

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Suatu gedung dikatakan tinggi jika pada analisis struktur dan desainnya dipengaruhi oleh beban lateral yang akan menyebabkan goyangan pada bangunan. Goyangan adalah besarnya perpindahan lateral pada bagian atas bangunan terhadap dasarnya. Pada desain bangunan tinggi, sistem struktural harus mempertimbangkan persyaratan kekuatan, kekakuan, dan stabilitas. Persyaratan kekuatan adalah faktor dominan dalam desain struktur bangunan rendah. Sedangkan untuk bangunan tinggi, persyaratan kekakuan dan stabilitas menjadi lebih penting dan lebih dominan dalam desain (Taranath,1998: 1-2).

Banyak metode yang dapat digunakan guna meningkatkan kekakuan dan kekuatan struktur. Penelitian tentang metode perkuatan untuk menahan gaya gempa telah banyak dilakukan oleh peneliti di seluruh dunia. Salah satu metode yang dapat digunakan adalah bresing (bracing). Bresing merupakan metode perkuatan yang sangat efisien dan ekonomis untuk menahan gaya horisontal pada struktur rangka. Bresing menjadi efisien karena bekerja diagonal pada tegangan aksial dan karena itu kebutuhan untuk ukuran batang bresing kecil, dalam memberikan kekakuan dan kakuatan terhadap gaya geser horisontal (Smith and Coull, 1991).

2.2 Gempa Bumi

Gempa bumi adalah getaran atau guncangan yang terjadi di permukaan bumi. Gempa bumi dapat terjadi karena fenomena getaran dengan kejutan pada kerak bumi. Faktor utama adalah benturan pergesekan kerak bumi yang mempengaruhi permukaan bumi. Gempa bumi ini menjalar dalam bentuk gelombang. Gelombang ini mempunyai suatu energi yang dapat menyebabkan permukaan bumi dan bangunan di atasnya menjadi bergetar. Getaran ini nantinya akan menimbulkan gaya-gaya pada struktur bangunan karena struktur cenderung mempunyai gaya untuk mempertahankan dirinya dari gerakan (Schodek, 1999).

Secara garis besar gempa bumi dapat diklasifikasikan menjadi empat jenis, yaitu:

1. Gempa Bumi Vulkanik

Gempa bumi ini terjadi akibat adanya aktivitas magma yang biasa terjadi sebelum gunung api meletus. Apabila keaktifan gunung api semakin tinggi maka menyebabkan timbulnya ledakan dan juga terjadinya gempa bumi.

2. Gempa Bumi Tektonik

Gempa bumi ini disebabkan oleh adanya aktivitas pergerakan lempeng pelat tektonik, yaitu pergeseran lempeng-lempeng tektonik yang terjadi secara tiba-tiba sehingga menyebabkan gelombang seismik yang menyebar dan merambat melalui lapisan kulit bumi atau kerak bumi yang dapat menimbulkan kerusakan dahsyat dan bencana lain seperti Tsunami.

3. Gempa Bumi Runtuhan

Gempa bumi yang disebabkan oleh keruntuhan baik di atas maupun di bawah permukaan tanah. Gempa ini biasanya terjadi pada daerah kapur ataupun daerah pertambangan. Gempa ini jarang terjadi dan bersifat lokal.

4. Gempa Bumi Buatan

Gempa bumi buatan adalah gempa bumi yang disebabkan oleh aktivitas manusia seperti peledakan dinamit, bom, ataupun nuklir.

Diantara keempat jenis gempa di atas, gempa bumi tektonik merupakan gempa bumi yang paling sering terjadi, serta merupakan gempa yang paling banyak menimbulkan kerusakan secara massif dan mengakibatkan banyaknya korban jiwa (Budiono & Supriatna, 2011).

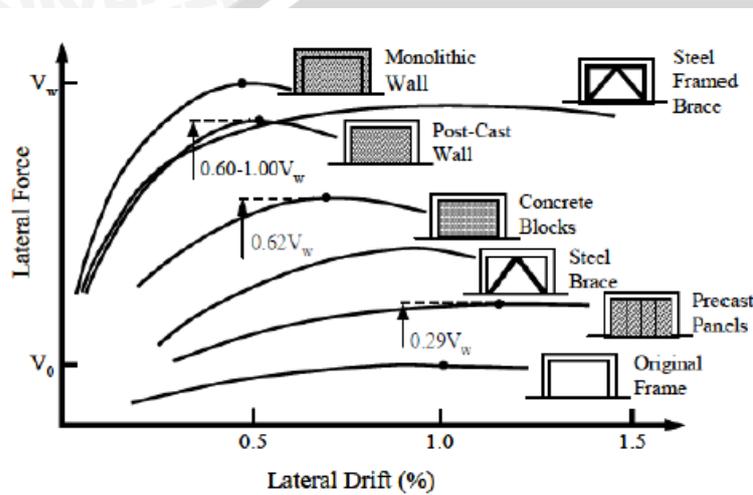
2.3 Sistem Struktur Tahan Gempa

Pada dasarnya setiap struktur pada suatu bangunan merupakan penggabungan dari berbagai elemen struktur secara tiga dimensi. Fungsi utama dari sistem struktur adalah untuk memikul secara aman dan efektif beban yang bekerja pada bangunan, serta menyalurkannya ke tanah melalui pondasi. Beban yang bekerja pada bangunan terdiri dari beban vertikal, horisontal, perbedaan temperatur, getaran, dan sebagainya. Dalam berbagai sistem struktur, baik yang menggunakan beton bertulang, baja, maupun komposit, selalu ada komponen (subsistem) yang dapat dikelompokkan dalam sistem yang digunakan yang

digunakan untuk menahan gaya gravitasi dan sistem untuk menahan gaya lateral (Jimmy S. Juwana, 2005: 21).

2.4 Perkuatan Struktur

Terdapat berbagai macam metode perkuatan yang umum digunakan pada struktur beton bertulang, antara lain penambahan dinding geser (*shear wall*), bresing (*bracing*), *column jacketing* dan *beam jacketing*. Metode ini merupakan metode-metode yang umumnya diterapkan untuk perkuatan struktur beton bertulang. Keefektifan dari beberapa metode perkuatan struktur dapat dilihat pada gambar 2.1.



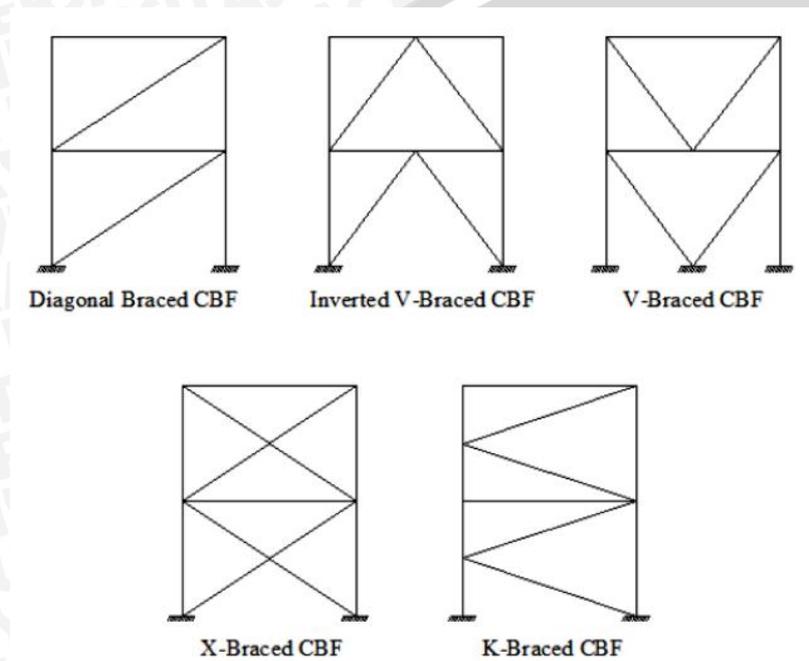
Gambar 2.1 Perbandingan Keefektifan Perkuatan Struktur

Sumber: Sugano (1989); CEB (1997).

2.5 Sistem Struktur Pengaku Diagonal (Bresing)

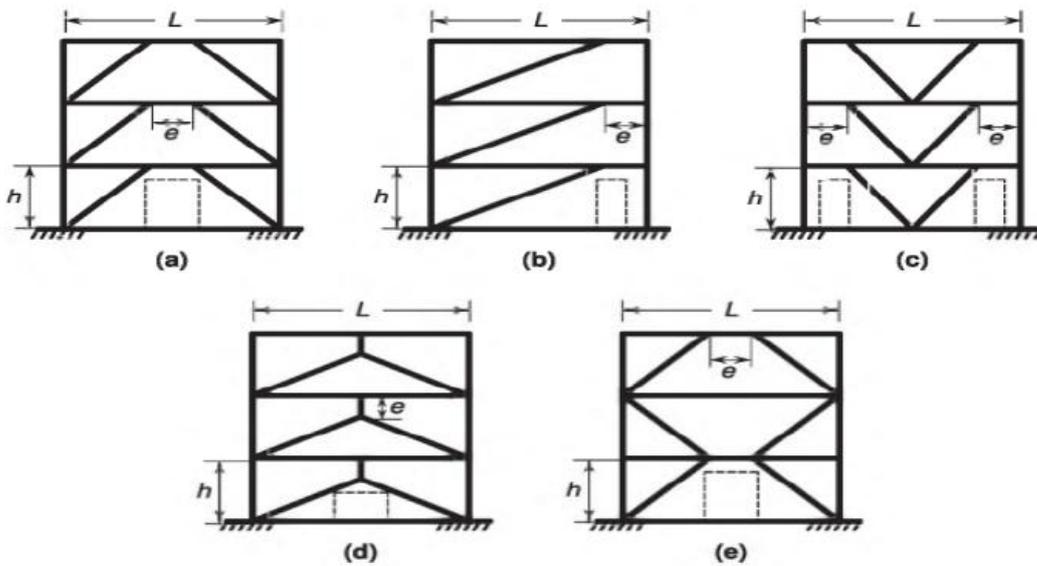
Sistem struktur pengaku diagonal (*braced frame*) memiliki elemen bresing atau pengaku untuk meningkatkan kekakuan strukturnya. Sistem struktur *braced frame* didesain untuk meminimalisir masalah kekakuan yang terdapat pada jenis sistem portal *Momen Resisting Frame* (MRF). Sistem struktur *braced frame* terbagi menjadi dua yaitu, jenis sistem struktur rangka berpengaku konsentris *Centrically Braced Frame* (CBF) dan sistem struktur rangka berpengaku eksentris atau *Eccentrically Braced Frame* (EBF). Sistem struktur CBF merupakan sistem struktur untuk menahan beban lateral dengan kekakuan struktur yang tinggi. Kekakuan yang tinggi pada sistem struktur ini dihasilkan dari bresing diagonal yang berfungsi untuk menahan beban lateral pada struktur. Pengaku pada sistem CBF berfungsi untuk memperbesar kekakuan struktur. Karena dengan adanya pengaku pada struktur, deformasi struktur akan menjadi lebih kecil namun kekakuan strukturnya meningkat. Secara umum, sistem struktur CBF memiliki kekakuan yang lebih

tinggi dibandingkan dengan struktur MRF karena adanya pengaku pada struktur. Namun demikian, kekakuan yang besar pada sistem CBF mengakibatkan deformasi yang terjadi pada struktur lebih terbatas sehingga daktilitas struktur CBF lebih rendah jika dibandingkan dengan sistem struktur MRF. Disisi lain, bila bresing atau pengaku pada struktur CBF mengalami tekuk karena beban lateral berlebih, maka kekakuan struktur dan kapasitas penyerapan energinya akan hilang. Berikut adalah beberapa contoh gambar sistem CBF.



