

BAB III
TINJAUAN TEORITIS STRUKTUR TAHAN GEMPA DI
INDONESIA

3.1 Umum

Gempa merupakan gejala alam yang tidak mungkin kita hindari, tetapi tetap harus diusahakan sedemikian rupa agar gempa yang terjadi tidak diterjemahkan sebagai suatu bencana yang tidak akan ditanggulangi. Oleh karena itu dalam disain bangunan, diharapkan bangunan yang bersangkutan tidak mengalami kerusakan apabila terjadi gempa kecil. Apabila terjadi gempa sedang maka bangunan tersebut diharapkan hanya terjadi kerusakan non struktur dan apabila terjadi gempa besar maka bangunan yang direncanakan boleh terjadi kerusakan struktur tetapi tidak terjadi keruntuhan.

Indonesia telah menetapkan suatu peraturan yang dapat dipakai pegangan dalam perencanaan bangunan tahan gempa yaitu Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Indonesia Untuk Gedung 1987 (PPTGIUG 87). Pada perencanaan portal, beban-beban yang bekerja meliputi beban mati, beban hidup, beban gempa. Beban-beban tersebut harus benar-benar

diperhatikan sehingga struktur yang direncanakan aman. Dinding merupakan non-struktur yang biasanya dianggap beban pada portal. Dinding sebenarnya mampu memberikan tambahan kekakuan pada portal apabila penempatannya diperhatikan, tetapi perilaku portal akan berubah apabila tidak benar dalam penempatannya. Batu bata/Batako dengan lebar efektif (w), seperti disebut di depan pada kenyataannya mampu memberikan tambahan kekuatan dalam menahan gaya lateral. Kekakuan portal harus lebih besar daripada kekakuan dinding. Apabila kekakuan portal lebih kecil daripada kekakuan dinding pengisi/*infill frame* maka pola keruntuhan dapat membahayakan struktur.

3.2 Tinjauan Teoritis Struktur Tahan Gempa

3.2.1 Prinsip Dasar Gaya Gempa

Dalam perencanaan struktur beton di daerah gempa, dikenal suatu konsep pembebanan yakni struktur beton selama masa layanannya akan dibebani berkali-kali oleh gempa kecil sampai sedang, yang mempunyai waktu ulang 20 tahun sampai 50 tahun. Struktur beton selama masa layanannya harus dapat menahan beban gempa yang besar, yang pada waktu ulangnya dapat terjadi sekali dalam 200 tahun. Gempa kecil atau sedang adalah beban gempa yang tercantum dalam Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Indonesia Untuk Gedung 1987 (PPTGIUG), yang mana Indonesia

dibagi dalam enam zona. Besarnya beban gempa ini tergantung dari waktu getar struktur beban tersebut. Besarnya gaya gempa dinyatakan dalam:

$$V = C * I * K * W_t \quad (3.1)$$

Yangmana:

V = beban geser dasar akibat gempa

C = koefisien gempa dasar

I = faktor keutamaan

K = faktor jenis struktur

W_t = kombinasi beban dalam arah vertikal

Beban gempa besar adalah gempa dengan waktu ulang 200 tahunan. Sehingga disyaratkan agar struktur beton selain mempunyai kekuatan dan kekakuan yang cukup, juga mempunyai daktilitas yang besar, yang dinyatakan dalam nilai m (tingkat daktilitas struktur = m).

3.2.2 Bentuk Dan Konfigurasi

Suatu konstruksi yang ideal sulit untuk direncanakan apabila memenuhi semua syarat-syarat yang diijinkan. Tetapi beberapa pedoman dasar dapat dipakai dalam merencanakan konfigurasi, yaitu:

1. bangunan sebaiknya mempunyai bentuk yang simetris,
2. bangunan sebaiknya mempunyai bentuk yang sederhana,

3. bangunan tidak terlalu langsing, baik pada denah maupun potongannya,
4. distribusi kekuatan sepanjang tinggi bangunan seragam dan menerus,
5. kekakuan yang cukup,
6. terbentuknya sendi plastis harus terjadi pada elemen-elemen horisontal lebih dahulu dibanding dengan elemen vertikal,
7. perlu detail yang daktil pada sendi-sendi plastis.

