pembuatan kurva respons spektra desain (Algermissen dan Singh, 1988, Dobry dkk., 2000). Hasil deagregasi untuk periode ulang 500 tahun dengan T=0.2 detik dan T=1.0. Dalam studi ini digunakan fungsi atenuasi Youngs dkk. (1997) untuk mendapatkan respons spektra akibat sumber gempa subduksi dan fungsi atenuasi Sadigh dkk. (1997) untuk sumber gempa shallow crustal dan background.

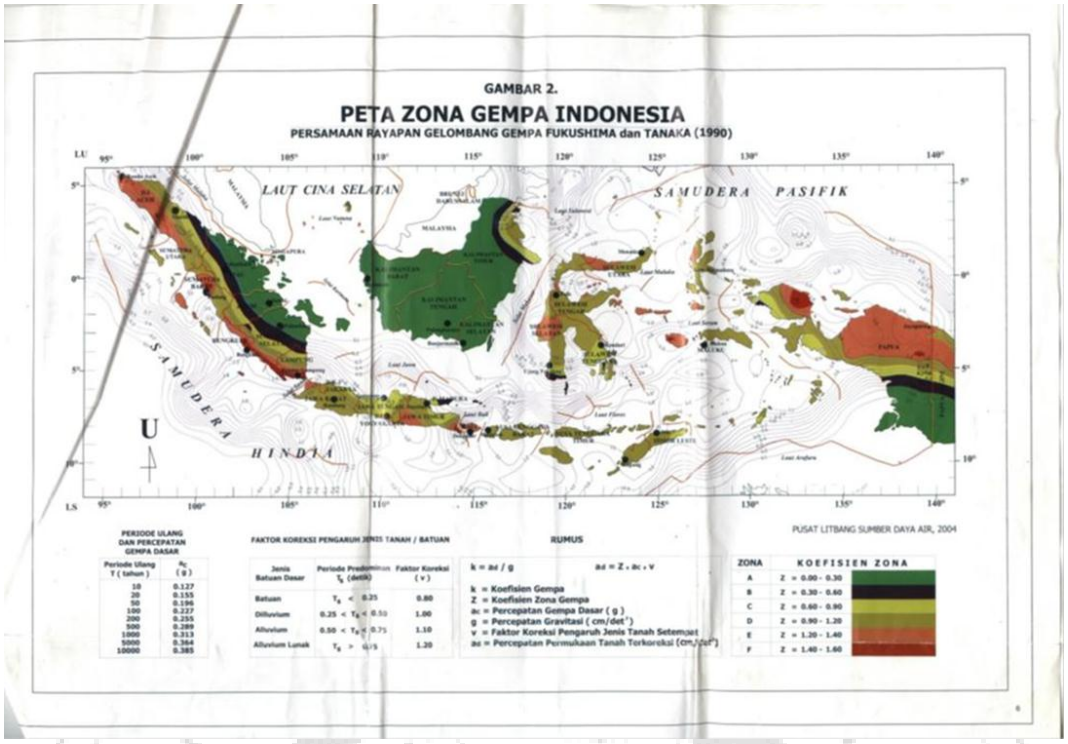


Gambar II. 58 Peta gempa 2002

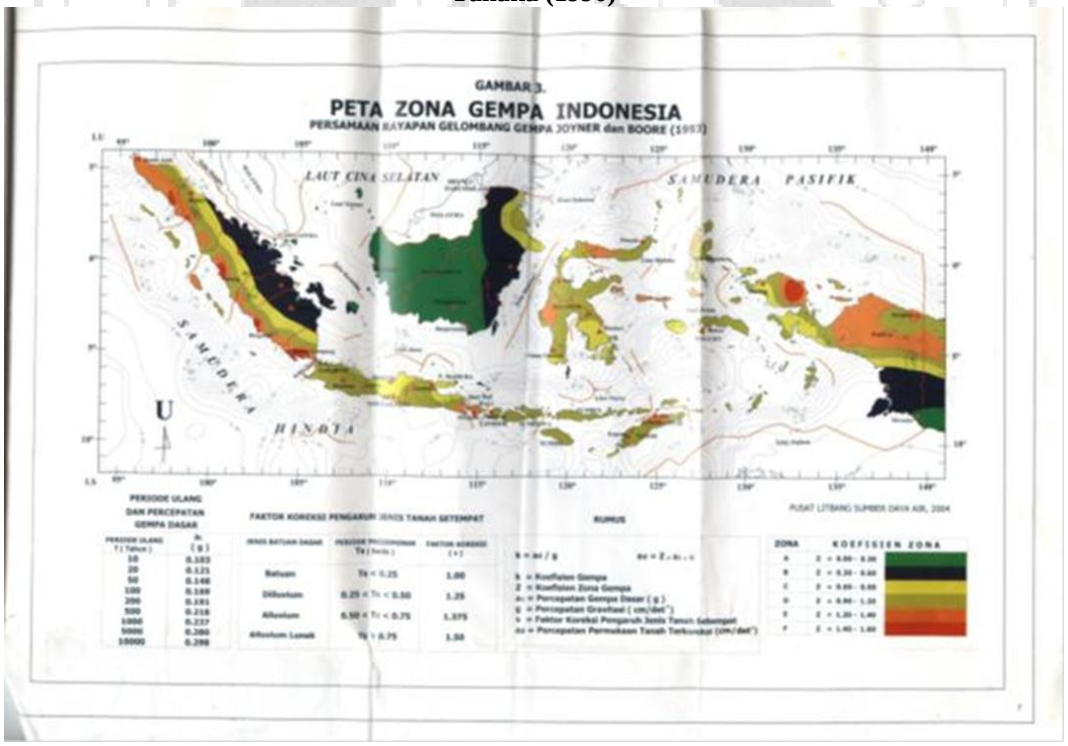
2.9.2 Peta Gempa 2004

Peta zona gempa 2004 terdapat 2 persamaan rayapan gelombangnya yang berbeda yaitu dari persamaan percepatan gelombang Fukushima/Tanaka (1990) dan persamaan percepatan gelombang Joyner/Boore (1993).