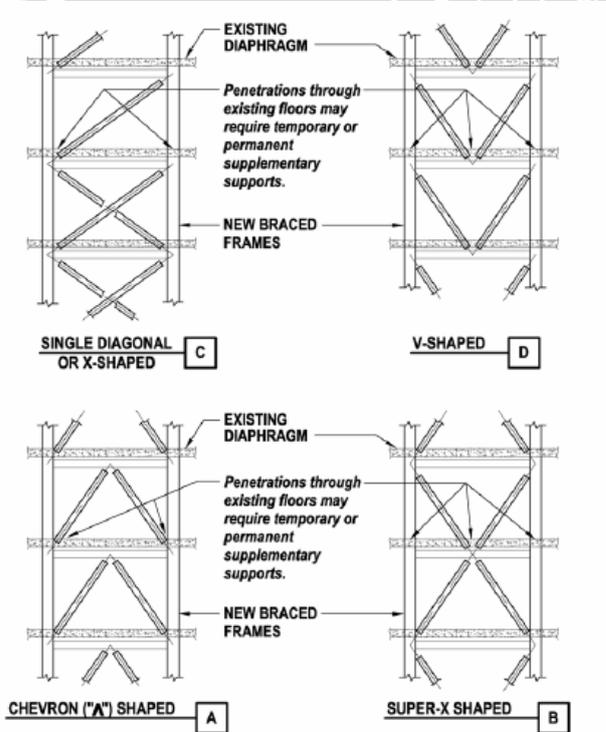
Gambar 2.2 Concentrically Braced Frame

Sistem struktur EBF merupakan struktur portal baja penahan gaya lateral yang merupakan kombinasi dari keunggulan sistem struktur MRF dan CBF berupa daktilitas dan kekakuan lateral yang serta meminimalisir kekurangan yang terdapat pada sistem struktur MRF dan CBF dengan mengurangi perilaku inelastik dan mampu menjaga pangaku atau bresing tetap elastis tanpa mengalami tekuk serta memiliki kekakuan lateral yang besar pada saat terjadi gempa. Pada sistem struktur EBF terdapat elemen penting yang berpengaruh pada karakteristik EBF yang berupa elemen balok pendek yang disebut link. Link merupakan elemen struktur yang yang direncanakan untuk berperilaku inelastik serta mampu untuk berdeformasi plastis yang besar pada saat terjadi beban lateral (gempa). Bagian link ini berfungsi menyerap energi pada saat terjadi beban lateral (gempa). Mekanisme leleh pada elemen link direncanakan untuk dapat berdeformasi inelastik pada saat terjadinya beban lateral (gempa). Berikut contoh gambar sistem EBF.



Gambar 2.3 Eccentrically Braced Frame

Penambahan bresing baja diagonal pada struktur rangka momen eksisting merupakan salah satu metode untuk meningkatkan kekuatan dan kekakuan sistem struktur. Bresing baja dapat ditambahkan tanpa meningkatkan berat struktur secara signifikan. Bresing yang umum digunakan adalah tipe bresing konsentrik, karena bresing eksentrik mahal dan sulit dalam pelaksanaannya karena menggunakan mekanisme link (FEMA 547, 2006).



Gambar 2.4 Tipe Kofigurasi Bresing

Sumber: FEMA 547



Pemasangan bresing baja dapat dilakukan pada bagian dalam maupun bagian luar gedung. Pemasangan pada eksterior gedung umumnya memungkinkan untuk akses yang lebih mudah pada gedung dan biaya yang lebih ekonomis (FEMA 547, 2006). Penambahan bresing pada gedung akan selalu berdampak pada arsitektur dan fungsi bangunan, sehingga pemilihan lokasi pemasangan bresing harus dipertimbangkan, mengingat adanya tata ruang, lokasi koridor, pintu, jendela, MEP, dan perhitungan struktural atau konstruksi lain.

2.6 Konsep Perencanaan Tahan Gempa

2.6.1 Perencanaan Berbasis Kekuatan (*Strength Based Design* atau BSD)

Konsep ini diterjemahkan dalam suatu metode desain kapasitas, dimana pengendalian pola keruntuhan struktur dilakukan melalui pemanfaatan sifat daktail dari struktur secara maksimal. Pendekatan ini mengandalkan kekuatan, kekakuan, dan daktilitas struktur. Metode desain kapasitas mengontrol pola keruntuhan struktur daktail dengan merencanakan lokasi dan tipe sendi plastis yang boleh terjadi pada struktur, sehingga tidak membahayakan komponen struktur yang lain yang dianggap lebih penting.

Analisis struktur pada metode perencanaan berbasis kekuatan (*strength based design*) bekerja pada daerah elastis dari elemen struktur yang biasa dikenal dengan analisis linier. Pada analisis struktur linier tidak dapat menghasilkan fenomena-fenomena penting yang mengontrol daya guna suatu struktur terhadap kejadian gempa kuat yang mengakibatkan struktur tidak bersifat elastik lagi. Perilaku non-linier ini yang menyebabkan penyebaran energi dari gerakan gempa, karena pada titik tersebut sudah mencapai kapasitasnya atau telah, muncul sendi plastis yang kemudian akan hancur (*collapse*).

Dua macam batasan kinerja struktur dalam konsep perencanaan berbasis kekuatan (*strength based design*) (Paulay, 1992) adalah sebagai berikut :

1. *Serviceability Limite State*

Titik berat dari kriteria ini adalah pengontrolan dan pembatasan *displacement* yang terjadi selama gempa berlangsung. Kerusakan-kerusakan minor pada elemen non-struktural masih diijinkan, tetapi tidak diperkenankan terjadi kelelahan tulangan elemen struktur.

2. *Survival Limit State*

Prinsip utama dari kriteria ini adalah sedapat mungkin mencegah kehilangan nyawa manusia, ketika terjadi gempa yang paling kuat. Struktur yang mengalami perpindahan lateral yang besar harus tetap mampu menahan beban gravitasi dengan mempertahankan kehilangan kekuatannya, sehingga perpindahan lateralnya sekecil mungkin.

Dari penjelasan diatas dapat diketahui bahwa konsep perencanaan berbasis kekuatan (*strength based design*) tidak memperhatikan tingkat kinerja struktur, tetapi hanya terbatas pada kondisi elastis yang kemudian runtuh. Hal ini tidak dapat menggambarkan tingkat kinerja struktur pada waktu terjadi gempa kuat yang akan menghasilkan kondisi inelastik sebelum mengalami keruntuhan (*collapse*). Tingkat kinerja struktur non-linier pada bangunan tahan gempa dapat diketahui dengan suatu konsep pendekatan baru yang dinamakan perencanaan berbasis kinerja (*performance based design*).

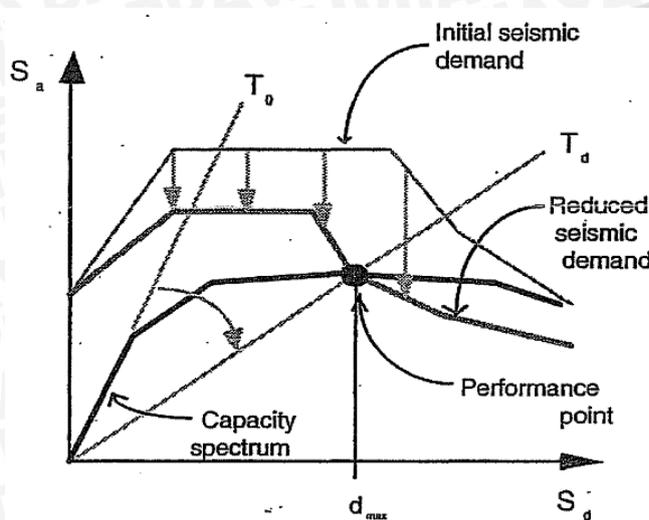
2.6.2 Perencanaan Berbasis Kinerja (*Performance Based Design* atau PBD)

Perencanaan tahan gempa berbasis kinerja (*performance based design*) merupakan metode yang dapat digunakan untuk perencanaan bangunan baru, maupun perkuatan (*upgrade*) bangunan yang sudah ada, dengan pemahaman yang realistis terhadap resiko keselamatan (*life*), kesiapan pakai (*occupancy*) dan kerugian harta benda (*economic loss*) yang mungkin terjadi akibat gempa yang akan datang.

Metodologi yang berdasarkan *performance based design* ini merupakan kriteria desain dan evaluasi yang diekspresikan sebagai obyektivitas dari daya guna struktur. Hal tersebut dapat menetapkan berbagai tingkatan kinerja struktur (*multiple performance design level*), dimana tingkatan kinerja (*performance*) dari struktur bangunan merupakan pilihan yang dapat direncanakan pada tahap awal dengan berbagai kondisi batas. Kondisi batas ini bersifat *fleksibel*, karena merupakan kesepakatan dari pihak pemilik bangunan (*owner*) dan perencana. Tujuan utama dari *performance based design* ialah menciptakan bangunan tahan gempa yang daya gunanya dapat diperkirakan.

Performance based design mempunyai dua elemen utama dalam perencanaannya yaitu kapasitas struktur (*capacity*) dan beban (*demand*). Beban (*demand*) merupakan representasi dari gerakan tanah akibat gempa bumi, dimana yang digambarkan sebagai kurva respon spektrum. Kapasitas struktur adalah kemampuan dari struktur untuk menanggulangi gaya gempa tanpa mengalami kerusakan. Salah satu analisis yang dapat menggambarkan

kapasitas struktur secara keseluruhan adalah analisis *Pushover*. Dari analisis *pushover* didapatkan suatu *performance point* yang merupakan perpotongan antara kurva *demand* dan *capacity*. *Performance point* merupakan estimasi dimana kapasitas struktur mampu menahan beban (*demand*) yang diberikan. Dari titik kinerja (*performance point*) ini dapat diketahui tingkat kerusakan struktur berdasarkan perpindahan lateralnya (*drift*).



Gambar 2.5 Kurva Demand dan Capacity (ATC 40, 1997)

Proses perencanaan tahan gempa berbasis kinerja dimulai dengan membuat model rencana bangunan kemudian melakukan simulasi kinerjanya terhadap berbagai kejadian gempa. Setiap simulasi memberikan informasi tingkat kerusakan (*level of damage*), ketahanan struktur, sehingga dapat diperkirakan berapa besar tingkat keselamatan (*life*), kesiapan pakai (*occupancy*) dan kerugian harta benda (*economic loss*) yang akan terjadi. Perencana selanjutnya dapat mengatur ulang resiko kerusakan yang dapat diterima sesuai dengan resiko biaya yang dikeluarkan (Wiryanto Dewobroto, 2005).

Tingkat kinerja merupakan pembeda dalam spektrum kerusakan struktural dan elemen non-struktural beserta isinya, juga mempertimbangkan konsekuensi dari kerusakan bagi penghuni serta fasilitasnya. Empat tingkatan kinerja yang digambarkan pada Gambar 2.6. Bahaya gempa ditempat – tempat tertentu diwakilkan sebagai suatu pergerakan tanah akibat gempa dan bahaya yang terkait dengan spesifikasi probabilitas terjadinya. Misalnya istilah ‘gempa langka’ mengacu pada potensi pergerakan tanah yang dapat menghasilkan tingkat kerusakan dengan spesifikasi tertentu pada frekuensi tahunan.

		EARTHQUAKE PERFORMANCE LEVEL			
		Fully Operational	Operational	Life Safety	Near Collapse
EARTHQUAKE DESIGN LEVEL	Frequent (43 years)				Unacceptable Performance (for new construction)
	Occasional (72 years)				
	Rare (475 years)				
	Very Rare (970 years)				

The table is annotated with performance objectives:

- BASIC OBJECTIVE**: A diagonal line from the top-left cell (Frequent, Fully Operational) to the bottom-right cell (Very Rare, Near Collapse).
- ESSENTIAL OBJECTIVE**: A diagonal line from the top-left cell (Frequent, Fully Operational) to the bottom-right cell (Rare, Life Safety).
- SAFETY CRITICAL OBJECTIVE**: A diagonal line from the top-left cell (Frequent, Fully Operational) to the bottom-right cell (Occasional, Life Safety).