Dari pengalaman kerusakan struktur akibat gempa, telah terbukti bahwa struktur yang mempunyai bentuk sederhana dan simetris lebih tahan terhadap gempa, hal ini disebabkan karena:

1. apabila terjadi ketidaksimetrisan struktur pada kedua arah x dan y, akan dapat mengakibatkan ketidaksamaan respon struktur dalam arah-arrah tersebut. Keadaan yang demikian dapat mengakibatkan torsi yang sulit diperkirakan sehingga dapat merusak struktur bila terjadi gempa,
2. struktur yang sederhana dan simetris lebih mudah diketahui perilakunya daripada yang rumit.

3.2.3 Distribusi Kekuatan Sepanjang Tinggi Bangunan

Struktur bangunan akan mempunyai ketahanan terhadap gempa bila dipengaruhi syarat-syarat dibawah ini:

1. distribusi kekuatan secara seragam,

2. semua kolom dan dinding menerus tanpa adanya pemutusan mulai dari atap sampai pondasi.

Disamping itu, sebaiknya harus dipertimbangkan pula beberapa hal agar bangunan tahan terhadap gempa, yaitu:

1. semua balok berhubungan secara menerus,
2. penampang-penampang penahan beban gempa tidak boleh berubah secara tiba-tiba,
3. struktur beton harus menerus baik pada kolom maupun balok dan harus sedapat-dapatnya monolit pada sambungan.

Bila syarat-syarat tersebut diikuti maka struktur akan lebih baik perilakunya. Konsentrasi tegangan-tegangan yang tidak dikehendaki dapat dihindari, dan momen torsi yang besar dapat pula dihindari.

Masalah yang amat penting untuk diselesaikan dalam perencanaan struktur adalah terputusnya elemen vertikal penahan beban gempa. Bila ini terjadi maka bagian struktur yang kekakuannya relatif tidak sama pada tingkat tertentu dapat mengakibatkan keruntuhan yang disebut *soft storey*. Dengan mengikuti syarat-syarat ini maka pendetailannya akan lebih mudah dan penerusan gaya-gaya dari balok ke kolom lewat pertemuannya lebih sederhana .