Dengan menggunakan pendekatan probabilitas, Tim telah menghasilkan peta bahaya gempa di batuan dasar untuk kemungkinan terlampaui 10% dalam 50 tahun umur bangunan (gempa 475 tahun), 2% dalam 50 tahun (gempa 2475 tahun), dan 10% dalam 100 tahun (gempa 950 tahun). Dalam hal ini puncak bendungan dinyatakan dengan y = 0.0 ; y = 0.25 H; 0.50 H; 0.75 H dan H (H = tinggi bendungan)



Gambar II. 59 Peta gempa 2004 dengan persamaan rayapan gelombanga Fukushima dan Tanaka (1990)



Gambar II. 60 Peta gempa dengan rayapan gelombang Boyner dan Boore (1993)

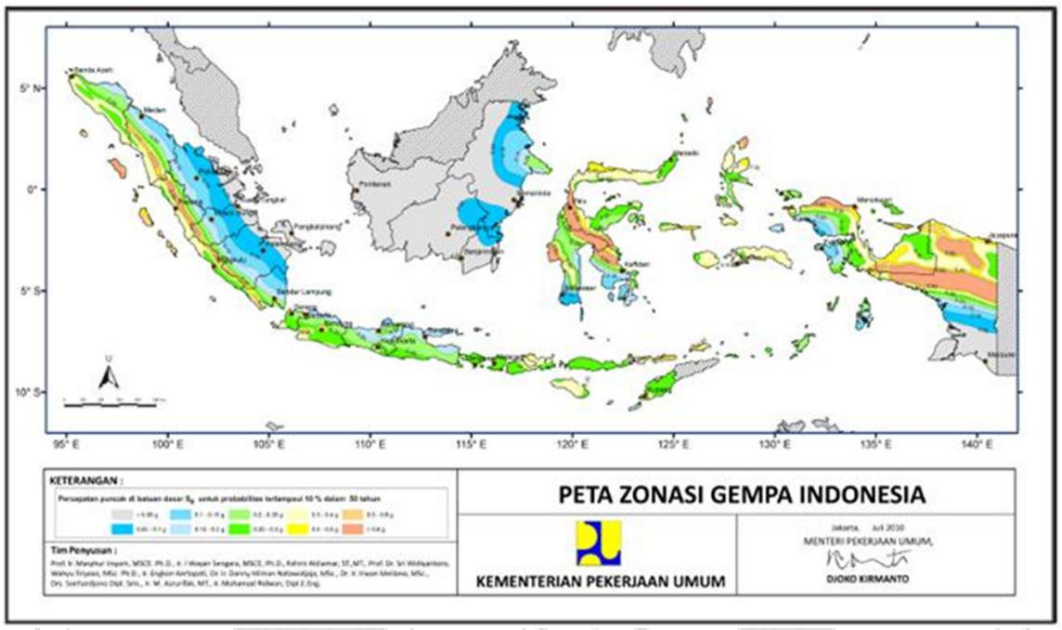
2.9.3 Peta Gempa 2010

Peta zonasi gempa 2010 yang terbaru, dapat digunakan sebagai dasar perhitungan struktur bangunan gedung menggantikan peta tahun 2002. Peta ini disusun dengan model analysis Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA) yang memodelkan sumber gempa secara tiga dimensi (3D), pendekatan probabilitas dan deterministik. Peta yang dihasilkan adalah peta PGA dan spektra percepatan untuk perioda (0,2 detik) dan perioda panjang (1 detik) dengan kemungkinan terlampaui 10% dalam 500 tahun, 10% dalam 100 tahun dan 2% dalam 50 tahun yang mewakili tiga level hazard (potensi bahaya) dari sumber gempa sesar dan atenuasi yang digunakan Next Generation Attenuation (NGA), dimana fungsi atenuasi ini disusun dengan menggunakan data gempa global (worldwide data).

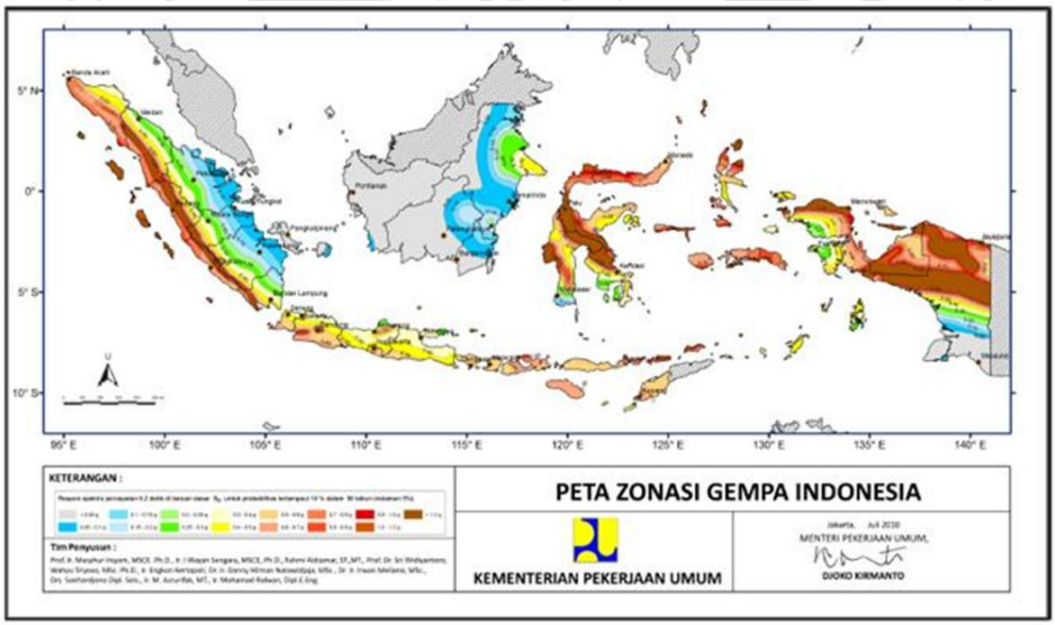
Revisi SNI 03-1726-2002 yang sedang diselesaikan menggunakan acuan dasar International Building Code (IBC) 2009 dengan American Society of Civil Engineers (ASCE) 07-2010 sebagai metode perhitungan struktur bangunan gedung tahan gempa dengan konsep Perancangan Berbasis Kinerja (Performance Base Design). Konsep Perancangan Berbasis Kinerja merupakan metoda yang mengutamakan efisiensi dan efektivitas dalam pembangunan bangunan gedung dan infrastruktur pekerjaan umum dan pemukiman.