Gambar 2.6 Rekomendasi Minimum Untuk Desain Kinerja Gempa Untuk Bangunan

ATC 40 menjelaskan detail tentang kinerja objek gempa dan bagaimana terbentuknya. Definisi atau deskripsi pada daerah kerusakan permanen dengan termasuk penjelasan desain berbasis kinerja yang dibagi dalam enam level kinerja pada elemen struktural, yaitu:

- ❖ *SP – 1 Immediate Occupancy*
- ❖ *SP – 2 Damage Control*
- ❖ *SP – 3 Life Safety*
- ❖ *SP – 4 Limited Safety*
- ❖ *SP – 5 Collapse Prevention*
- ❖ *SP – 6 Not Considered*

Level kinerja untuk bangunan telah dibentuk dengan kombinasi elemen struktural dan elemen non-struktural level kinerjanya menjelaskan sebuah bangunan utuh dengan daerah kerusakannya. Kinerja objek adalah dibuat dengan kombinasi level kinerja bangunan yang diinginkan serta pergerakan tanahnya. Pada bagian ini dijelaskan proses dari pemilihan tujuan kinerja yang sesuai dan satu standart kinerja objek, yang biasa disebut keselamatan tujuan dasar yang telah disebutkan.

2.6.2.1 *SP – 1 Immediate Occupancy*

Kinerja struktur level S – 1 adalah *immediate occupancy* atau segera huni, yang didefinisikan setelah gempa berlangsung daerah kerusakan masih tetap aman untuk ditempati, pada dasarnya mempertahankan kekuatan desain setelah gempa dan kekauan struktur sesuai dengan kriteria yang telah ditetapkan. Pada dasarnya gaya verikal dan gaya horisontal menolak sistem yang cenderung mempertahankan kekakuannya setelah gempa. Risiko cedera yang mengancam akibat dari kerusakan struktural sangat rendah, meskipun

beberapa perbaikan kecil pada struktural mungkin dibutuhkan, ini biasanya tidak diperlukan karena bangunan sudah bisa langsung dihuni kembali.

2.6.2.2 SP – 2 Damage Control

Kinerja struktural di level S – 2 adalah *damage control* atau kontrol kerusakan, yang didefinisikan sebagai kerusakan antara level kinerja S – 3 *Life Safety* atau keselamatan hidup dan level kinerja S – 1 *Immediate Occupancy* atau segera huni. Desain untuk kontrol kerusakan adalah kisaran yang mungkin diinginkan untuk meminimalkan waktu perbaikan dan gangguan operasi sebagai sarana parsial untuk melindungi peralatan berharga beserta isinya, atau untuk melestarikan fitur bersejarah penting ketika biaya desain untuk dihuni kembali cukup besar.

2.6.2.3 SP – 3 Life Safety

Kinerja struktural di level S – 3 adalah *life safety* atau keselamatan hidup, yang didefinisikan setelah gempa terjadi termasuk kerusakan komponen struktural tetapi masih mempertahankan batas terhadap timbulnya keruntuhan parsial atau keruntuhan total yang masih dalam batas yang ditetapkan dalam standart untuk level kinerja struktural ini.

Kinerja struktur level S – 3 atau keselamatan hidup berarti kerusakan pasca gempa adalah kerusakan dalam struktur telah terjadi tetapi beberapa batas keruntuhan total atau keruntuhan parsial masih dapat diterima. Beberapa elemen struktur rusak berat tetapi tidak mengakibatkan jatuhnya puing – puing besar baik diluar bangunan maupun di dalam bangunan. Cedera dapat terjadi selama gempa namun risiko yang mengancam jiwa akibat dari kerusakan struktur menjadi sangat rendah. Dengan begitu mungkin dibutuhkan perbaikan struktur namun hal ini tidaklah praktis. Selagi struktur yang rusak bukanlah risiko runtuh akan lebih baik jika menggunakan bracing sementara sebelum kembali dihuni.

2.6.2.4 SP – 4 Limited Safety

Kinerja struktur level S – 4 adalah *limited safety* atau keamanan terbatas, yang didefinisikan sebagai kerusakan antara level S – 3 *Life Safety* atau keselamatan hidup dan S – 5 *Collapse Prevention* atau pencegahan runtuh.

2.6.2.5 SP – 5 Collapse Prevention

Kinerja struktur level S – 5 adalah pencegahan keruntuhan, yang didefinisikan sebagai keadaan pasca gempa yang meliputi kerusakan pada komponen struktural seperti struktur

yang berfungsi sebagai penahan beban gravitasi tetapi tetap ada batasan runtuhnya sesuai dengan standart yang telah ditetapkan Level Kinerja Struktur.

Kinerja struktur level S – 5 yaitu pencegahan keruntuhan berarti kerusakan pasca gempa dinyatakan dalam batas runtuh parsial atau runtuh total. Kerusakan besar pada struktur mungkin terjadi termasuk penurunan yang signifikan pada kekuatan dan kekakuan penahan gaya lateral, besar deformasi lateral struktur sudah sampai batas yang telah diijinkan dalam menahan beban vertikal. Risiko cedera karena jatuhnya puing – puing struktural mungkin ada. Struktur tidak mungkin dapat diperbaiki dan tidak aman untuk kembali dihuni, seperti aktivitas gempa susulan yang bisa menginduksi runtuhnya.

2.6.2.6 SP – 6 Not Considered

Kinerja bangunan yang tidak membahas struktur harus diklsifikasikan sebagai kinerja strktur yang tidak dipertimbangkan. Beberapa pemilik mungkin ingin mengatasi kerentanan non-struktural dengan program rehabilitasi seperti menguatkan parapet untuk penyimpanan bahan berbahaya tanpa menyikapi kinerja itu sendiri. Program rehabilitasi mendapatkan penurunan yang signifikan dalam risiko gempa dengan biaya yang relatif murah.

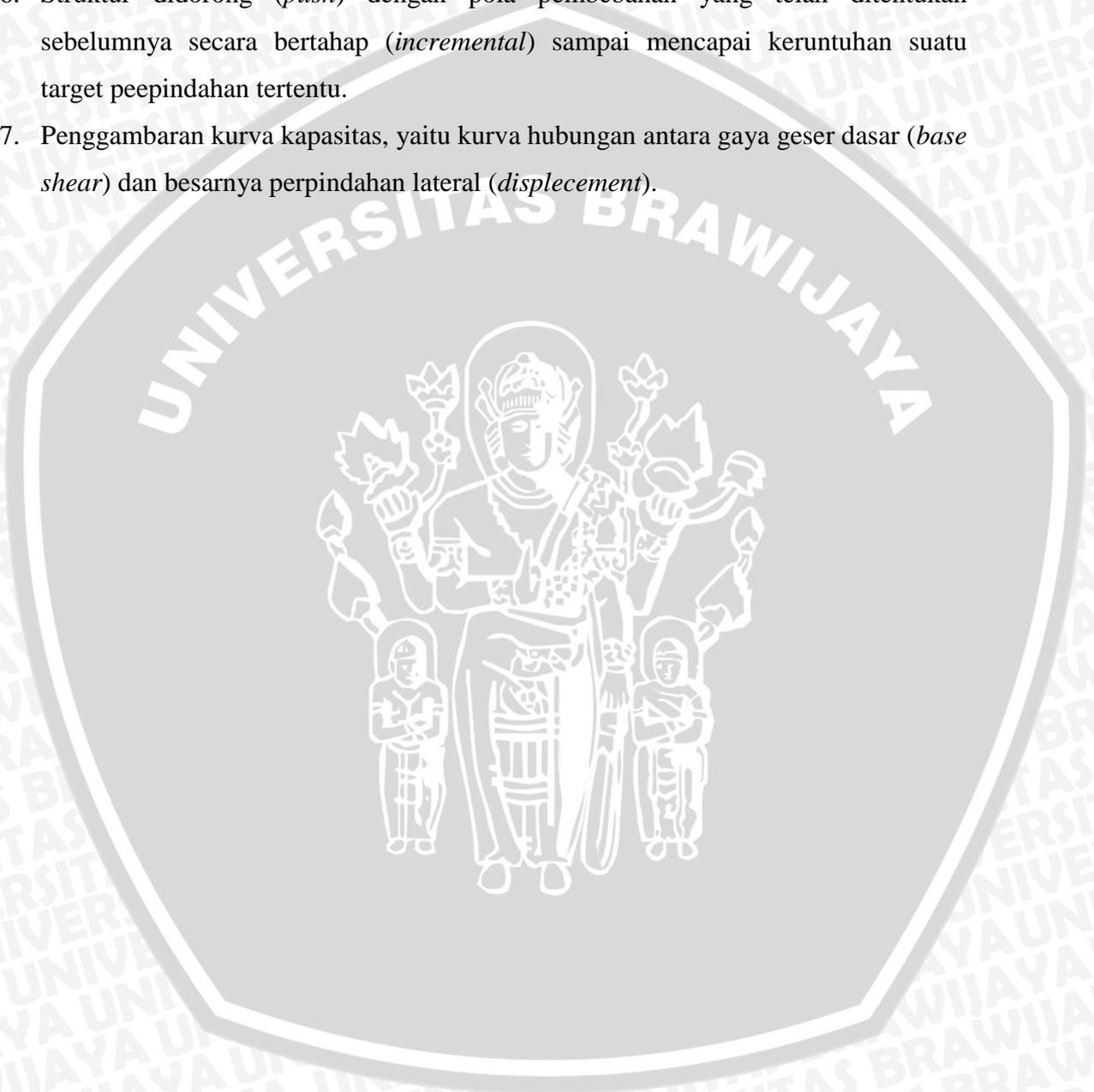
2.7 Analisis Statik Non-linier (Pushover)