3.3 Taraf Pembebanan Gempa dan Peta Wilayah Gempa di Indonesia

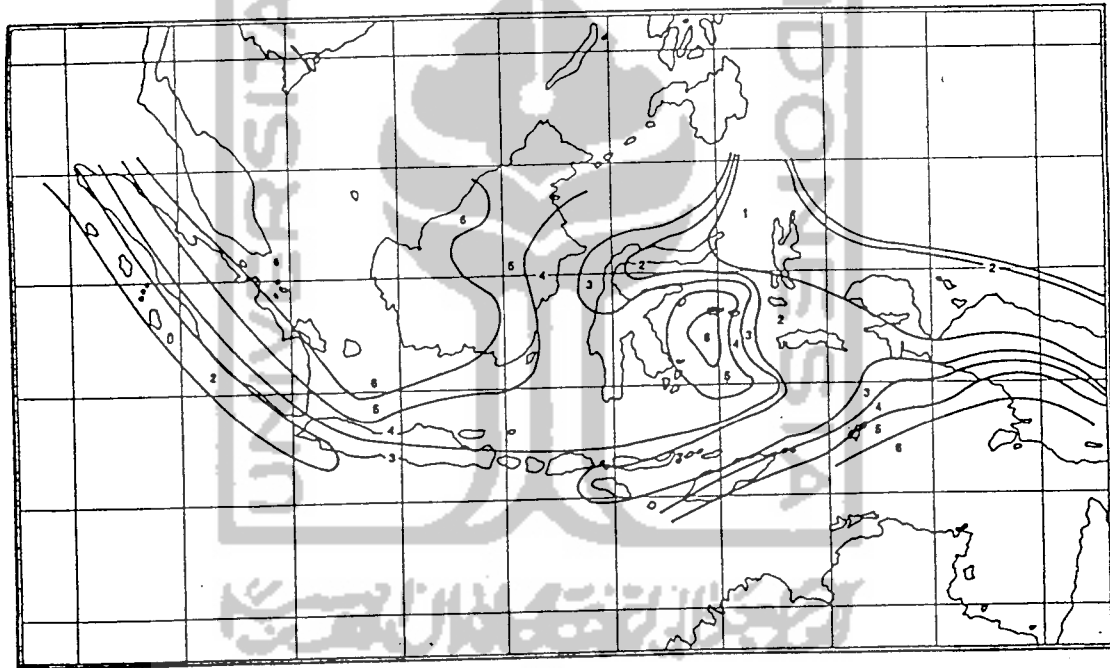
3.3.1 Taraf Pembebanan Gempa

Dengan berpedoman pada konsep perencanaan yang dapat menjamin struktur tidak runtuh walaupun mengalami deformasi in-elastis yang cukup besar pada saat terjadi gempa, maka struktur tidak lagi perlu direncanakan agar tetap dalam batas elastis. Suatu taraf pembebanan gempa yang sekian kali lebih kecil dari beban gempa maksimum dinyatakan sebagai beban gempa rencana. Dengan beban rencana seperti itu struktur dapat didisain lebih ekonomis. Besarnya taraf pembebanan tidak sama di wilayah Indonesia, melainkan bervariasi dari satu wilayah ke wilayah yang lain. Perbedaan ini dikarenakan kondisi seismotektonik, geografi, dan geologis setempat. Dalam wilayah Indonesia terdapat beberapa daerah dengan perbedaan tingkat resiko gempa yang cukup berarti. Tentu saja hal ini menyebabkan perlunya penentuan taraf pembebanan gempa yang berbeda-beda pula.

3.3.2 Peta Wilayah Gempa di Indonesia

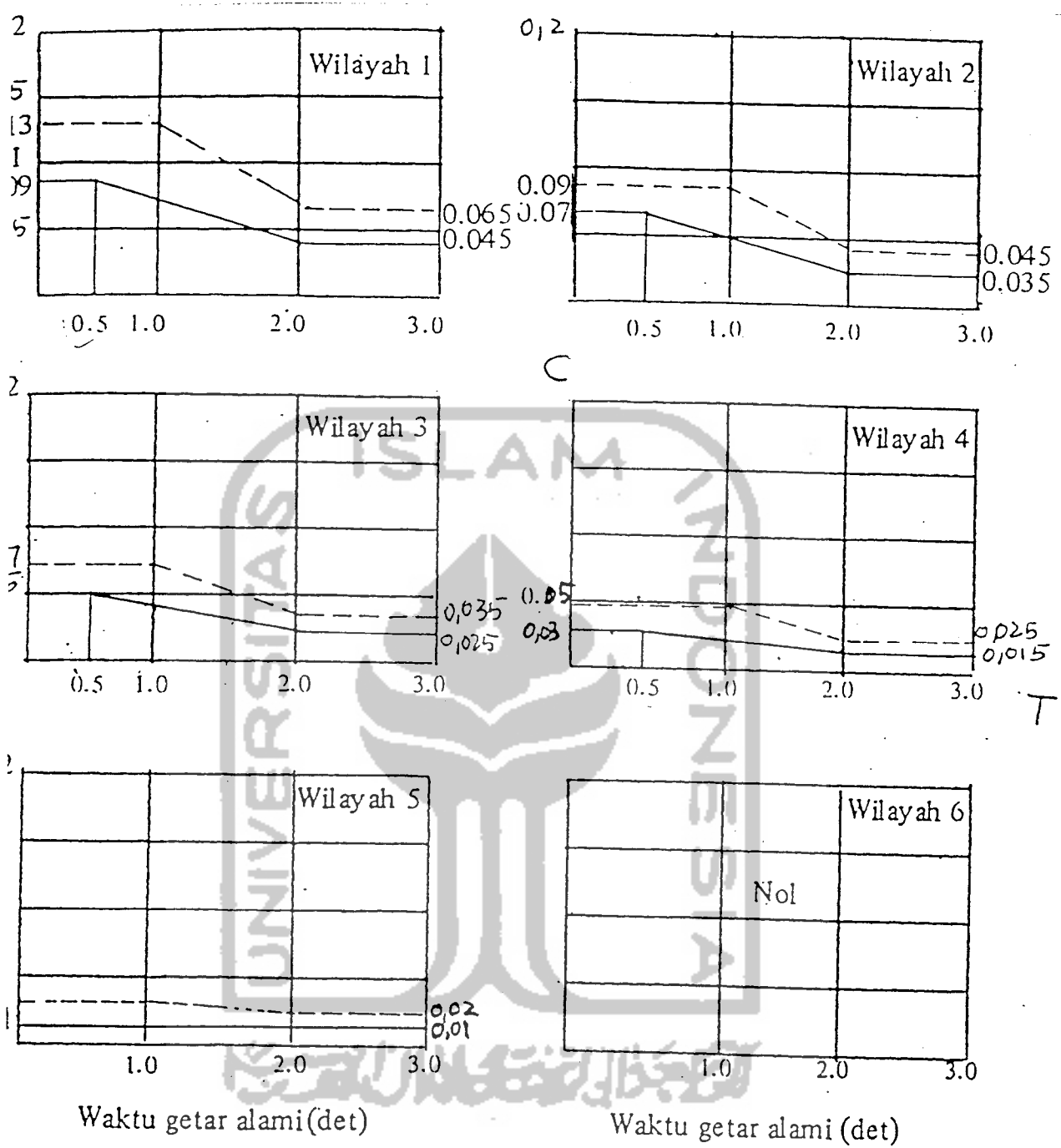
Untuk keperluan perencanaan, dirasakan lebih praktis untuk menggunakan suatu peta wilayah gempa di Indonesia. Gempa dibagi menjadi 6 wilayah seperti pada gambar 3.1. Suatu lokasi gedung terletak dekat pada batas wilayah sehingga kepastian wilayahnya tidak jelas, maka gedung tersebut harus dianggap terletak di dalam yang mensyaratkan nilai koefisien

