

STUDI PENGAMANAN KOLOM TERHADAP KONSEP PERENCANAAN STRUKTUR TAHAN GEMPA DITINJAU DARI PERATURAN SKSNI T-15-1991-03 ACI '99 DAN USULAN MJN PRIESTLY

Sunardi¹

ABSTRACT

The development of anti-earthquake structure planning concept starts from planning structure based on force concept (forced based design), based on performance (performance based design) and develops the theory, which introduces and studies the anti-earthquake structure planning concept, which is based on movement (displacement - based), however, all of these element will return to the benefit principle of the building planning itself that is; instead giving safety value, the building construction also giving the safety for the users as well (user).

This research is wished could giving either information about the column safety as a result of earthquake toward the planning structure based on force concept (forced based design), based on performance (performance based design) or introducing the planning structure based on displacement (displacement based design).

The column safety as a result of earthquake is observed by the rule of SK. SNI T-15-1991-03 and the MJN Priestly's suggestion.

The result of this research is analyzing the rule, which is conducted in Indonesia that is SK.SNI.T-15-1991-03 and the MJN Priestly's suggestion, which is concluded as follows:

- A. *The development of anti-earthquake structure planning concept (vibration), need special care especially in Indonesia by notice the politic security and globalization situation.*
- B. *By noticing the rule of SNI, ACI'99 and the MJN Priestly's suggestion, there are 4 safety principles toward the column. The principles are as follows:*
 1. *The tips of columns along the (lo) must be confined.*
 2. *The column must be strong toward the friction failure (Vic) and stronger from elastic.*
 3. *The column must be safe toward lateral bending (Sh)*
 4. *Guaranteed structure by the philosophy "Strong column weak beam".*
- C. *Supporting the suggestion of Prof.Ir.Priyo Suprobo,MS.Ph.D and Ir. Faimun about the new approach suggestion for minimum confined requirement SK.SNI T-15-1991-03. At beam and column (1999). Lemlit ITS.*

Keywords: *forced based design, performance based design, displacement based design, anti-earthquake column safety, minimum confined requirement.*

¹ Pengajar Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Universitas Bhayangkara Surabaya

PENDAHULUAN

Kolom merupakan salah satu struktur utama untuk struktur bangunan tahan gempa selain balok dalam perencanaannya bahwa kolom diharapkan tidak terjadi sendi plastis terlebih dahulu sebelum balok istilah (*"strong column weak beam"*) kekakuan kolom sangat diharapkan sambil menahan responsi akibat gempa, sehingga keamanan dan keselamatan pengguna bangunan lebih diutamakan. Oleh karena itu pengamanan struktur kolom harus mendapat perhatian serius sesuai dengan perkembangan zaman.

Penelitian ini membahas dan menganalisa Pengamanan Struktur Kolom Tahan Gempa Terhadap Peraturan SK.SNI T-15-1991-03 Dan Usulan MJN Priestly dengan memperhatikan Konsep Perencanaan Struktur Tahan gempa yang berkembang serta bertujuan :

- a. Mengetahui parameter/ membandingkan/menggunakan Peraturan SK. SNI T-15-1991-03 dan usulan MJN Priestly.
- b. Mengevaluasi peraturan SK. SNI-15-1991-03 dan usulan MJN priestly.
- c. Mengevaluasi peraturan SK-SNI T-15-03 terhadap perkembangan situasi di Indonesia.
- d. Memberikan informasi terhadap perkembangan konsep Perencanaan Struktur Tahan Gempa.
- e. Untuk mendapat saran dan kritik atau masukan bagi penulis demi perbaikan berikutnya.

LANDASAN PUSTAKA

Konsep Force Based Design

Konsep berbasis gaya/strength (forced based design) yaitu suatu konsep perencanaan struktur tahan gempa berdasarkan pada besaran demand dan capacity berpedoman pada :

$$\text{Capacity} \geq \text{Demand} \dots\dots\dots (1)$$

Dimana :

Capacity = Kapasitas

Kapasitas struktur secara keseluruhan yang bergantung kepada kekuatan dan kapasitas deformasi dari tiap komponen struktur.