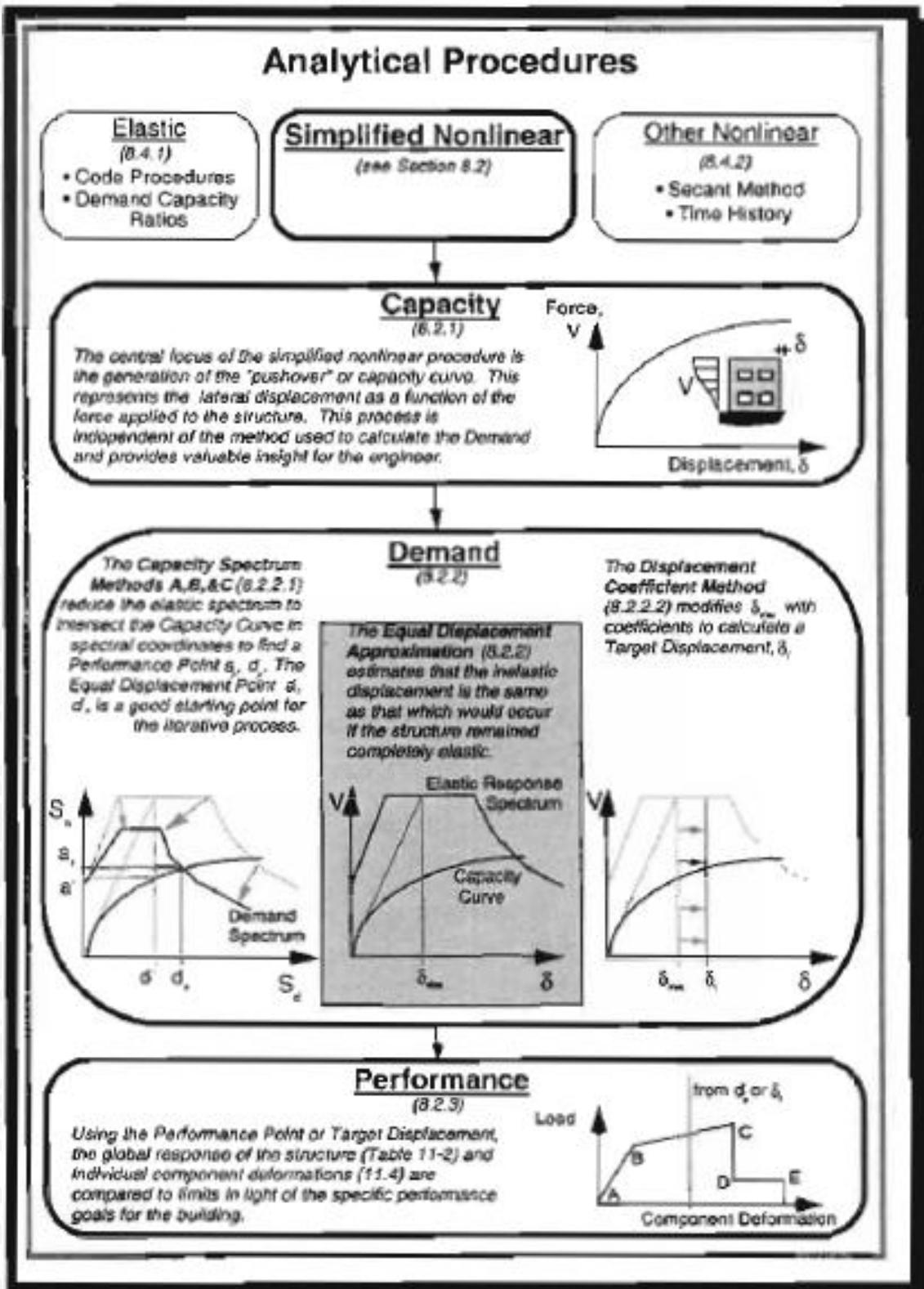
Analisis statik *non-linier pushover* (ATC 40, 1997) merupakan salah satu komponen *Performance Based Design* yang menjadi sarana dalam mencari kapasitas dari suatu struktur. Dasar analisis dilakukan dengan peningkatan beban statik tertentu dalam arah lateral yang nilainya ditingkatkan secara bertahap (*incremental*) secara proporsional pada struktur sehingga mencapai target *displacement* atau mencapai mekanisme diimbang keruntuhan. Dari hasil analisis tersebut dapat diketahui nilai-nilai gaya geser dasar untuk perpindahan lantai atap tertentu. Nilai-nilai yang didapat tersebut kemudian ditetapkan menjadi suatu kurva kapasitas dari suatu struktur. Selain itu, analisis pushover juga dapat memperlihatkan secara visual perilaku struktur pada saat kondisi elastis, plastis, dan sampai terjadinya keruntuhan elemen-elemen strukturnya.

Prosedur perhitungan dengan anlisis *pushover* berdasarkan ATC 40 (1997) adalah sebagai berikut :

1. Pembuatan model 3 dimensi dengan program SAP 2000
2. Penentuan suatu kriteria *performance* seperti batas ijin simpangan pada atap.

3. Pembebanan struktur dengan gaya gravitasi.
4. Pembebanan struktur dengan beban gempa statik tertentu yang didapatkan dari standar yang berlaku di masing – masing negara.
5. Penentuan titik kontrol (control joint) untuk memantau perpindahan, biasanya pada puncak struktur.
6. Struktur didorong (*push*) dengan pola pembebanan yang telah ditentukan sebelumnya secara bertahap (*incremental*) sampai mencapai keruntuhan suatu target perpindahan tertentu.
7. Penggambaran kurva kapasitas, yaitu kurva hubungan antara gaya geser dasar (*base shear*) dan besarnya perpindahan lateral (*displacement*).





Gambar 2.7 Prosedur Analisis Kinerja (ATC 40, 1997)

Langkah – langkah analisis *pushover* :

2.7.1 Prosedur Menentukan *Capacity*

Seperti yang dijelaskan diatas bahwa kapasitas struktur terhadap pembebanan arah lateral digambarkan lewat kurva kapasitas yang merupakan hubungan antara gaya geser dasar (*base shear*) dan simpangan lateral atap (*roof displacement*). Kurva kapasitas didapatkan dengan melakukan *running* program SAP 2000 sebanyak 2 kali. Yaitu *running* analisis statik dan *running* analisis *pushover*.

Langkah – langkah analisis pada program SAP 2000 adalah sebagai berikut :

- a. Memberi pembebanan lateral tiap tingkat pada struktur yang polanya sesuai dengan peraturan yang berlaku.
- b. Menghitung gaya – gaya dalam pada elemen – elemen struktur (beban gravitasi ikut dimasukan)
- c. Memperbesar beban lateral tersebut secara terus – menerus (*incremental*) sampai beberapa elemen atau kelompok elemen mencapai 10% tegangan lelehnya.
- d. Mencatat besarnya *base shear* dan simpangan lateral atap yang terjadi.
- e. Merevisi model struktur dengan memberikan perkuatan diagonal (bresing) untuk elemen – elemen yang leleh.
- f. Memberikan beban lateral dengan increment yang baru pada struktur yang sudah direvisi sedemikian hingga ada elemen atau grup elemen lain yang leleh.

2.7.2 Prosedur Menentukan *Demand*

Berdasarkan ATC 40 terdapat dua metode untuk menentukan demand, yaitu :

a. *Capacity spektrum method*

- Merupakan metode *iterative* yang bertujuan untuk menentukan lokasi titik performance struktur dengan kapasitas yang ada dan demand yang diminta.
- Lokasi performance point harus memenuhi dua kriteria, yaitu :
 1. Berada pada kurva spektrum kapasitas.
 2. Berada pada kurva demand spektral yang telah direduksi dari keadaan elastis (damping 5%).
- Ada tiga macam prosedur yang dapat dipilih dalam metode ini :

1. Prosedur A : digunakan oleh pemula karena paling mudah digunakan dalam *spreadsheet* dan paling mudah dipahami, merupakan cara analisis berdasarkan rumusan – rumusan tertentu.
2. Prosedur B : melakukan penyederhanaan bilinear pada kurva kapasitas sehingga cara ini relatif sedikit iterasinya.
3. Prosedur C : murni grafis sehingga paling tepat untuk penyelesaian manual tanpa *spreadsheet*.

b. *Displacement coefficient method*

- Metode dengan proses numerik langsung dalam menghitung *displacement demand* sehingga tidak perlu mengkonversi kapasitas kedalam koordinat spektral.

Dalam penulisan ini digunakan **Metode Spektrum Kapasitas (Capacity Spektrum Method) Prosedur B**. *Performance point* yang diperoleh pada metode B bisa langsung didapatkan dalam program SAP 2000, dimana prosedur ini akan dibahas setelah Prosedur A yang mempunyai pemahaman lebih mudah. Prosedur A digunakan sebagai kontrol dari pemakaian Prosedur B dengan program SAP 2000.

A. Langkah – langkah yang harus dilakukan pada prosedur A adalah sebagai berikut :

1. Mengubah kurva kapasitas kedalam koordinat spektral menjadi kurva spektrum kapasitas dengan rumus :

$$S_a = \frac{v}{\alpha_1} \dots\dots\dots (2-1)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{P F_1 \phi_{roof}} \dots\dots\dots (2-2)$$

Dengan :

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{li}}{g} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{li}^2}{g} \right]} \dots\dots\dots (2-3)$$

$$PF_i = \frac{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{li}}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{li}^2}{g}} \dots\dots\dots (2-4)$$

Dengan :

Sa = percepatan spektral (*spektral acceleration*)



S_d = perpindahan spektral (*spektral displacement*)

PFI = faktor partisipasi moda (*modal participation faktor*) untuk moda pertama

αI = koefisien massa moda (*modal mass coefficient*) untuk moda pertama

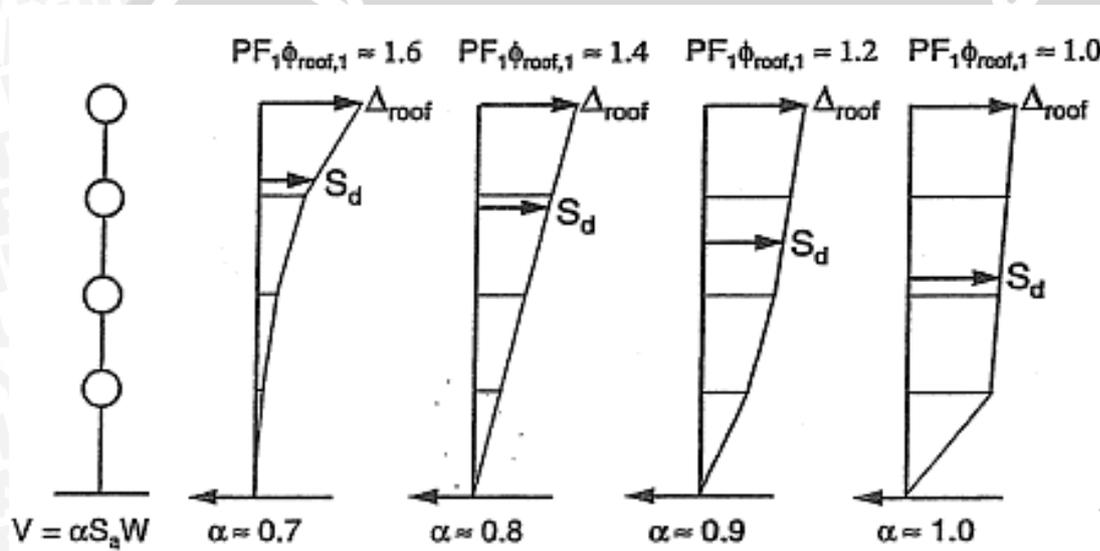
ϕ_{li} = amplitudo moda (*amplitude of mode*) pertama pada level i

V = gaya geser dasar (*base shear*)

W = beban gravitasi

Δ_{roof} = perpindahan pada atap (*roof displacement*)

$W_{i/g}$ = massa pada level i



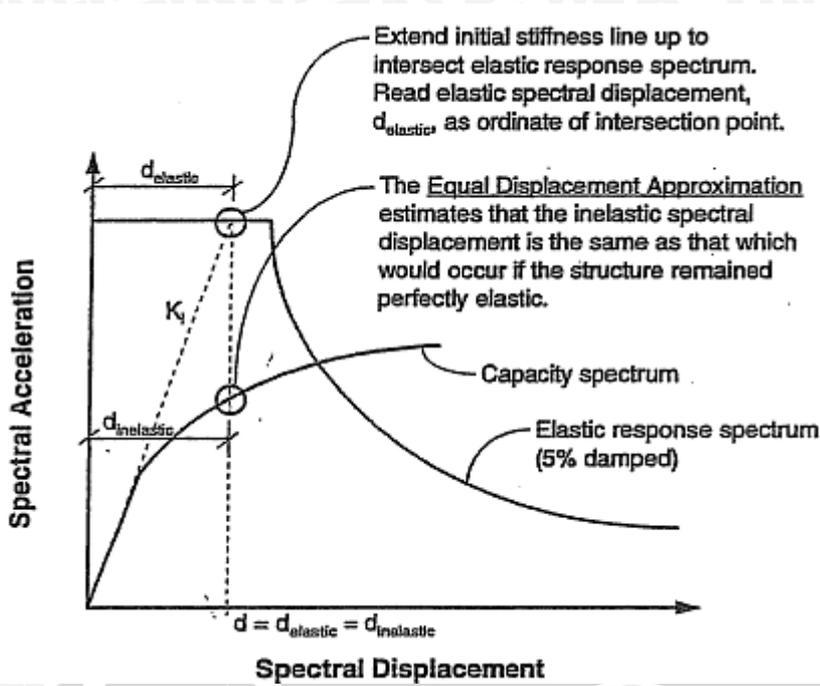
Gambar 2.8 Contoh Faktor Partisipasi Massa dan Koefisien Modal Massa

- Menentukan spektrum respon elastis (*damping 5%*) sesuai dengan peraturan yang berlaku, kemudian mengkonversi dalam koordinat spektral dengan rumus :

$$S_d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a \dots\dots\dots (2-5)$$