Peta Zonasi Gempa Indonesai 2010 ini disusun sebagai upaya mitigasi bencana Gempa Bumi untuk mengurangi kerugian terhadap bencana dan akan menjadi acuan dalam perencanaan dan perancangan infrastruktur di Indonesia, termasuk jalan dan jembatan, pelabuhan, bandar udara, prasarana pembangkit tenaga listrik, telekomunikasi, irigasi, air bersih, sanitasi dan bangunan gedung. Percepatan gempa yang digunakan bisa mengacu pada peraturan SNI 03-1726-2002 atau RSNI Gempa 2010. Perbedaan mendasar dari kedua peraturan ini adalah mengenai periode ulang gempa rencana yang digunakan. pada RSNI 2010 digunakan gempa rencana dengan periode ulang 2500 tahun. Tentunya percepatan gempa untuk periode ulang 2500 tahun lebih besar daripada 500 tahun. Revisi peraturan gempa baru dikeluarkan dua tahun tahun kemudian yaitu dengan diterbitkannya peraturan gempa terbaru SNI-1726-2012.

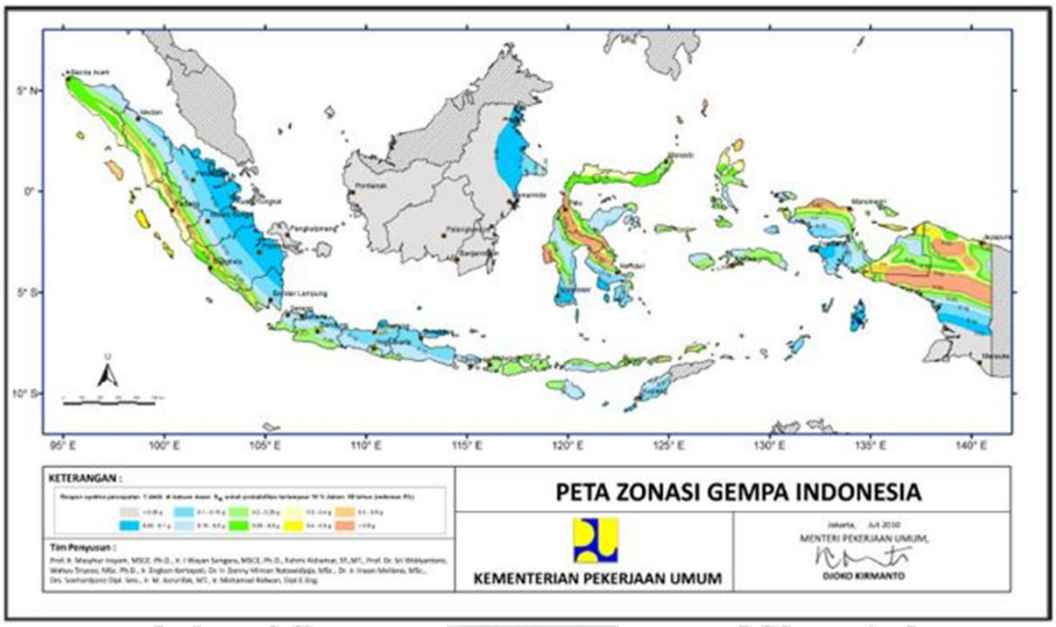
Perbedaan peta gempa 2004 dengan peta gempa 2010 adalah percepatan gelombangnya. Dimana percepatan gelombang peta gempa 2010 lebih besar dari percepatan peta gempa 2004.



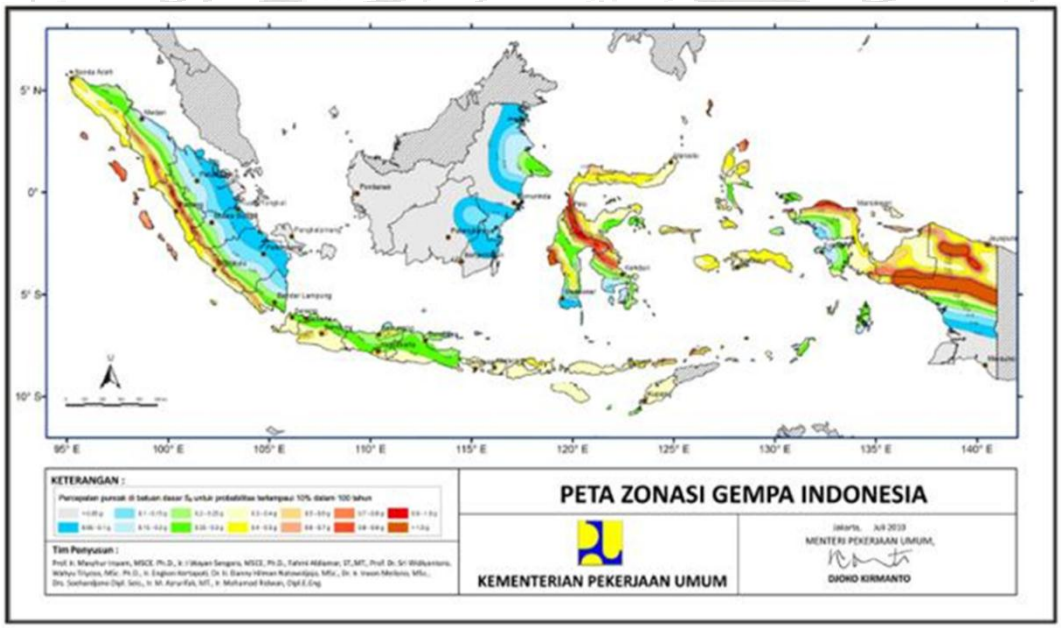
Gambar II. 61 Peta percepatan puncak (PGA) di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun



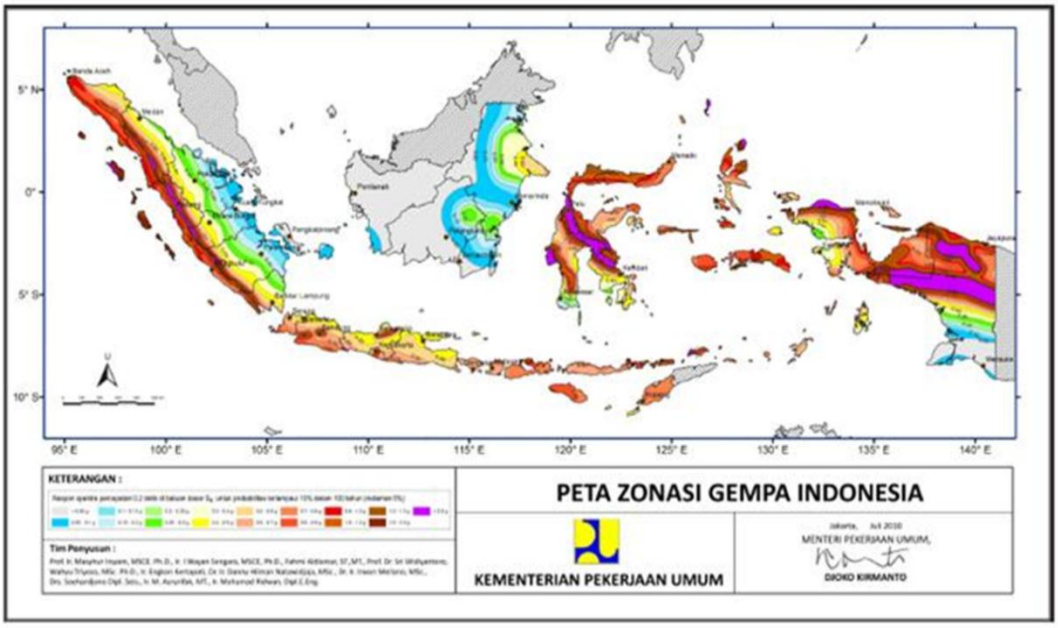
Gambar II. 62 Peta respon spektra percepatan 0.2 detik (SS) di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun



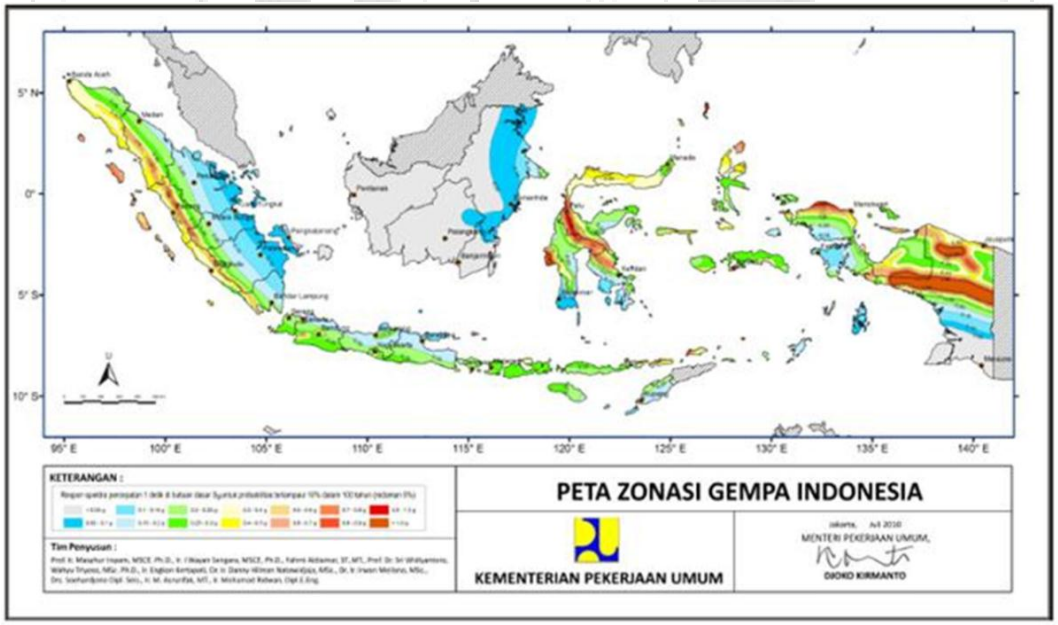
Gambar II. 63 Peta respon spektra percepatan 1.0 detik (S1) di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun



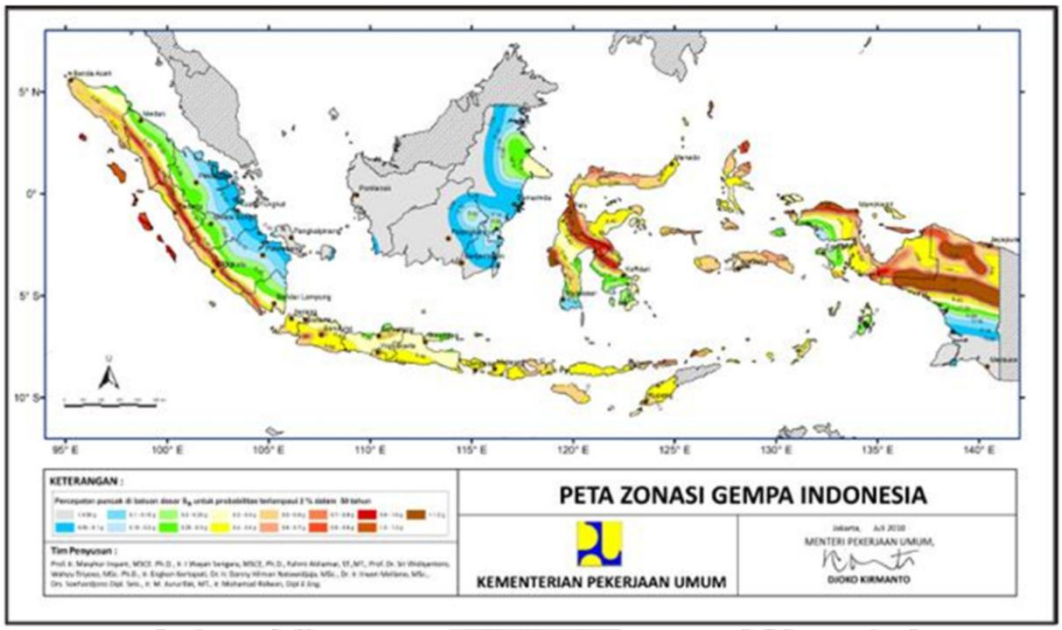
Gambar II. 64 Peta percepatan puncak (PGA) di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 100 tahun



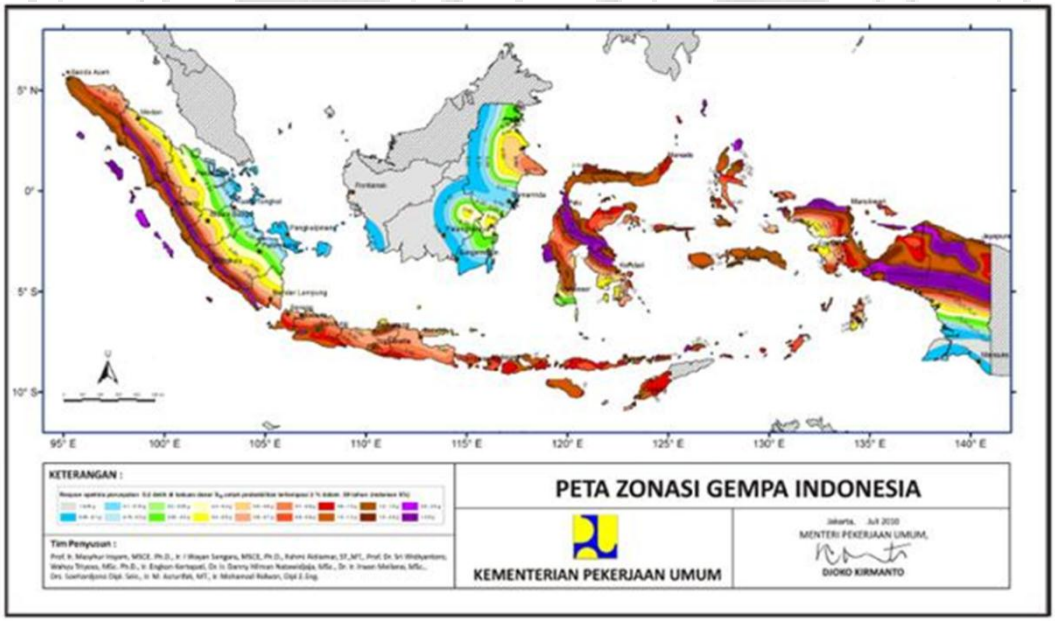
Gambar II. 65 Peta respon spektra percepatan 0.2 detik (SS) di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 100 tahun



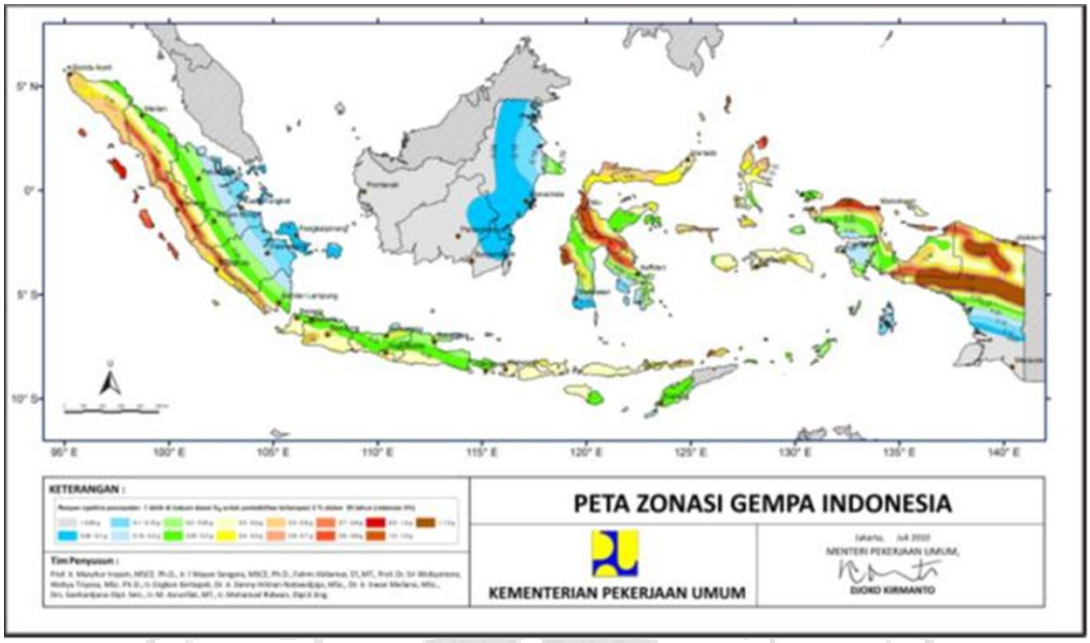
Gambar II. 66 Peta respon spektra percepatan 1.0 detik (S1) di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 100 tahun