Deman = Tuntutan gaya gempa

Gambaran pola perpindahan horizontal yang kompleks yang dihasilkan dari pergerakan tanah selama gempa bumi yang berubah-ubah tiap waktunya.

Pendekatan ini mengandalkan kekuatan, kekakuan dan daktilitas struktur. Metode desain kapasitas merupakan implementasi praktis dari konsep ini.

Konsep force based design direncanakan dengan mengetahui periode getar alami struktur massa gedung/bangunan dan percepatan getaran gempa, sehingga dapat menghasilkan gaya gempa. Dan dilanjutkan perhitungan analisa struktur teori linier untuk mendapatkan gaya-gaya aksial (P), gaya lintang (V) dan momen (M), sedangkan Design Kapasitas komponen struktur dapat dihitung dengan memperhatikan perilaku non-linier seperti leleh, tekuk local (local buckling) dan tekuk kolom (coloum buclling).

Konsep Performance Based Design

Konsep performance based design merupakan suatu metodologi dimana criteria struktur dinyatakan dalam persyaratan untuk mencapai suatu performance atau sasaran daya guna dengan memperhatikan kerugian material bangunan, keamanan penghuni dan fungsi bangunan pasca gempa serta menetapkan performance level atau tingkat kerusakan maksimum yang masih diijinkan adanya deformasi dari gedung tersebut.

Performance level diukur dari gerakan tanah (seismic ground motious) dapat dibagi dalam klasifikasi sebagai berikut :

- Fully Operational
Fasilitas masih dapat terus digunakan dengan kerusakan yang dapat diabaikan.
- Operational
Fasilitas masih dapat terus digunakan dengan kerusakan dan tidak berjalannya fasilitas yang beban utama dalam jumlah kecil.
- Life Safe
Keselamatan hidup diutamakan sedangkan kerusakan bangunan terjadi sebagian besar.
- Near Collapse.
Keruntuhan bangunan dicegah, keselamatan hidup terancam dan kerusakan bangunan parah.

Adapun analisa struktur dapat dilakukan dengan analisa struktur non-linier adalah analisa static-non-linier atau analisa dinamik non-linier akibat gempa static equivalent yang dinilainya berangsur-angsur ditingkatkan secara proporsional sampai mencapai performance level tertentu (mekanisme diambang batas keruntuhan), sedangkan untuk analisa dinamik-nonlinier dapat dilakukan analisa riwayat waktu dengan beban gempa berupa input akselerogram yang diangkakan.

Proses pendetailan kapasitas komponen-komponen struktur dapat dilakukan.

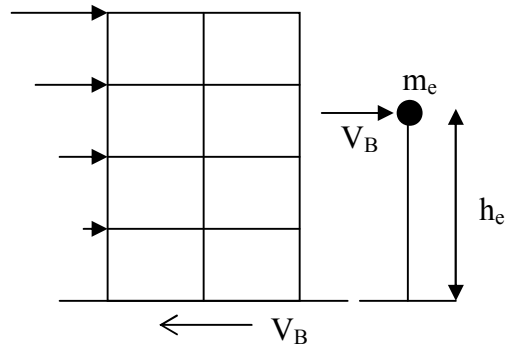
Displacement Based Design.

Displacement based design pengembangan dari performance based design yang diprakarsai oleh MJN Priestthey, Calvi dan Kowalsky, dapat digambarkan sebagai berikut :

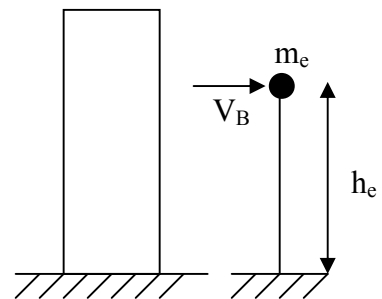
Struktur rangka bertingkat yang berderajat kebebasan banyak (Multi degree of freedom-MDOF) atau struktur dinding yang berderajat kebebasan tak terhingga disederhanakan menjadi struktur berderajat satu (single degree of freedom – SDOF).