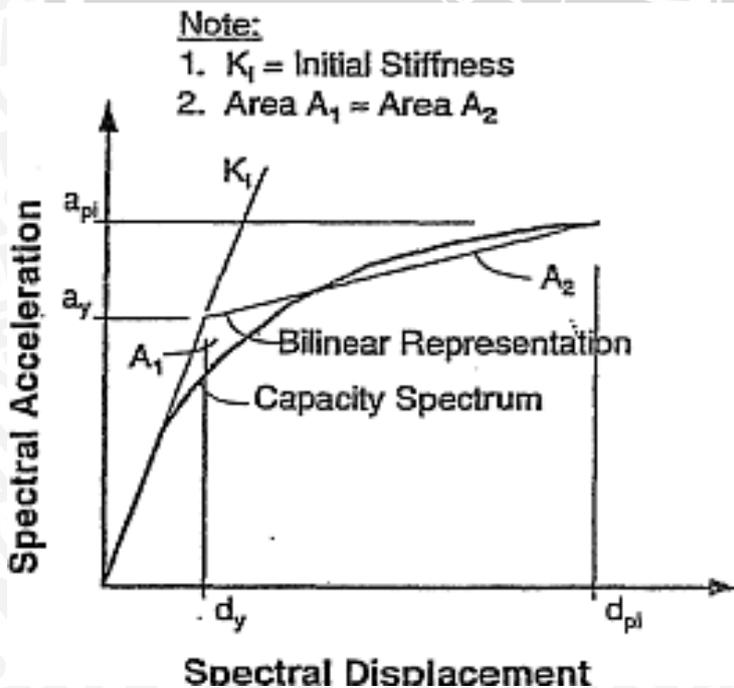
Menentukan titik trial pertama (dp_1, ap_1) (pendekatan *equal displacement*) :

- Perpanjangan garis *stiffness* awal pada kurva spektrum kapasitas sampai memotong *demand* spektral.
- Equal displacement approximation* memperkirakan bahwa *displacement* spektral inelastik sama dengan yang terjadi pada struktur jika struktur tetap elastis sempurna. Langkah 1 – 3 digambarkan dalam Gambar 2.9.



Gambar 2.9 Equal Displacement Approximation

- Menentukan representasi Bi – Linear guna memprakirakan besarnya *damping* efektif dan reduksi yang tepat untuk *demand* spektral dengan cara menarik garis trial pertama (dp_1, ap_1) memotong *initial stiffness* (dy, ay) sehingga luasan daerah A_1 sama dengan A_2 .



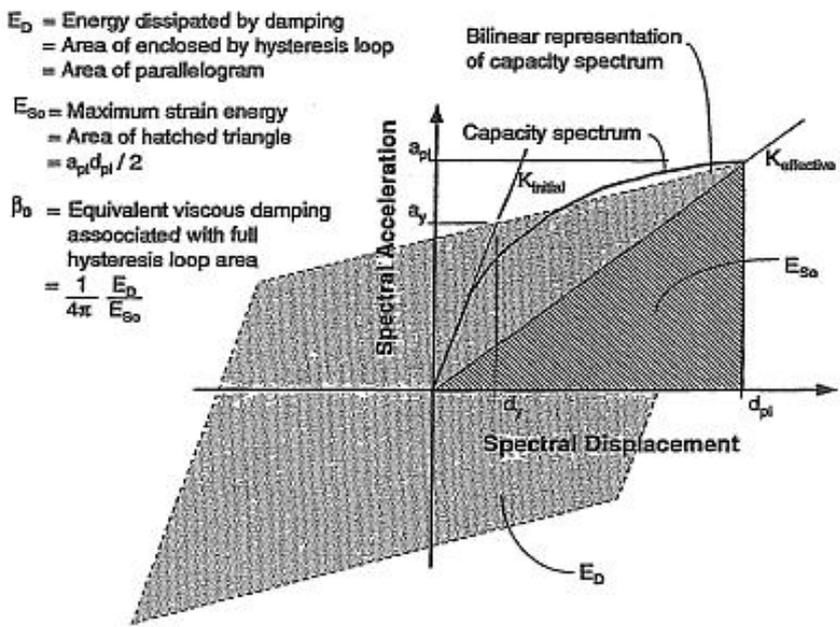
Gambar 2.10. Representasi Bi-Linear Pada Metode Spektrum Kapasitas (ATC 40, 1997)

4. Menentukan besarnya *viscous damping* efektif :

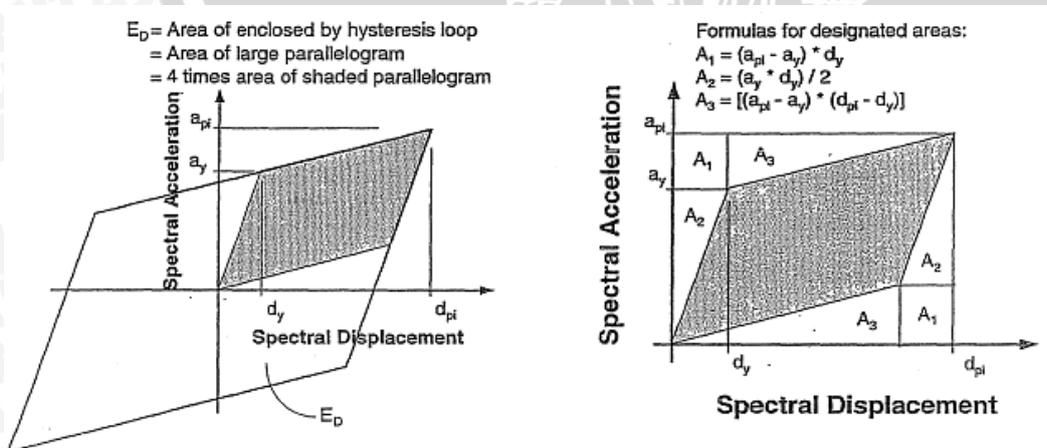
$$\beta_{eff} = K \cdot \beta_0 + 5 \dots\dots\dots (2-6)$$

$$\beta_0 = \frac{E_D}{4\pi E_{SO}} \dots\dots\dots (2-7)$$

Dengan E_D adalah energi yang dipancarkan oleh *damping* dan E_{SO} adalah energi regangan maximum (pada gambar 2.11 dan 2.12).



Gambar 2.11. Damping Untuk Reduksi Spektral



Gambar 2.12. Energi yang Dipancarkan Oleh Damping



Pada Gambar 2.11 dan 2.12 *hysteresis loop*-nya merupakan suatu pendekatan yang rasional untuk bangunan yang daktail penuh jika dikenai gempa periode pendek dan *viscous ekuivalen*-nya lebih kecil dari 30%. Untuk kondisi luar ini, *hysteresis loop* tersebut akan meng-*overestimate* besarnya *viscous damping ekuivalen*.

$$E_D = 4 \times \text{daerah yang diarsir pada gambar 2. 12} \dots\dots\dots (2-8)$$

$$= 4 \times (a_{pi} \cdot d_{pi} - 2A_1 - 2A_2 - 2A_3)$$

$$= 4 \times (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})$$

$$E_{so} = \frac{a_{pi}d_{pi}}{2} \dots\dots\dots (2-9)$$

Angka 5 pada persamaan (2.4a) merupakan *viscous damping* pada struktur sebesar 5% yang dianggap konstan. Nilai K merupakan faktor modifikasi *viscous damping ekuivalen* yang tergantung pada perilaku struktural bangunan. Untuk kesederhanaan ATC 40 menggolongkan tiga kategori perilaku struktural seperti Tabel 2.1

Tabel 2.1 Nilai Faktor Modifikasi Viscous Damping Ekuivalen, K

Structural Behavior Type ¹	β_D (percent)	K
Type A ²	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type B	≤ 25	0.67
	> 25	$\frac{0.845 - 0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type C	Any value	0.33

5. Menentukan besarnya reduksi spektrum respon relatif :

$$S_{RA} = \left[\frac{3,21 - (0,68 \ln(\beta_{eff}))}{2,12} \right] \dots\dots\dots (2-10)$$

$$S_{Rv} = \left[\frac{2,31 - (0,41 \ln(\beta_{eff}))}{1,65} \right] \dots\dots\dots (2-11)$$

Nilai SRA dan SRv tersebut harus lebih besar dari nilai pada Tabel 2.2 , sedangkan tipe – tipe perilaku struktur dapat dilihat pada Tabel 2.3, Gambar 2.12 memperlihatkan reduksi pada respon spektrum yang dilakukan pada penulisan ini.

Tabel 2.2 Nilai Minimum SRA dan SRv

Structural Behavior Type ²	SR ₁	SR _v
Type A ²	0.33	0.50
Type B	0.44	0.56
Type C	0.56	0.67

Tabel 2.3 Tipe – tipe Perilaku Struktural

Shaking Duration ¹	Essentially New Building ²	Average Existing Building ³	Poor Existing Building ⁴
Short	Type A	Type B	Type C
Long	Type B	Type C	Type C

- Menentukan besar masing – masing Sd dan Sa tereduksi dengan menggunakan persamaan :

$$S_a = 2,5 \times S_{RA} \times C_A \dots\dots\dots (2-12)$$

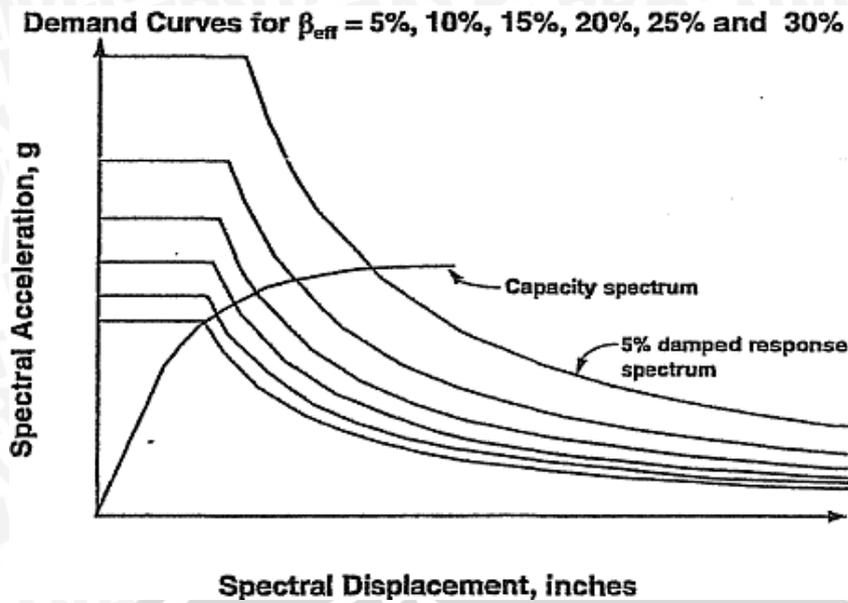
$$T_s = \frac{S_{RV} \times C_V}{2,5 \times S_{RA} \times C_A} \dots\dots\dots (2-13)$$

$$S_d = S_a \left(\frac{T_s}{2\pi} \right)^2 \dots\dots\dots (2-14)$$

B. Langkah – langkah yang harus dilakukan pada Prosedur B adalah sebagai berikut :

- Pembuatan respon spektrum dengan redaman 5% sesuai dengan keadaan tanah setempat.
- Gambarkan respon spektrum dengan redaman 5% dan gambarkan juga repon spektrum dengan redaman efektif antara 5% hingga nilai redaman maksimum yang diijinkan untuk tiap – tiap tipe perilaku struktur bangunan seperti Tabel 2. 4.