gempa dasar yang lebih besar. Koefisien gempa dasar (C) ditentukan pada gambar 3.2 dengan waktu getar (T). Dua jenis tanah bawah harus dibedakan dalam memilih nilai C, yaitu tanah keras dan tanah lunak.



Gambar 3.1 Peta Wilayah Gempa Di Indonesia⁵

⁵ Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Indonesia Untuk Gedung 1997, PU.



keterangan

- Struktur diatas tanah lunak
- _____ Struktur diatas tanah keras

Gambar 3.2 Grafik Koefisien Gempa Dasar⁵

⁵ PPTUGUG 1987,PU.

3.4 Perencanaan Struktur dengan Daktilitas Penuh

3.4.1 Konsep Daktilitas Struktur

Daktilitas adalah kemampuan suatu struktur gedung atau unsur struktur gedung untuk mengalami simpangan-simpangan plastis secara berulang-ulang dan bolak-balik diatas titik leleh pertama sambil mempertahankan kemampuan awalnya dalam memikul beban. Dewasa ini telah disepakati secara umum, bahwa tidaklah ekonomis dalam merencanakan struktur bangunan untuk berperilaku elastis bila mengalami gempa yang sangat kuat (gempa maksimum) yang diharapkan akan terjadi di lokasi struktur tersebut.

Pada umumnya dewasa ini dianut prinsip perencanaan bangunan tahan gempa, bertujuan menghasilkan kekuatan struktur yang memenuhi dua kriteria sebagai berikut ini.

1. Struktur bangunan harus didisain dengan kekuatan dan kekakuan cukup sedemikian rupa, sehingga akibat gempa dengan kekuatan sedang hanya akan mengalami kerusakan ringan yang masih dapat diperbaiki.
2. Kekuatan dan kekakuan struktur yang direncanakan untuk memenuhi kondisi diatas adalah juga cukup untuk memberikan kemampuan kepada struktur bangunan untuk melakukan deformasi (simpangan) yang bersifat in-elastik tanpa runtuh, bila mengalami gempa yang

kuat (gempa maksimum) yang dapat diharapkan akan terjadi di lokasi struktur tersebut.

Struktur bangunan yang memiliki kemampuan untuk melakukan simpangan yang bersifat in-elastik tanpa runtuh, deformasi secara berkelanjutan tanpa mengalami penurunan kekuatan saat simpangan awal dikatakan memiliki daktilitas yang tinggi.