Pemodelan pendekatan struktur MDOF menjadi SPOF ini didasarkan pada

“Subtitute Struktur yang dikembangkan oleh skibata dan Sozen. (1976).



a. Struktur Rangka



b. Struktur dinding

Gambar 1. Pemodelan MDOF ke SDOF

Performance level dapat digambarkan sebagai tingkat deformasi in elastis dari struktur adanya batasan desain (Design limit states) dibagi dalam 3 kriteria yaitu :

- Serviceability limi state
Batasan dimana struktur tidak terpengaruh oleh gerakan gempa mulai terjadi retak pada beton dan tulangan leleh masih dapat diterima dengan keadaan tidak perlu diperbaiki.

- Damage Control Limit
Batasan dimana kerusakan yang dapat diperbaiki terjadi pada struktur, seperti spoling selimut beton dan crack pada daerah sendi plastis.
- Survial Limit State
Batasan dimana, saat gempa kuat terjadi kerusakan parah pada struktur terjadi keruntuhan tetapi kehilangan nyawa dapat dihindari.

Takim Andriano dan Wong Fuek Tjong
"APLIKASI KONSEP BERBASIS PERINDAHAN PADA PERENCANAAN STRUKTUR BETON BERTULANG".

FTSP Universitas Kristen Petra Surabaya.

Pada konsep berbasis perpindahan, perencanaan struktur didasarkan pada target perpindahan inelastic maksimum tertentu. Berdasarkan target perpindahan tersebut diperoleh gaya gempa rencana dan dilanjutkan dengan pendetailan struktur, diharapkan perpindahan yang terjadi sesuai dengan target perpindahan maksimum yang direncanakan, sehingga kerusakan structural maupun non- structural dapat dikontrol. Kekakuan yang digunakan adalah "equivalen second stiffness" pada perpindahan maksimum. Disipasi energi hysteretic diwakili oleh redaman viscous equivalent. Besarnya target perpindahan dipengaruhi oleh factor keutamaan struktur, syarat pendetailan, factor ekonomis dan peraturan di Indonesia (SK SNI T-15-1991-03).

Persamaan perpindahan rencana untuk struktur rangka menurut Priestley (1,2,3) sebagai berikut :

$$A_i = \phi_d \cdot h_i \dots\dots\dots (2)$$

untuk $n \geq 4$

$$A_i = \phi_d \cdot H_i (1 - (0,5(n-4)h_i/16h_n) \dots\dots\dots (3)$$

untuk $4 \leq n < 20$

$$A_i = \phi_d \cdot H_i (1 - (0,5(n-4)h_i/h_n) \dots\dots\dots (4)$$

untuk $4 \geq 20$

Dimana :

- A_i = simpangan tingkat ke - i
- n = jumlah tingkat
- ϕ_d = rotasi pada dasar bangunan
- h_i = tinggi lantai ke-i

Setelah profil perpindahan rencana diperoleh, maka selanjutnya perpindahan rencana atau target perpindahan (Δ_d) untuk Sistem SDOF diperoleh persamaan : dari gambar diatas didapat :

$$\Delta_d = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \dots\dots\dots (5)$$

Prof. Ir. Rohmad Purwono M.Sc.Ph.D
"Referensi Perkuliahan Institut Teknologi 10 Nopember Surabaya(ITS)" T.A. 2001/2002.