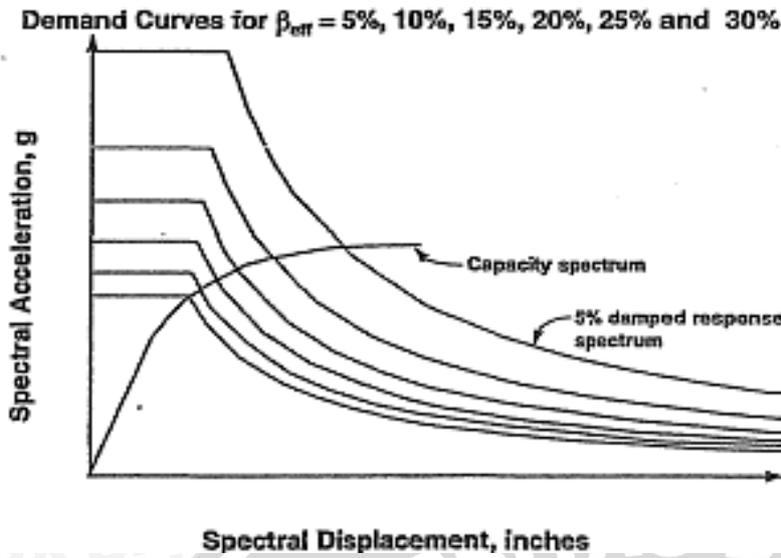


Gambar 2.13 Kelompok Kespon Spektrum

Tabel 2.4 Faktor Reduksi Respon Spektrum

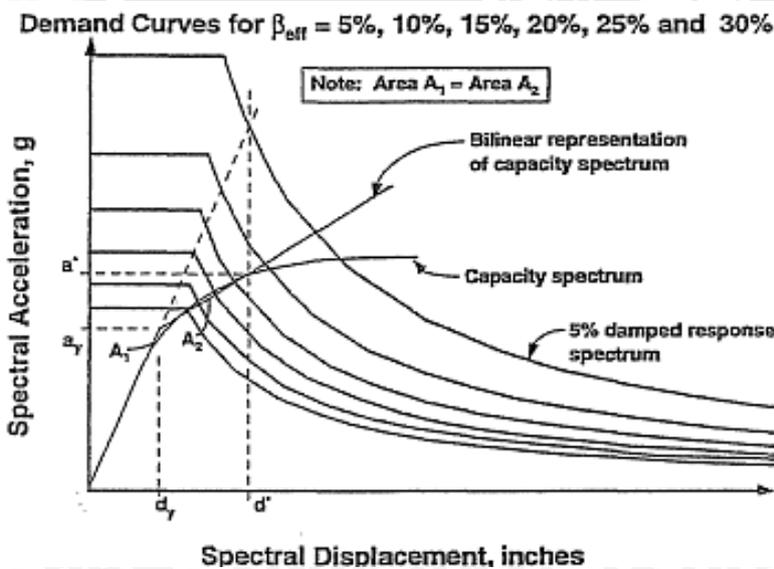
β_0 (percent)	Behavior Type A ¹			Behavior Type B ²			Behavior Type C ³		
	β_{eff}	SR_A (1/ B_d)	SR_V (1/ B_U)	β_{eff}	SR_A (1/ B_d)	SR_V (1/ B_U)	β_{eff}	SR_A (1/ B_d)	SR_V (1/ B_U)
0	5	1.00	1.00	5	1.00	1.00	5	1.00	1.00
5	10	0.78	0.83	8	0.83	0.87	7	0.91	0.93
15	20	0.55	0.66	15	0.64	0.73	10	0.78	0.83
25	28	0.44	0.57	22	0.53	0.63	13	0.69	0.76
35	35	0.38	0.52	26	0.47	0.59	17	0.61	0.70
≥ 45	40	0.33	0.50 ²	29	0.44	0.56	20	0.56	0.67 ²

- Plot kurva kapasitas dengan kelompok spektrum *demand* pada suatu grafik (Gambar 2.13). Kurva kapasitas harus diubah kedalam koordinat spektral menjadi kurva spektrum kapasitas dengan menggunakan persamaan 2-1 dan 2-2.



Gambar 2.14 Kelompok Respon Spektrum dan Spektrum Kapasitas

4. Buat hubungan bilinear pada spektrum kapasitas seperti Gambar 2.15. *initial slope* dari kurva bilinear adalah sama dengan *initial stiffness* dari bangunan. Bagian dari kurva bilinear khususnya segmen leleh harus melalui spektrum kapasitas pada perpindahan sama dengan perpindahan spektral respon spektrum dengan redaman 5% pada kekakuan sebelum leleh (*pre-initial stiffness*), sehingga didapatkan titik (S^* , d^*). Kurva bilinear ini harus memperhatikan bahwa luasan daerah yang dibentuk yaitu A_1 dan A_2 harus sama.



Gambar 2.15. Representasi Bilinear

5. Hitung nilai perpindahan untuk tiap perpindahan di dekat titik (a^* , d^*) disesuaikan dengan nilai redaman efektif :

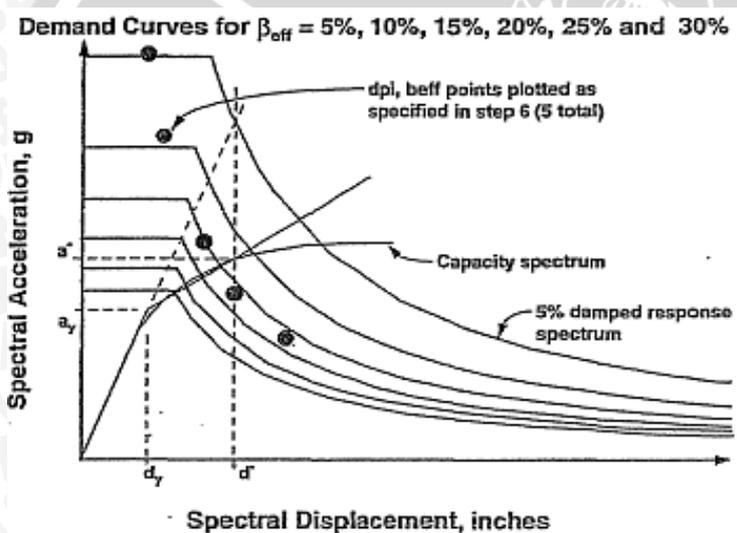
$$a_{pi} = \frac{(a^* - a_y)(d_{pi} - d_y)}{(d^* - d_y)} + a_y \dots \dots \dots (2-15)$$

$$\beta_{eff} = \frac{63,7K(a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{(a_{pi} \cdot d_{pi})} + 5 \dots \dots \dots (2-16)$$

dengan nilai K didapatkan dalam tabel 2.1 dengan nilai β_0 :

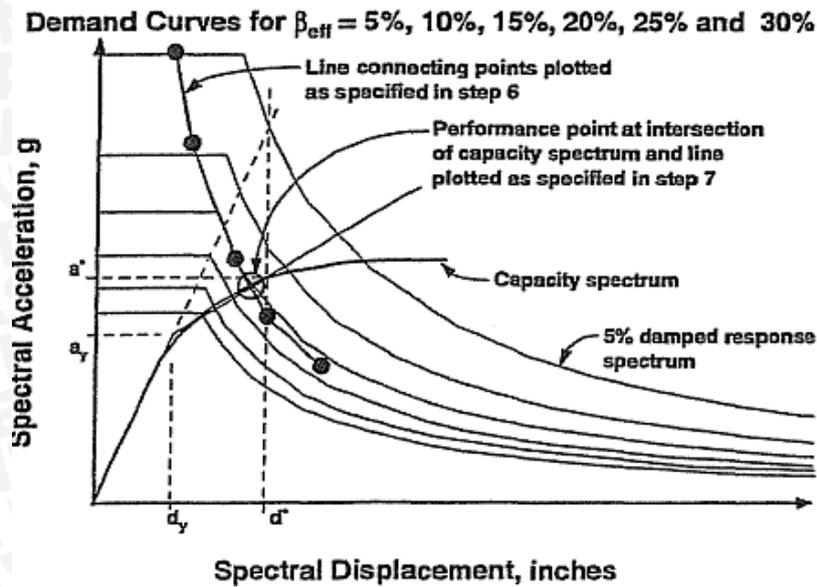
$$\beta_0 = \frac{63,7(a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{(a_{pi} \cdot d_{pi})} \dots \dots \dots (2-17)$$

6. Untuk setiap nilai dpi yang didapatkan dari langkah 5 diplotkan bersama dengan kelompok spektrum demand yang sesuai.



Gambar 2.16 Plot Nilai dpi dan β_{eff}

7. Hubungkan titik – titik yang didapatkan dari langkah 6 hingga membentuk sebuah garis seperti Gambar 2.17. Perpotongan garis ini dengan spektrum kapasitas di definisikan sebagai *performance point*.



Gambar 2. 17 Performance Point

2.7.3 Prosedur Menentukan Titik Kinerja (Performance Point)

2.7.3.1 Prosedur A

Pada trial yang pertama didapatkan titik (d_{pi}, a_{pi}) yang merupakan perpotongan antara kurva kapasitas dan kurva respon spektrum tereduksi. Dengan melakukan pengamatan diratik garis bilinear hingga bertemu dengan garis *initial stiffness* (K_{initial}) yang didapatkan titik (d_{pi}, a_{pi}) .

Jika nilai tersebut pada range diantara $0,95d_{pi} \leq d_i \leq 1,05d_{pi}$ maka titik (d_{pi}, a_{pi}) adalah titik kinerja (*performance point*). Namun, jika di tidak berada dalam *range* tersebut maka prosedur A diulangi dari langkah 3 dengan titik trial (d_i, a_i) dan seterusnya sampai titik perpotongan memenuhi syarat *range* diatas.

2.7.3.2 Prosedur B

Performance point didapatkan dari perpotongan antara kurva spektrum kapasitas dengan garis yang didapat dari titik–titik (d_{pi}, a_{pi}) dengan masing – masing nilai *damping* efektif (β_{eff}). Prosedur ini menghasilkan suatu nilai yang sama dengan prosedurnya lainnya, jika *performance point* didapatkan pada titik (a^*, d^*) . Apabila *performance point* yang didaapatkan jauh dari titi (a^*, d^*) , maka harus dibuktikan dengan menggunakan prosedur A atau prosedur C.

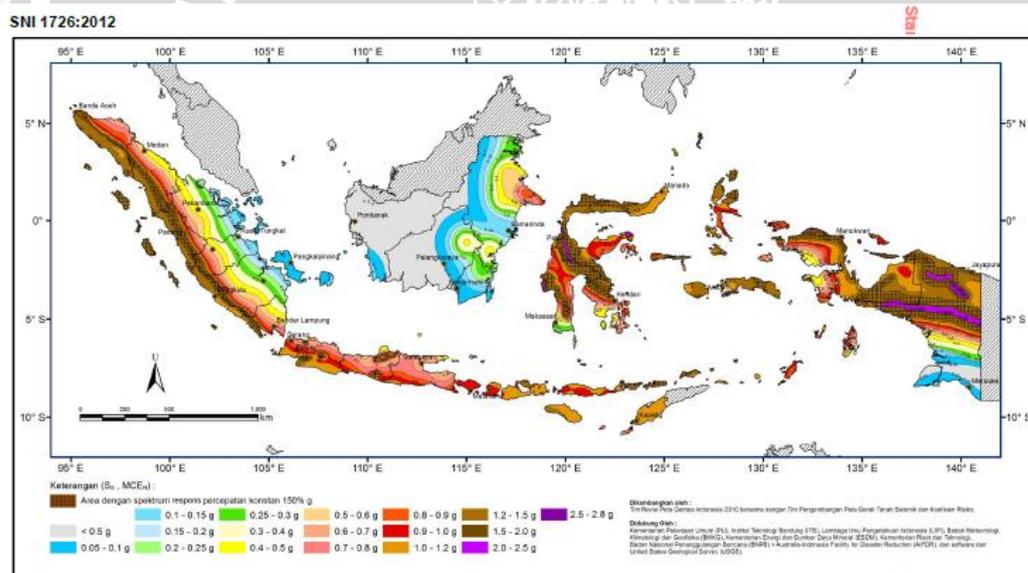
2.8 Persyaratan Gempa Rencana Menurut SNI 1726: 2012