Agar struktur-struktur gedung tinggi memiliki daktilitas yang tinggi sendi-sendi plastis yang terjadi akibat beban gempa yang sangat kuat, harus terjadi di dalam balok dan tidak terjadi pada kolom. Hal ini hanya tercapai bila kapasitas (momen leleh) kolom adalah lebih tinggi dari kapasitas (momen leleh) balok. Konsep struktur yang memiliki karakteristik kapasitas unsur-unsurnya seperti ini disebut konsep kolom kuat-balok lemah.

3.4.2 Tingkat Daktilitas Struktur

Ketentuan untuk merencanakan tahanan gempa diklasifikasikan sebagai berikut ini.

1. Tingkat Daktilitas 1

Struktur beton diproporsikan sedemikian hingga ketentuan tambahan atas penyelesaian detail struktur sangat sedikit. Struktur sepenuhnya berperilaku elastis, maka daktilitas simpangan (μ) = 1. Beban gempa rencana harus dihitung berdasarkan faktor $K = 4$

2. Tingkat Daktilitas 2

Struktur beton diproporsikan berdasarkan suatu ketentuan penyelesaian detail khusus yang memungkinkan struktur memberikan respon in-elastis terhadap beban siklis yang bekerja tanpa mengalami keruntuhan getas, maka daktilitas simpangan (μ) = 2. Kondisi ini dinamakan juga kondisi daktilitas terbatas. Dalam hal ini beban gempa rencana harus diperhitungkan dengan menggunakan nilai K minimum = 2.

3. Tingkat Daktilitas 3

Struktur beton diporposikan berdasarkan suatu ketentuan penyelesaian detail khusus yang memungkinkan struktur memberikan respon in-elastik terhadap beban siklis yang bekerja tanpa mengalami keruntuhan getas, maka daktilitas simpangan (μ) = 3 Kondisi ini dinamakan juga kondisi daktilitas penuh dalam hal ini beban gempa rencana harus diperhitungkan dengan menggunakan nilai faktor K minimum = 1

3.5 Kekakuan Struktur Rangka Terbuka

Untuk menyatakan kekakuan suatu portal secara sederhana dapat diperoleh dengan menyederhanakan persoalan yaitu portal mempunyai balok

kaku tak terhingga, sehingga kekakuan portal dinyatakan sebagai jumlah dari kekakuan tiap-tiap kolomnya.

$$\text{Kekakuan kolom} = \frac{12 \cdot E_c \cdot I}{H^3} \quad (3.2)$$

yangmana: E_c = Modulus elastisitas dari beton

I = Momen inerti dari penampang kolom

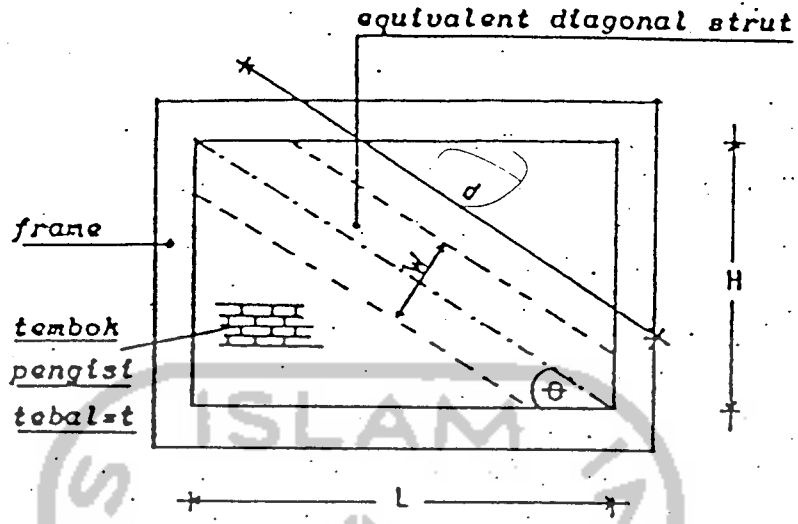
H = Tinggi bersih dari kolom

Akibat pengaruh retak pada beton kekakuan dari kolom dapat berkurang, menurut penyelidikan akibat retak pada beton kekakuan kolom dapat berkurang menjadi 33% sampai 75%. Karena dengan menganggap balok beton kaku tak terhitung, maka anggapan kekakuan struktur agak *overestimate*, oleh karena itu kekakuan kolom direduksi menjadi 33%⁶.