Displacement Based Seismic Design (DBSD) secara umum berpedoman pada beberapa penyederhanaan konsep dasar yang dapat diinformasikan oleh beliau dan dapat diproporsikan sebagai berikut :

1. Design diawali dengan penetapan "Performance" yang diinginkan (Δ_d).
2. Penentuan Δ terkait dengan nilai ϕ yang selanjutnya dibatasi oleh ϵ_{cm} dan ϵ_{sm} performance yang boleh terjadi.
3. Akibat point 2 ini Pedoman Struktur (ξ) tidak lagi sama dengan 5%, tetapi harus disesuaikan dengan tingkat deformasi in elastis atau daktilitas struktur (π_s), maka perlu ditentukan Pedoman Struktur (ξ) dapat dilihat pada lampiran Gambar 4 grafik c).
4. Akibat point 2 dan 3, maka natural periode awal, T_i , harus di koreksi pada lampiran Gambar 4 grafik (d), sehingga dengan memperhatikan persamaan $T_e > T_i$, jadi T dan ξ tidak seperti pada konsep FBSD.
5. Dikenalkan kekakuan efektif struktur K_e , menggantikan kekakuan bilinear yakni K_i dan iK_L sehingga :

$$K_e = \frac{Fu}{\Delta_d} \dots\dots\dots (6)$$

$$V_B = Fu = Ke.\Delta d$$

dimana dapat dilihat pada lampiran Gambar 4 grafik (b).

- Analisa Struktur (elastis) oleh beban V_b maupun WD dan WC dipakai kekakuan elemen-elemen struktur yang dikoreksi seperti pada lampiran gambar 5 (a).

Prof.Ir.Priyo Suprobo MS.Ph.D dan Ir. Faimun "Studi syarat Pengkangan Minimum SK SNI F-15-1991-03 pada Balok Dan Beton". 1999 ITS Surabaya.

Syarat Pengkangan Menurut ACI 318-95

SYARAT PENGEKANGAN MENURUT ACI 318-95

Didalam ACI 318-95, persyaratan pengkangan terdapat pada pasal 21.4-4 mengenai tulangan transversal, dimana aturan ini digunakan untuk memberikan batasan cukup terhadap pengkangan dan kekuatan lateral untuk tulangan.

- Rasio volumetric spiral atau tulangan sirkular ρ_r tidak boleh kurang dari $\rho_r, 0,12 f_c' / f_{yh}$ dan tidak bias kurang dari $\rho_s = 0,45(A_g / A_c - 1)f_c' / f_y$
- Total luas tulangan sengkang persegi tidak boleh kurang dari $A_{sh} = 0,3(sh_c' / f_{yh}) / (A_g / A_{ch}) - 1 / A_{sh} = 0,09sh.f_c' / f_{sh}$
- Tulangan sengkang dapat berupa tulangan tunggal atau hoops overlapping. Tulangan melintang dengan ukuran dan spasi sebagai hoop, dapat digunakan. Setiap ujung tulangan lintang tersebut dapat disangkutkan pada sekeliling tulangan longitudinal. Crossties yang bertalian dapat dijadikan alternatif bagian ujung tulangan longitudinal.
- Jika kekuatan desain beton cor memenuhi persyaratan kombinasi

pembebanan yang ditetapkan, termasuk efek gempa, persamaan pada butir 1 tidak perlu dipenuhi.