Gambar II. 67 Peta percepatan puncak (PGA) di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun



Gambar II. 68 Peta respon spektra percepatan 0.2 detik (SS) di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun



Gambar II. 69 Peta respon spektra percepatan 1.0 detik (S1) di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun

2.9.4 Risiko gempa (seismic risk)

Peta percepatan gempa boleh jadi untuk periode ulang 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1000, 5000, dan 10000 tahun yang kemudian digabungkan menjadi satu peta zona gempa dapat digunakan untuk memprediksi percepatan gempa untuk periode ulang tertentu. Tetapi, dalam prakteknya kadang-kadang diperlukan probabilitas terjadinya atau terlampauinya suatu percepatan gempa maksimum di permukaan tanah untuk suatu masa guna bangunan. Beberapa persamaan penting yang dapat digunakan untuk menghitung probabilitas atau risiko diuraikan sebagai berikut :

Tabel II. 18 Risiko gempa untuk berbagai masa guna dan periode ulang (Sumber : pedoman gempa)

T (thn)	RN (%) dengan masa guna bangunan dalam tahun						
	10	**20**	**50**	**100**	**200**	**500**	**1000**
5	89,3	98,9	100	100	100	100	100
10	65,1	87,8	98,5	100	100	100	100
20	40,1	64,2	92,3	99,4	100	100	100
50	18,3	33,2	63,6	86,7	98,2	100	100
100	9,6	18,2	39,5	63,4	86,6	99,3	100

Tabel II. 19 Risiko gempa untuk berbagai masa guna dan periode ulang lanjutan (Sumber : pedoman gempa)

T (thn)	RN (%) dengan masa guna bangunan dalam tahun						
	10	20	50	100	200	500	1000
200	4,9	9,5	22,2	39,4	63,3	91,8	99,3
500	2,0	3,9	9,5	18,1	33,0	63,3	86,5
1000	1,0	2,0	4,9	9,5	18,1	39,4	63,2
2000	0,5	1,0	2,5	4,9	9,5	22,1	39,4
5000	0,2	0,4	1,0	2,0	3,9	9,5	18,1
10000	0,1	0,2	0,5	1,0	1,6	4,9	9,5

$$T = \frac{1}{R_A}$$

$$R_N = 1-(1-R_A)^N$$

Dimana :

T : periode ulang rata-rata (tahun)

RA : resiko tahunan atau annual risk (-)

N : masa guna bangunan (tahun)

RN : risiko atau probabilitas terjadinya percepatan gempa dalam waktu N tahun(-)

Pada tabel II.17 diperlihatkan hubungan antara RN, N dan T. Jika untuk desain ditentukan probabilitas terjadinya RN ialah 10% dalam 50 tahun (N), maka dari tabel II.18 dapat diperoleh T= 475 tahun. Dengan demikian untuk memperkirakan percepatan gempa maksimum di permukaan tanah, maka dapat dipilih peta percepatan gempa boleh jadi dengan periode ulang yang mendekati 475 tahun atau peta dengan T=500 tahun.

2. abc 2-1
2.1 Bendungan 2-1
2.1.1 Komponen Bendungan 2-1
2.1.2 Fungsi Bendungan 2-3
2.1.3 Macam-macam Bendungan 2-4
2.1.4 Analisis Kestabilan Bendungan Tipe Urugan (Embankment) 2-5
2.2 Metode Analisis Stabilitas Lereng Akibat Beban Gempa 2-8
2.2.1 Analisis Statik 2-8
2.2.2 Analisis Dinamik 2-11
2.3 Macam-macam Lereng dan Gambaran Umum Keruntuhan Lereng 2-14
2.3.1 Lereng Alam (Natural Slope) 2-14
2.3.2 Lereng Buatan (Manmade Slope) 2-15
2.3.3 Masalah Kegagalan Lereng 2-18
2.3.4 Faktor-faktor yang mengganggu kestabilan lereng 2-19
2.4 Analisa Stabilitas Lereng 2-22
2.4.1 Cara Kesetimbangan Batas (Limit Equilibrium) 2-22
2.4.2 Metode Grafik Stabilitas (Janbu) 2-23
2.4.3 Metode Bishop 2-27
2.4.4 Metode Fellenius 2-29
2.4.5 Metode Morgenstren Price 2-33
2.4.6 Lowe and Karafiath 2-33
2.5 Pemodelan Tanah 2-34
2.5.1 Linear Elastik 2-35
2.5.2 Non-Linear Elastik 2-35
2.5.3 Elasto Plastik 2-36
2.5.4 Perilaku Tegangan Regangan Akibat Beban Dinamik 2-36