3.5.1 Kekakuan dinding pengisi bata merah

Dinding pengisi untuk suatu struktur secara teoritis dapat dilihat pada gambar 3.3. Gaya horisontal (F_j) yang bekerja pada dinding pengisi akan mengakibatkan simpangan (Δ). Pada rumus 3.3 diuraikan besar simpangan yang terjadi⁶.

⁶ Beca Carter Hollings and Ferner Ltd. (INDONESIAN EARTQUAKE STUDY) vol.7



Gambar 3.3 Gambar *Equivalent Diagonal Strut*

$$\Delta = \frac{F_j}{\cos \theta} \left(\frac{d}{w \cdot t} + \frac{1}{E_{bata}} + \frac{1}{\cos \theta} \right) \quad (3.3)$$

Lebar *Diagonal Strut* (w)

Menurut penyelidikan lebar *diagonal strut* tergantung pada besarnya perbandingan tinggi portal terhadap bentang panel atau perbandingan kekakuan rangka/kekakuan dinding. Tetapi untuk dinding yang dibuat dari batu-bata di Indonesia perbandingan beban terhadap beban runtuh dinding adalah sangat rendah, jadi harga λH (perbandingan kekakuan rangka/kekakuan dinding) dapat diambil sebesar 2, sehingga harga w dapat ditentukan dari tabel dibawah ini:

Tabel 3.1 Perbandingan nilai pada *infill wall*⁷

| | | | | |
|-----|------|------|------|------|
| L/H | 1,0 | 1,5 | 2,0 | 2,5 |
| w/d | 0,45 | 0,40 | 0,34 | 0,30 |

catatan : - nilai w/d dalam tabel tersebut ditentukan dari grafik

- w/d dinyatakan dengan β

dan pada saat terjadi sendi Plastis w bisa diambil $0.25 d^8$

Parameter lainnya yang diperlukan dalam perhitungan kekakuan dinding adalah “tebal efektif dinding”. Karena plesteran dan batu-bata mempunyai modulus elastisitas yang tidak sama, maka tebal efektif dari kedua bahan ini harus dihitung.

Dalam praktek tebal plesteran diambil sebesar 15% dari tebal tembok, sehingga tebal dinding efektif terhadap tebal dinding dapat dinyatakan sebagai berikut⁹ :

$$t + 0,15t * \frac{E \text{ plesteran}}{E \text{ bata}} = 3,25 t \approx 3t \quad (3.4)$$

⁷ Stafford Smith, B and Carter, “A Method of Analysis for Infilled Frame” Inst. of Civil Eng., 1969.

⁸ Paulay T, 1988, “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building”, The State of the Art in New Zealand.

⁹ Gideon Kusuma dkk, “Perencanaan Struktur Tahan Gempa Jenis A,B2,D”, 1984

Perubahan bentuk horisontal dari dinding akibat beban horisontal F_j selanjutnya dapat ditulis sebagai berikut:

$$\Delta = \frac{F_j}{\cos \theta} * \frac{d}{\beta d \times 3t} * \frac{1}{E \text{ bata}} * \frac{1}{\cos \theta} \quad (3.5)$$

karena $\cos \theta = L/D$ dan $d = \sqrt{(H^2 + L^2)}$

$$\text{jadi kekakuan dinding bata merah} = E \text{ bata} * \beta * 3t * \frac{L^2}{(H^2 + L^2)} \quad (3.6)$$