2.8.1 Desain Respon Spektra Berdasarkan SNI 1726: 2012

Langkah-langkah menentukan desain respon spectra berdasarkan SNI 1726: 2012 adalah sebagai berikut:

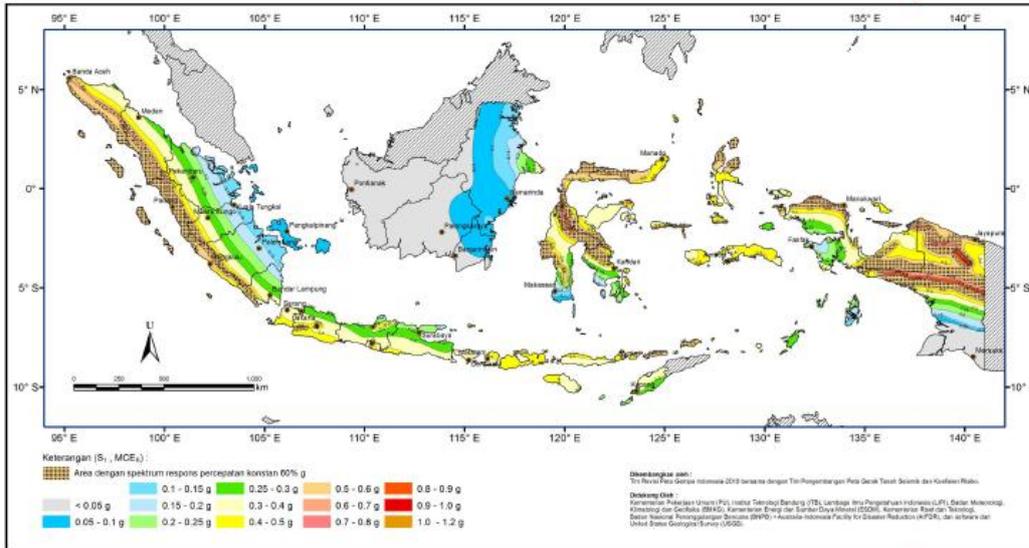
- Menentukan nilai parameter respon spectra pendek (0,2 detik) dan periode 1 detik (S_s dan S_1)

Menurut SNI 1726: 2012 (Departemen Permukiman Dan Prasarana Wilayah) parameter S_s (percepatan batuan dasar pada perioda pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing – masing dari respon spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik dengan kemungkinan 2% terlampaui dalam 50 tahun , dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi.



Gambar 2.18 S_s , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-tertarget (MCE_R), Kelas Situs SB

SNI 1726:2012



Gambar 10 - S_s, Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget(MCE_r), kelas situs SB

Gambar 2.19 S_s, Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-tertarget (MCE_R), Kelas Situs SB

b. Menentukan kelas situs (kelas tanah)

Berdasarkan sifat – sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasi sebagai kelas situs SA, SB, SC, SD, SE atau SF. Bila sifat – sifat tanah tidak teridentifikasi secara jelas sehingga tidak bisa ditentukan situsnya, maka kelas situs SE dapat digunakan.

Tabel 2.5 Klasifikasi Kelas Situs

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	$\bar{\sigma}_v$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15sampai 50	50 sampai100

SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

Sumber: Tabel 3 Klasifikasi kelas situs (SNI 03-1726-2012, hal. 17-18)

c. Menentukan koefisien F_a dan F_v

Nilai koefisien F_a dan F_v ditentukan berdasarkan tabel berikut.

Tabel 2.6 Koefisien Situs F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

CATATAN:

(a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier

(b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Tabel 2.7 Koefisien Situs F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

CATATAN :

(a) Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier

(b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik, lihat 6.10.1

Sumber: SNI 03-1726-2012, hal. 22

d. Menghitung nilai S_{MS} dan S_{MI}

Nilai S_{MS} dan S_{MI} dihitung menggunakan rumus berikut;

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \dots\dots\dots (2-18)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \dots\dots\dots(2-19)$$

e. Menghitung nilai S_{DS} dan S_{D1}

Nilai S_{DS} dan S_{D1} dihitung menggunakan rumus berikut;

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots(2-20)$$

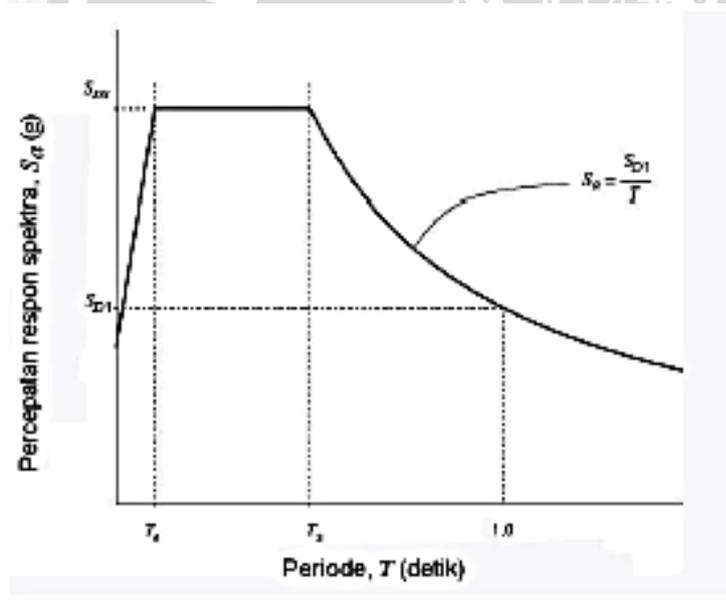
$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots\dots\dots(2-21)$$

f. Menghitung Nilai T_0 dan T_S

Nilai S_{DS} dan S_{D1} dihitung menggunakan rumus berikut;

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots(2-22)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots(2-23)$$



Gambar 2.20 Respon Spektrum Desain

Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spectrum respon percepatan desain, S_a harus diambil dari persamaan;

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots\dots\dots(2-24)$$



2.9 Periode Fundamental Struktur

Periode fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \dots \dots \dots (2-25)$$

Dimana h_n adalah ketinggian struktur, dalam (m), diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur, dan koefisien C_t dan x ditentukan dari tabel berikut.

Tabel 2.8 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

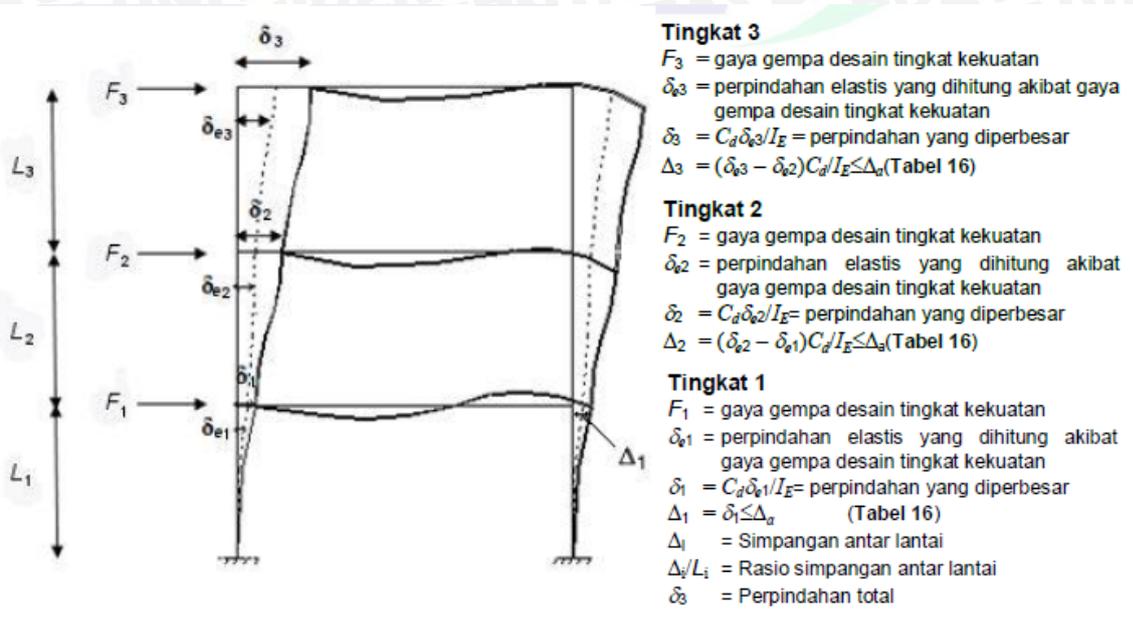
Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

Sebagai alternatif, diijinkan menentukan periode fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, dari persamaan berikut untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat dimana sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m

$$T_a = 0,1N \dots \dots \dots (2-26)$$

dimana N adalah jumlah tingkat.

2.10 Simpangan Antar Lantai Struktur



Gambar 2. 21 Penentuan Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai diperhitngkan berdasarkan SNI 1726: 2012 dimana pada Pasal 7.8.6 disebutkan bahwa penentuan simpangan antar lantai tingkat disain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau.

Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_x}{I_e} \dots \dots \dots (2-27)$$

dimana:

C_d = faktor amplifikasi defleksi

δ_x = defleksi pada lokasi yang ditinjau

I_e = faktor keutamaan gempa

Sedangkan simpangan antar lantai (Δ_x) ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\Delta_x = \frac{(\delta_x - \delta_{x-1}) C_d}{I_e} \leq \Delta_a \dots \dots \dots (2-28)$$

dimana Δ_a adalah simpangan antar lantai ijin yang disyaratkan sebagai berikut:



Tabel 2.9 *Simpangan Antar Lantai Ijin*

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	0,025 h_{sx} ^c	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^a	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}
Semua struktur lainnya	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}	0,010 h_{sx}

^a h_{sx} adalah tinggi tingkat di bawah tingkat x .

2.11 Daktilitas

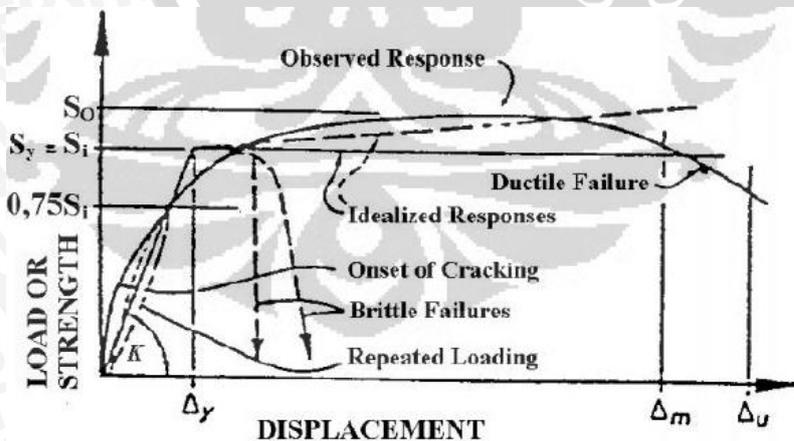
Daktilitas merupakan kemampuan suatu elemen struktur untuk mengalami deformasi sebesar-besarnya tanpa menyebabkan kegagalan daya layan, walaupun telah berada pada kondisi plastis. Secara garis besar daktilitas terbagi menjadi beberapa jenis yang ditinjau berdasarkan metode analisisnya. Daktilitas dapat ditinjau menggunakan analisis regangan (*strain ductility*), metode lengkungan (*curvature ductility*), dan berdasarkan lendutan/ defleksi (*displacement ductility*).