2.6 Konsep Kondisi Kritis 2-37
2.6.1 Tegangan Total 2-37
2.6.2 Tegangan Efektif 2-38
2.7 Gempa Bumi 2-39
2.7.1 Penyebab Terjadinya Gempa Bumi 2-39
2.7.2 Sumber Gempa 2-41
2.7.3 Parameter Dasar Gempa Bumi 2-44
2.7.4 Jenis-Jenis Gelombang Gempa 2-50
2.7.5 Pengaruh Gempa Terhadap Bangunan 2-52
2.7.6 Tingkat Layanan 2-53
2.7.7 Koefisien Gempa 2-54
2.8 Penentuan parameter dinamik tanah dan batuan 2-58
2.8.1 Metode Uji Lapangan 2-59
2.8.2 Metode Uji Laboratorium 2-63
2.8.3 Korelasi Empiris 2-69
2.8.4 Hubungan Antara Modulus Penormalan G/G_{max} dan Rasio Redaman dengan Regangan Geser 2-78
2.9 Peta Zona Gempa di Indonesia 2-83
2.9.1 Peta Gempa 2002 2-83
2.9.2 Peta Gempa 2004 2-84
2.9.3 Peta Gempa 2010 2-86
2.9.4 Risiko gempa (seismic risk) 2-91

Gambar II. 1 Grafik metode janbu (Sumber : www.academia.edu) 2-7
Gambar II. 2 Variasi percepatan maksimum rata-rata terhadap kedalaman potensial longsor permukaan pada dam dan urugan. (After Makdisi dan Seed (1978).....2-12
Gambar II. 3 Variasi perpindahan permananen terhadap percepatan maksimum pada berbagai magnitude gempa. (a) Rangkuman dari sejumlah gempa pada banyak berbagai dam dan urugan. (b) nilai rata-rata (After Makdisi dan Seed 1978). 2-13
Gambar II. 4 Gaya-gaya yang bekerja pada kondisi dinamik (Sumber : www.academia.edu).....2-13
Gambar II. 5 Variasi angka keamanan pseudostatik terhadapa koefisien horisontal pseudostatik pada balok kemiringan 200 (Sumber : www.academia.edu) 2-14
Gambar II. 6 Kegagalan gelinciran (Sumber : Priyanti dan Wahyono 2005).....2-18
Gambar II. 7 Kegagalan jatuhan (Sumber : http://andriasmencle.blogspot.com/2011) .2-19
Gambar II. 8 Kegagalan aliran (Sumber : http://pipijeje.blogspot.com/).....2-19
Gambar II. 9 Grafik metode janbu (Sumber : www.academia.edu) 2-25
Gambar II. 10 Stabilitas lereng dengan metode Bishop (Sumber : www.academia.edu) ..2-28
Gambar II. 11 Sistem gaya pada suatu elemen menurut Bishop (Sumber : www.academia.edu).....2-28
Gambar II. 12 Harga m.a untuk persamaan Bishop (Sumber : www.academia.edu) 2-29
Gambar II. 13 Gaya yang bekerja pada longsoran lingkaran (Sumber : www.academia.edu).....2-30
Gambar II. 14 Sistem gaya pada metode Fellenius (Sumber : www.academia.edu) 2-32
Gambar II. 15 Gaya pada irisan metode Morgenstern-Price (Sumber : www.academia.edu).....2-33
Gambar II. 16 Ilustrasi tegangan regangan (Sumber : slide kuliah mektan).....2-34
Gambar II. 17 Linear elastik (Sumber : slide kuliah mektan).....2-35
Gambar II. 18 Non-linear elastik (Sumber : slide kuliah mektan).....2-36
Gambar II. 19 Elasto plastik (Sumber : slide kuliah mektan).....2-36
Gambar II. 20 Hubungan tegangan regangan (a) frekuensi tinggi (b) frekuensi rendah (Kramer,1996).....2-37
Gambar II. 21 Proses tejadinya gempa bumi (Sumber : mekanisme gempa bumi).....2-39
Gambar II. 22 Gempa karena tabrakan antar lempeng (Sumber : mekanisme gempa bumi) 2-41
Gambar II. 23 Normal fault (www.hp1039.jishin.go.jp,2007) 2-42
Gambar II. 24 Reserve fault (www.hp1039.jishin.go.jp,2007).....2-43

Gambar II. 25 Gerakan patahan dengan mekanisme strike slip (www.hp1039.jishin.go.jp,2007) 2-43
Gambar II. 26 Sumber gempa subduksi (Sumber : http://rovicky.wordpress.com/2011/08/26/jenis-jenis-gempa-dan-istilah-istilah-gempa/) 2-44
Gambar II. 27 Ilustrasi Gelombang P-Wave/Compresion Wave/Gelombang Primer (Sumber : skripsi Haska) 2-50
Gambar II. 28 Ilustrasi gelombang S-wave/Shear Wave/Gelom bang sekunder (Sumber : skripsi Haska) 2-51
Gambar II. 29 Ilustrasi Love Wave (Sumber : skripsi Haska) 2-51
Gambar II. 30 Ilustrasi Rayleigh Wave (Sumber : skripsi Haska) 2-52
Gambar II. 31 Faktor gaya gempa (Sumber : pedoman gempa dinamik) 2-58
Gambar II. 32 Lubang bor untuk uji crosshole (Sumber : pedoman gempa) 2-60
Gambar II. 33 Alat uji suspension PS logging dan..... Gambar II. 34 Struktur sumber getar komponen terjadinya gelombang (Sumber : pedoman gempa) 2-61
Gambar II. 35 Perbandingan hubungan antara Gmax dengan Nspt untuk 5 persamaan empiris pada tabel II.12 dan II.13 (Sumber : pedoman gempa) 2-63
Gambar II. 36 Diagram alat resonant column tipe Stokoe (Sumber : pedoman gempa) 2-64
Gambar II. 37 Foto alat resonant column tipe Stokoe (Sumber : pedoman gempa) 2-64
Gambar II. 38 Contoh hasil uji resonant column (Sumber : pedoman gempa) 2-65
Gambar II. 39 Diagram sistem triaxial siklik (Sumber : pedoman gempa) 2-66
Gambar II. 40 Alat servo controller dan sel triaxial siklik (Sumber : pedoman gempa) 2-66
Gambar II. 41 Pembebanan siklik dan lintasan tegangan pada uji triaxial siklik (Sumber : pedoman gempa) 2-68
Gambar II. 42 Loop histeresis hasil uji triaxial siklik (sumber : pedoman gempa) 2-68
Gambar II. 43 Hubungan antara regangan geser dengan K_2 untuk pasir (sumber : pedoman gempa) 2-71
Gambar II. 44 Hubungan antara G/G_{max} dengan regangan geser untuk pasir (sumber : pedoman gempa) 2-71
Gambar II. 45 Hubungan antara rasio redaman D dengan regangan geser untuk pasir| (Sumber : pedoman gempa) 2-72
Gambar II. 46 Hubungan antara G/sU dengan regangan geser untuk tanah lempung (Sumber : pedoman gempa) 2-72