3.5.2 Kekakuan dinding Pengisi Batako

Dengan cara yang sama seperti digunakan pada penurunan rumus kekakuan untuk dinding pengisi bata merah, kecuali tebal efektif dinding diambil = t (karena tidak ada plesteran) maka kekakuan dinding pengisi batako adalah sebagai berikut:

$$E \text{ batako} * \beta * t * \frac{L^2}{(H^2 + L^2)} \quad (4.7)$$

3.5.3 Pola Keruntuhan /Knee Braced Frame

Bila suatu *infilled frame* dibebani dengan beban horisontal maka pada bagian dari dinding tersebut terlihat terpisah dari rangkanya (lihat gambar 3.6(a)). Bagian-bagian yang masih mempunyai bidang kontak dengan rangkanya terlihat dengan ujung-ujung *diagonal compression strut* (lihat

gambar 3.6(a)). Dengan perilaku seperti itu maka *infilled frame* (struktur rangka dengan dinding pengisi) dapat diidealisasikan sebagai rangka kosong dengan diagonal desak/*compression strut* (lihat gambar 3.6(b)). Apabila beban horisontal diperbesar maka beberapa *mode of failure* (pola keruntuhan) yang mungkin terjadi sebagai berikut ini.

1. Jika kekuatan rangka (*frame*) > kekuatan dinding (*infill*).

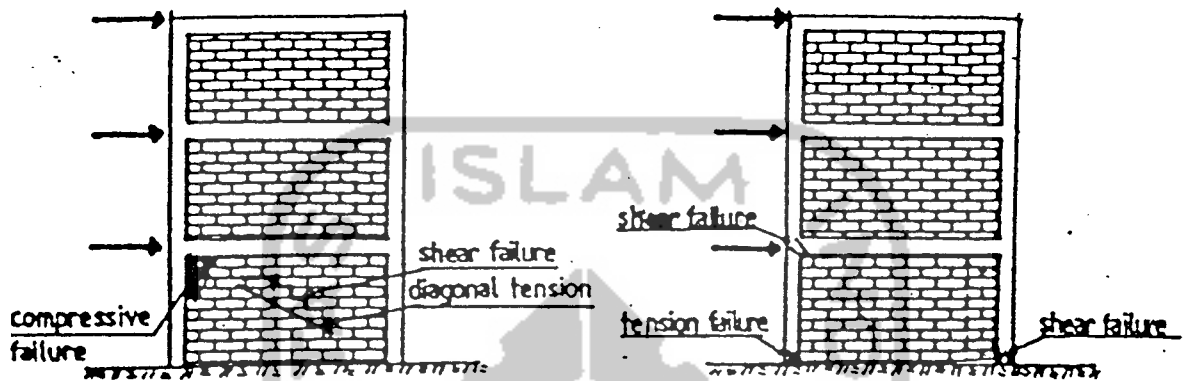
Pada keadaan ini pola keruntuhan yang terjadi adalah sebagai berikut:

- a. *diagonal tensile Cracking* (retak tarik diagonal) lihat gambar 3.4,
- b. *diagonal Shear Cracking* (retak geser diagonal) lihat gambar 3.4,
- c. *compressive Colapse* pada ujung-ujung sudut yang dibebani ter-
lihat pada gambar 3.4.