- Tulangan transversal sebaiknya memiliki jarak tidak kurang dari (a) seperempat dimensi bagian yang terkecil ,(b)100 mm.
- Cros ties atau kaki-kaki overlapping hoop sebaiknya memiliki spasi tidak kurang dari 350 mm tegak lurus terhadap pusat sumbu longitudinal bagian struktur.
- Tulangan transversal yang memenuhi persyaratan yang telah disebutkan pada butir satu hingga enam, sebaiknya disediakan lebih dari panjang l_o dari setiap muka sambungan dan disetiap sisi-sisi bagian dimana leleh akibat lentur seringkali terjadi sehubungan dengan perpindahan inelastic rangka. Panjang l_o sebaiknya tidak kurang dari (a) panjang bagian dimuka sambungan atau pada bagian dimana leleh akibat lentur seringkali terjadi, (b) seperenam bentang bersih, (c) 500 mm.
- Kolom menanggung bagian struktur kaku yang diskonyu, seperti dinding, dapat didesain dengan batasan butir satu hingg enam diatas, termasuk berat dibawah level dimana terjadi diskontinuitas, jika factor kuat tekan aksial pada bagian ini berhubungan dengan efek gempa, melebihi $(A_g f_c' / 10)$. Tulangan transversal seperti seperti yang diatur dalam butir enam diatas dapat penyauran dari tulangan longitudinal yang terbesar di kolom, sesuai dengan pasal 21.5.4 Jika pangkal kolom yang berbatasan dengan dinding, mendapat tulangan transversal sesuai dengan persyaratan sesuai dengan persyaratan butir satu hingga enam diatas dapat diberikan pada dinding untuk sekurang-kurangnya panjang penyaluran kolom pada titik batas. Jika kolom berbatasan dengan lantai, tulangan transversal yang disyaratkan

pada butir satu hingga enam dapat diberikan sekurang-kurangnya 300 mm kedalam kaki atau lantai.

9. Apabila persyaratan butir satu hingga enam diatas tidak terpengaruhi, seluruh panjang kolom, sisa panjang kolom sebaiknya berisi sengkang spiral atau hoop dengan spasi antara pusat ke pusat tidak kurang dari enam kali diameter tulangan longitudinal kolom atau 150 mm.

SYARAT PENGEKANGAN MENURUT SK SNI 1991

Pada pasal 3.14.3 mengenai komponen lentur dari rangka yang mempunyai tingkat daktilitas 3, ayat 3 butir 2 untuk tulangan transversal, di dalam Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, SK SNI 1991 tertulis sebagai berikut :

Sengkang tertutup yang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm diukur dari sisi muka suatu komponen struktur pendukung. Spasi maksimum dari sengkang tersebut tidak boleh melebihi (a) $d/4$, (b) delapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil, (c) 24 kali diameter batang sengkang, (d) 200 mm, dan (e) $1600 f_y A_{s,1} / [(A_{s,a} + A_{s,b}) f_y]$

dimana :

- $A_{s,1}$ = luas satu kaki dari tulangan transversal, mm^2
 $A_{s,a}$ = luas tulangan longitudinal atas, mm^2

- $A_{s,b}$ = luas tulangan longitudinal bawah, mm^2
 f_y = kuat leleh tulangan longitudinal, Mpa.

ANALISA DAN PEMBAHASAN

- a. Perkembangan konsep dan inovasi perencanaan perhitungan gaya akibat gempa sangat diperlukan seiring dengan kemajuan teknologi dan situasi dinamika masyarakat global diharapkan teknologi teknik sipil bersinergi dengan kondisi ekonomi, politik dan yang berkaitan dengan perkembangan teknik sipil. Perencanaan struktur tahan gempa khususnya bangunan gedung tingkat tinggi tidak lepas dan tidak boleh mengabaikan dengan peraturan-peraturan yang telah ada dan peraturan-peraturan itu sendiri harus selalu berkembang mengikuti perubahan-perubahan atau fenomena-fenomena dinamika didalam masyarakat, oleh karena itu pengamanan terhadap struktur beton bertulang tahan gempa, harus mendapat perhatian yang serius khususnya dalam penelitian ini adalah membahas tentang pengamanan terhadap struktur kolom terhadap beberapa peraturan-peraturan SNI, ACI '99 dan usulan MJN Priestly.
- b. Persyaratan Confinement Kolom diharapkan Full ductile menurut SNI, ACI '99 dan MJN. Priestly sebagai berikut :