Gambar II. 47 Hubungan antara G/Gmax dengan regangan geser untuk lempung (Sumber : pedoman gempa) 2-73
Gambar II. 48 Hubungan antara rasio redaman D dengan regangan geser untuk lempung (Sumber : pedoman gempa) 2-73
Gambar II. 49 Hubungan antara G_{max} (G0) dengan e dengan $\sigma'm=100$ kN/m^2 untuk tanah pasir (Sumber : pedoman gempa) 2-76
Gambar II. 50 Hubungan antara G_{max} (G_0) dengan e dengan $\sigma'm=100$ kN/m^2 untuk tanah lempung (Sumber : pedoman gempa) 2-76
Gambar II. 51 Hubungan antara G_{max} (G_0) dengan e dengan $\sigma'm=100$ kN/m^2 untuk tanah berbutir kasar (Sumber : pedoman gempa) 2-77
Gambar II. 52 Perbandingan hubungan antara G/G_{max} dengan γ untuk pasir (Sumber : pedoman gempa) 2-80
Gambar II. 53 Perbandingan hubungan antara D dengan γ untuk tanah pasir (Sumber : pedoman gempa) 2-80
Gambar II. 54 Perbandingan hubungan antara G/G_{max} dengan γ untuk tanah lempung (Sumber : pedoman gempa) 2-81
Gambar II. 55 Perbandingan hubungan antara D dengan γ untuk tanah lempung (Sumber : pedoman gempa) 2-81
Gambar II. 56 Perbandingan hubungan antara G/G_{max} dengan γ dari hasil penelitian Rollins dkk dengan Seed dkk untuk bahan berbutir kasar (Sumber : pedoman gempa) 2-82
Gambar II. 57 Perbandingan hubungan antara D dengan γ hasil dari penelitian Rollins dkk dengan Seed dkk untuk bahan berbutir kasar (Sumber : pedoman gempa) 2-83
Gambar II. 58 Peta gempa 2002 2-84
Gambar II. 59 Peta gempa 2004 dengan persamaan rayapan gelombanga Fukushima dan Tanaka (1990) 2-85
Gambar II. 60 Peta gempa dengan rayapan gelombang Boyner dan Boore (1993) 2-85
Gambar II. 61 Peta percepatan puncak (PGA) di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun 2-87
Gambar II. 62 Peta respon spektra percepatan 0.2 detik (SS) di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun 2-87
Gambar II. 63 Peta respon spektra percepatan 1.0 detik (S1) di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun 2-88
Gambar II. 64 Peta percepatan puncak (PGA) di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 100 tahun 2-88

Gambar II. 65 Peta respon spektra percepatan 0.2 detik (SS) di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 100 tahun 2-89
Gambar II. 66 Peta respon spektra percepatan 1.0 detik (S1) di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 100 tahun 2-89
Gambar II. 67 Peta percepatan puncak (PGA) di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun 2-90
Gambar II. 68 Peta respon spektra percepatan 0.2 detik (SS) di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun 2-90
Gambar II. 69 Peta respon spektra percepatan 1.0 detik (S1) di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun 2-91

Tabel II. 1 Aspek-aspek pada kestabilan galian (Sumber : George Ardianda) 2-16
Tabel II. 2 Aspek-aspek pada kestabilan galian lanjutan (Sumber : George Ardianda) 2-17
Tabel II. 3 Aspek-aspek penting dalam kestabilan galian (Sumber : George Ardianda) ... 2-17
Tabel II. 4 Aspek-aspek penting dalam kestabilan galian lanjutan (Sumber : George Ardian 2-18
Tabel II. 5 Metode Limit Equilibrium 2-23
Tabel II. 6 Syarat faktor kemanan (FK) dengan gempa 2-34
Tabel II. 7 Koefisien zona gempa 2-55
Tabel II. 8 Faktor koreksi pengaruh jenis tanah/batuan 2-55
Tabel II. 9 Percepatan, periode gempa dan percepatan gempa dasar (1990) 2-55
Tabel II. 10 Faktor lokasi 2-56
Tabel II. 11 Faktor pondasi 2-57
Tabel II. 12 Faktor konstruksi 2-57
Tabel II. 13 Hubungan antara Nspt dan dengan G_{max} dan Vsmax (Sumber : pedoman gempa) 2-62
Tabel II. 14 Hubungan antara Nspt dan dengan G_{max} dan Vsmax lanjutan (Sumber : pedoman gempa) 2-62
Tabel II. 15 Rangkuman persamaan empiris penentuan G_{max} Pasir (Sumber : pedoman gempa) 2-74
Tabel II. 16 Rangkuman persamaan empiris penentuan G_{max} untuk Lempung (Sumber : pedoman gempa) 2-74

Tabel II. 17 Rangkuman persamaan empiris penentuan G_{max} untuk kerikil (butir kasar) (Sumber : pedoman gempa) 2-75
Tabel II. 18 Risiko gempa untuk berbagai masa guna dan periode ulang (Sumber : pedoman gempa) 2-91
Tabel II. 19 Risiko gempa untuk berbagai masa guna dan periode ulang lanjutan (Sumber : pedoman gempa) 2-92

UNIVERSITAS KOMPUTER INDONESIA
UNIKOM