2. Jika kekuatan dinding (*infill*) > Kekuatan rangka (*frame*)

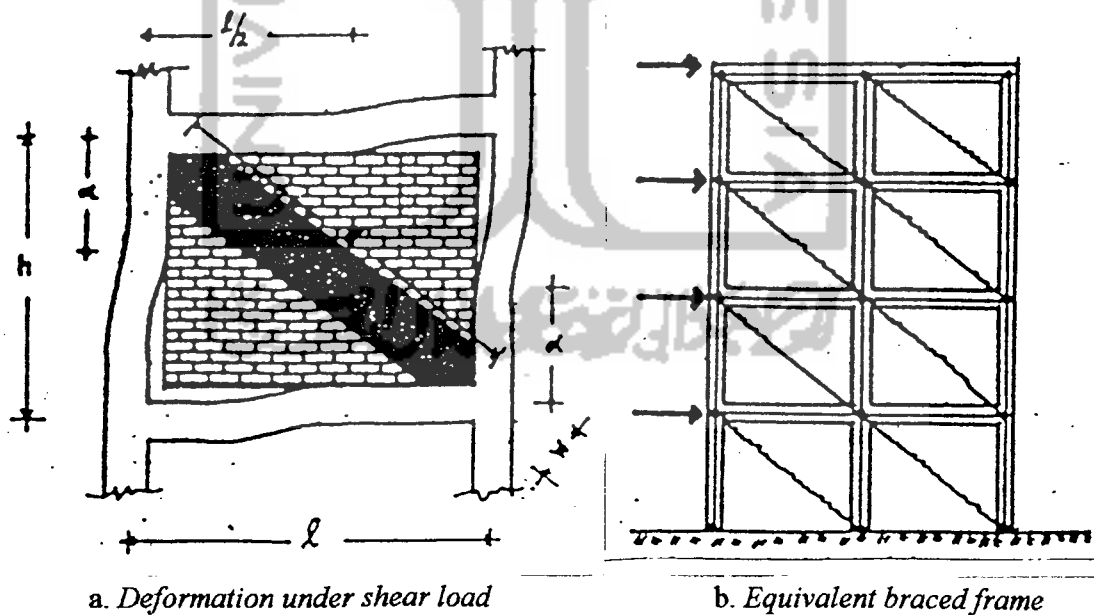
Untuk keadaan ini pola keruntuhan yang terjadi adalah sebagai berikut:

- a. keruntuhan tarik pada ujung bawah kolom tingkat dasar (lihat gambar 3.5),
- b. keruntuhan geser pada kolom atau pada balok dengan sambungannya terhadap kolom (lihat gambar 3.5),
- c. keruntuhan lentur atau geser masing-masing pada tengah kolom dan 1/4 tinggi kolom, akibat *knee braced frame concept for sliding shear failure* lihat gambar 3.7.



Gb. 3.4 Modes of Infill Frame

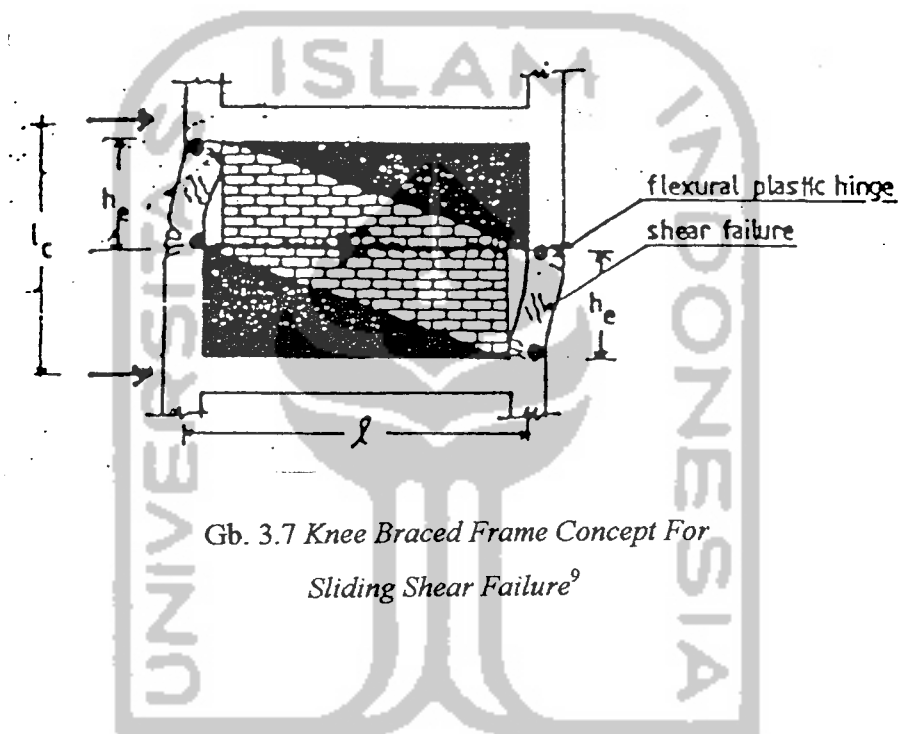
Gb. 3.5 Modes of frame failure



a. Deformation under shear load

b. Equivalent braced frame

Gb. 3.6 Infill Wall Concept



Gb. 3.7 Knee Braced Frame Concept For
Sliding Shear Failure⁹