Tabel 1. Persyaratan Confinement Kolom menurut SNI, ACI '99 dan MJN. Priestly

| SNI T-15 1991-03 | ACI'99 | MJN Priesthly |
|--|--|---|
| <p>Bab 3.14.4(2) S ≤ 1/4 dimensi terkecil</p> <p>≤ 8 Ø tulangan longitudinal</p> <p>≤ 100 m</p> <p>Bab 3.14.4 (4) Lo ≥ tinggi komponen Bila, Nuk ≤ 0,3 Ag.fc' ≥ 1/2 tinggi komponen</p> <p>bila, Nuk ≥ 0,3 Ag.fc' ≥ 1/4 hm ≥ 450</p> | <p>Crafter 21.4.4.1 (1) ρs ≥ 0,12 fc'/f1h</p> <p>(2) Ash = 0,3 $\left[Shc \frac{fc'}{fyh} \right] x \left[\left(\frac{Ag}{Ach} \right) - 1 \right]$ $Ash = 0,09 Shc \frac{fc'}{fyh}$</p> <p>Crafter 21.4.4.2 S ≤ 1/4 dimensi minimum ≤ 100 mm</p> <p>Crafter 21.4.4.4 lo ≥ d kolom ≥ 1/6 hm ≥ 500 mm</p> | <p>Section 3.6.1 (a)</p> $\frac{Ash}{sh.h'} = k \frac{fc' Ag}{fyh Ac}$ $\left(\frac{Pu}{fc' Ag} - 0,08 \right)$ <p>Section 3.6.4.(3) Sh ≤ bc/3 ≤ hc/3 ≤ 6 db ≤ 180 mm</p> <p>Section 4.6.11 (j) lo ≥ dimensi terbesar (h)</p> <p>bila Pe < 0,3 fc'Ag ≥ 1,5 h bila Pe > 0,3 fc'Ag ≥ 2 h</p> <p>bila Pe > 0,6 fc'Ag</p> |

- c. Selain memperhatikan point b, maka ada 4 pokok pengaman capacity design khususnya pada struktur kolom adalah sebagai berikut :

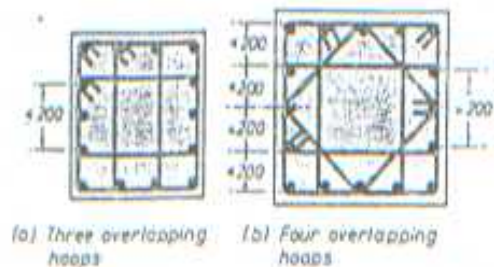
1. Ujung-ujung kolom sepanjang lo harus di confined akibat adanya efek beban biaksial dan respons dinamis.
2. Kolom harus aman terhadap kegagalan geser dan harus lebih kuat dari lentur dengan persamaan:

$$Vic \geq \frac{1,5 Mic}{\phi \ln} \left(b \frac{\sum Mob}{\phi \ln} \right)$$

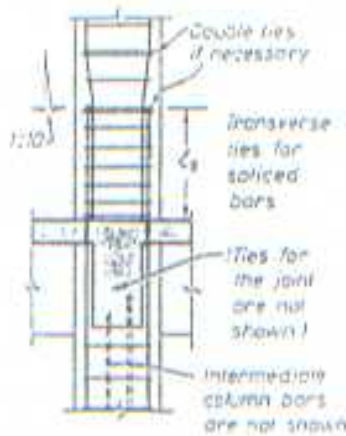
3. Kolom harus aman terhadap tekuk lateral, sehingga tulangan memanjang harus confined sesuai dengan perhitungan yang telah ditentukan pada point b.