2.11.1 Daktilitas Regangan (*Strain Ductility*)

Pengertian dasar dari daktilitas adalah kemampuan dari material/ struktur untuk menahan tegangan plastis tanpa penurunan yang drastis dari tegangan. Pada Gambar 2.22 dapat dilihat daktilitas tegangan dapat diberikan dengan persamaan sebagai berikut;

$$\mu_{\epsilon} = \frac{\epsilon}{\epsilon_y} \dots \dots \dots (2-27)$$

Dimana ϵ adalah tegangan total yang terjadi dan ϵ_y adalah tegangan pada saat leleh. Daktilitas tegangan merupakan daktilitas yang dimiliki oleh material yang digunakan.



Gambar 2.22 Hubungan Beban dengan Lendutan

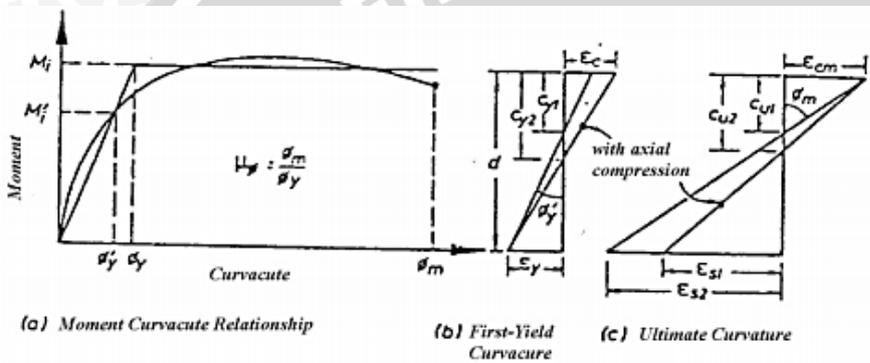


2.11.2 Daktilitas Lengkungan (Curvature Ductility)

Pada umumnya sumber yang paling berpengaruh dari lendutan struktur inelastis adalah rotasi pada sambungan plastis yang paling potensial. Sehingga, hal tersebut sangat berguna untuk menghubungkan rotasi per unit panjang (*curvature*) dengan momen ujung. Daktilitas lengkungan maksimum dapat ditunjukkan dengan persamaan berikut;

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_m}{\phi_y} \dots\dots\dots(2-28)$$

Dimana ϕ_m adalah lengkungan pada kondisi maksimum, dan ϕ_y adalah lengkungan saat kondisi leleh. Daktilitas ini merupakan daktilitas yang diberikan oleh penulangan struktur.



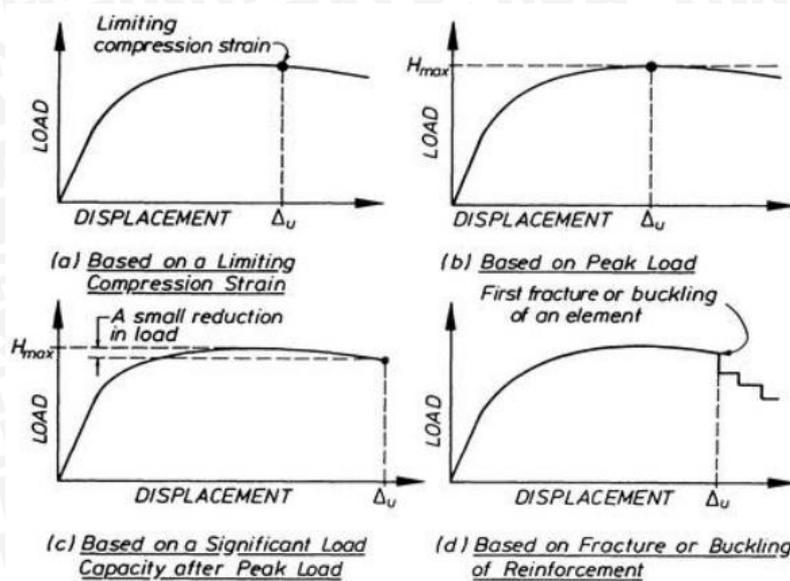
Gambar 2.23 Definisi Curvature Ductility

2.11.3 Daktilitas Lendutan (Displacement Ductility)

Daktilitas lendutan biasanya digunakan dalam evaluasi pada struktur yang diberikan gaya gempa. Daktilitas didefinisikan sebagai rasio dari defleksi pada kondisi maksimum/runtuh terhadap defleksi pada saat kelelahan awal, yang dapat ditulis dengan persamaan berikut;

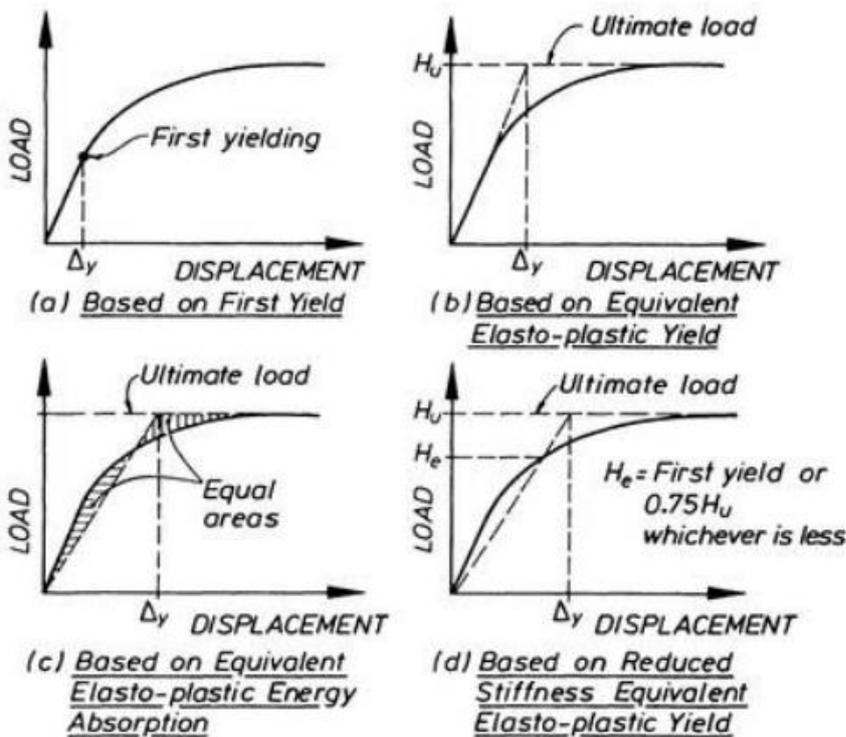
$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \dots\dots\dots(2-29)$$

Dimana μ_{Δ} adalah faktor daktilitas yang dianalisis berdasarkan parameter defleksi, Δ_u adalah defleksi maksimum yang dapat dicapai struktur atau defleksi terakhir yang mampu dibaca oleh instrumen uji sebelum dinyatakan runtuh. Sedangkan Δ_y adalah defleksi yang terjadi pada kondisi dimana beban yang diberikan tidak lagi mampu ditahan namun defleksi masih terus meningkat secara signifikan.



Gambar 2.24 Interpretasi Defleksi Maksimum

Terdapat beberapa interpretasi yang berbeda terkait dengan defleksi maksimum sebagaimana ditampilkan oleh gambar diatas. Yang dimaksud defleksi maksimum adalah defleksi yang terjadi pada batas regangan beban tekan (gambar a), atau defleksi yang terjadi pada saat beban lateral puncak (gambar b), atau defleksi yang terjadi pasca beban lateral puncak yang sedikit tereduksi (gambar c). Selain itu, defleksi maksimum juga dapat diartikan sebagai defleksi yang terjadi pada saat tulangan vertikal maupun horizontal putus/*fracture* atau tulangan vertical yang tertekan mengalami tekuk/*buckling* (gambar d) (Park, Ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing, 1988).



Gambar 2.25 Interpretasi Defleksi Leleh

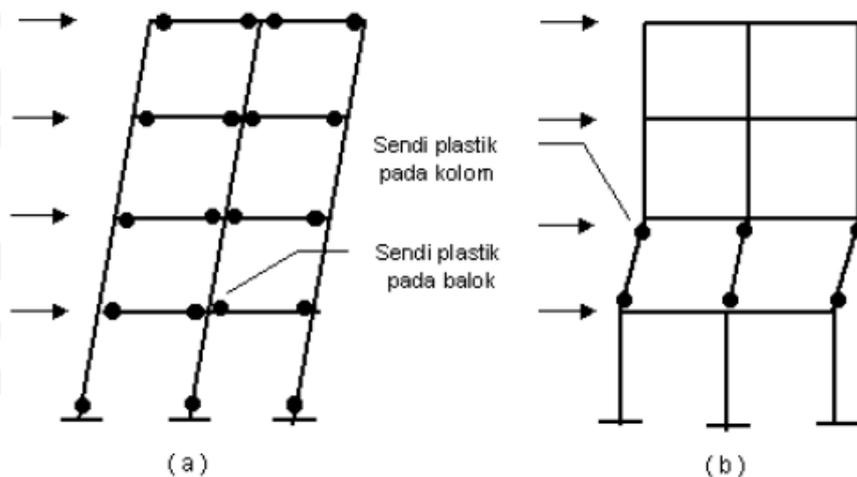
Kemudian yang dimaksud dengan defleksi leleh adalah defleksi pada saat pertama kali leleh terjadi (gambar a), atau defleksi leleh adalah defleksi pada saat beban lateral leleh P_y yang merupakan proyeksi dari kesetimbangan antara energi input dibawah kurva selubung hysteresis dengan energi di bawah kurva EEEP (gambar b), atau defleksi pada saat beban lateral leleh P_y yang merupakan proyeksi dari keseimbangan antara energi yang diserap di bawah kurva selubung hysteresis dengan energi yang diserap di bawah kurva EEEP (gambar c), atau defleksi yang terjadi pada saat beban lateral leleh P_y yang diambil 75% beban lateral puncak P_p (gambar d) (Park, Ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing, 1988).

2.12 Mekanisme Keruntuhan

Terdapat dua jenis mekanisme kelelahan atau terbentuknya sendi-sendi plastis pada struktur portal, antara lain:

- Mekanisme Kelelahan pada Balok (*Beam Sidesway Mechanism*), yaitu keadaan dimana sendi-sendi plastis terbentuk pada balok-balok dari struktur bangunan, akibat penggunaan kolom-kolom yang kuat (*Strong Column-Weak Beam*).
- Mekanisme Kelelahan pada Kolom (*Column Sidesway Mechanism*), yaitu keadaan dimana sendi-sendi plastis terbentuk pada kolom-kolom dari struktur bangunan

pada suatu tingkat, akibat penggunaan balok-balok yang kuat (*Strong Beam-Weak Column*).



Gambar 2.26 Sendi Plastis Pada Balok (a) dan Kolom (b)

Pada perencanaan struktur portal daktail dengan metode Desain Kapasitas, mekanisme kelelahan yang dipilih adalah *Beam Sidesway Mechanism*, karena alasan-alasan sebagai berikut:

- Pada *Column Sidesway Mechanism*, kegagalan dari kolom pada suatu tingkat akan mengakibatkan keruntuhan dari struktur secara keseluruhan.
- Pada struktur dengan kolom-kolom yang lemah dan balok-balok yang kuat (*Strong Beam-Weak Column*), deformasi akan terpuat pada tingkat-tingkat tertentu, sehingga daktilitas yang diperlukan oleh kolom agar dapat dicapai daktilitas dari struktur yang disyaratkan akan sulit dipenuhi.

Kerusakan-kerusakan yang terjadi pada kolom-kolom bangunan, akan lebih berbahaya dibandingkan jika kerusakan terjadi pada balok. Jadi mekanisme kelelahan pada portal yang berupa *Beam Sidesway Mechanism*, merupakan keadaan keruntuhan struktur bangunan yang lebih terkontrol. Pemilihan perencanaan struktur bangunan dengan menggunakan mekanisme ini membawa konsekuensi bahwa kolom-kolom pada struktur direncanakan lebih kuat dari pada balok-balok struktur, sehingga dengan demikian sendi-sendi plastis akan terbentuk lebih dahulu pada balok.