4. Dijaimn strong coloum weale beams dengan memperhatikan persamaan :

$$\sum Me \geq \frac{6}{5} \sum Mg$$



Gambar 2 . Detailing pengekanan kolom



Gambar 3 . Detailing Lappet splices kolom

- d. Usulan persyaratan pengekangan oleh Prof.Ir. Priyo Suprobo,MS.Ph.D dan Ir. Faimun, setelah memperhatikan penilaian untuk mencapai daktilitas optimal, ada beberapa hal yang penting adalah :
1. Derajat pengekangannya, yang dinyatakan dalam indeks pengekangan ρ_h , dimana merupakan perbandingan antara volume sengkang terhadap beton yang dilingkupinya.
 2. Level gaya detail yang diterima kolom, yang dinyatakan dengan besarnya gaya dibagi dengan kapasitas penampang tanpa tulangan $A_g f_c'$.
 3. Mutu beton yang dipakai f_c' .
 4. Mutu baja tulangan sengkang f_{yh} , maka diusulkan besarnya pengekangan tersebut menjadi :

$$Ash = \alpha \left\{ 1 + 13 \left(\frac{P}{Po} \right)^5 \right\} \frac{(\Phi o)^{1,15}}{29} Ashc$$

dan

$$Ash, c = 0,3Shc \left(\frac{Ag}{Ac} \right) \frac{fc'}{fy} \text{ untuk } \alpha = 2,7$$

dimana :

Ash = luas kaki sengkang

Φo = daktilitas-kurvatur

P = gaya aksial yang bekerja

Po = Kapasitas kolom tanpa tulangan ($A_g f_c'$)

KESIMPULAN DAN SARAN

Kesimpulan :

1. Perkembangan konsep perencanaan struktur tahan gempa (getaran), perlu mendapat perhatian khususnya di Indonesia dengan memperhatikan situasi keamanan politik dan globalisasi.
2. Dengan memperhatikan peraturan SNI,ACI'99 dan usulan MJN Priestly, ada 4 pokok pengamanan terhadap kolom sebagai berikut :
 - a. Ujung-ujung kolom sepanjang (l_0) harus di confined.
 - b. Kolom harus kuat terhadap kegagalan geser (Vic) dan lebih kuat dari lentur.
 - c. Kolom harus aman terhadap tekuk lateral (Sh)
 - d. Dijamin struktur dengan filosofi "Strong column weak beam".
3. Mendukung usulan Prof.Ir.Priyo Suprobo,MS.Ph.D dan Ir. Faimun tentang usulan pendekatan baru untuk syarat pengekangan minimum SK.SNI T-15-1991-03. pada balok dan kolom (1999). Lemlit ITS.

Saran :

1. Dengan memperhatikan situasi kondisi keamanan stabilitas politik Indonesia dan saran Prof.Ir.Priyo Suprobo,MS,Ph.D dan Ir. Faimun , persyaratan SNI terlalu konservatif adanya pengekangan terhadap kolom adanya penataan tulangan longitudinal dan penataan sengkang yang perlu ditinjau kembali.
2. Akibat situasi kondisi keamanan dan politik di Indonesia perlu dilakukan penelitian tentang parameter daktilitas

struktur beton akibat ledakan (blasting) yaitu untuk mengetahui sejauh mana kapasitas struktur bangunan akibat ledakan (blasting)

DAFTAR PUSTAKA

Priestly, MJN, 1998 "Displacement Based Approaches to Rational Limit States Design of New Struktur" Keynot Addres, Prac 11 European conf. Earthquake Engineering, Paris.

Priestly, MJN.2000,"Performance Based Seismic Design," Prac. Word Conference on Earthquake Engineering,fp.325-344.

Priestly.MJN, and Kowalsky, MJN, Dec 2000, " Direct Displacement-Based Seismic Design of oncrete Buildings, Bulletin of New Zealand Society for Earthquake Engineering vol 33.no.4,pp. 421-444.

T. Paulay dan MJN Priestley, " Seismic Design of seinfocused concrete and masonry Buildings.

Prof.Ir. Rahmad Purwono,M.Sc,Ph.D " Defenrensi perilaku struktur daktilitas beton bertulang "TA. 2001/2002. Inttitut Teknologi 10 Nopember Surabaya (ITS)

Prof.Ir.Priyo Suprobo,MS.PhD dan Ir. Faimun 1999,"Studi syarat pengekangan minimum SK SNI-T15-1991-03 pada balok dan kolom, lembaga penelitian Institut Teknologi 10 Nopember Surabaya (ITS).

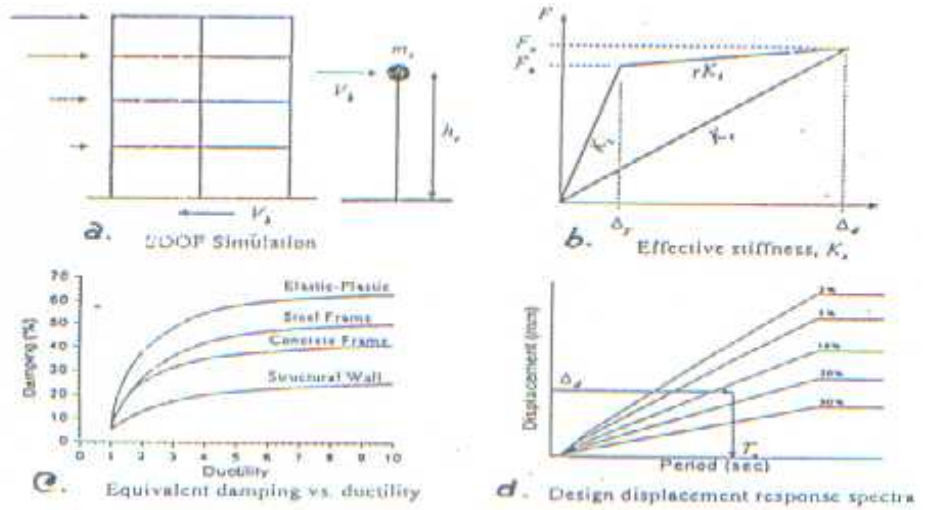
Takim Andriono dan Wong Foek Tjong," Aplikasi Konsep Berbasis Perpindahan Pada Perencanaan Struktur Beton Bertulang" Jurusan Teknik Sipil, Universitas Kristen Petra Surabaya, Seminar HAKI" Preparing For The Future"

Hendrik Tamaka,"Analisa Perbandingan Perencanaan Struktur Dual-System dengan Stalik Non Linier dan Dinamik Non-Linier" Skripsi 2003, Institut Teknologi 10 Nopember (ITS).

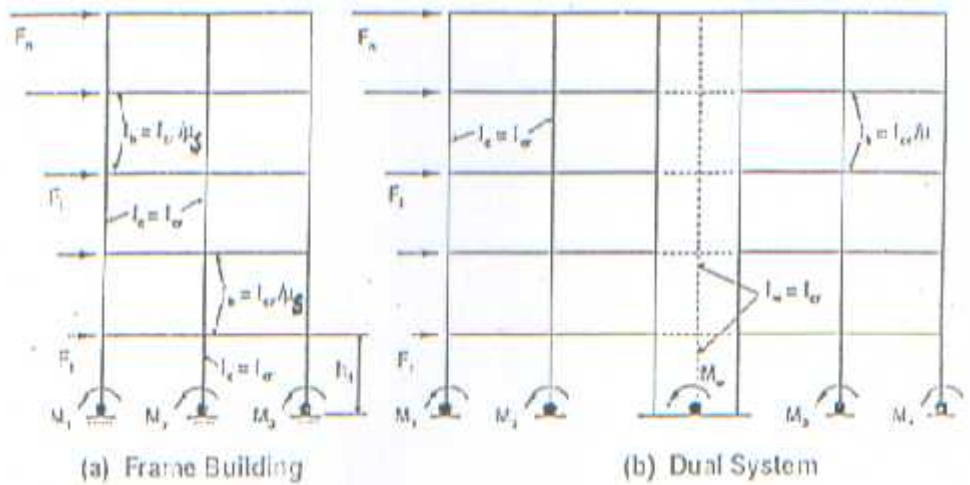
SK-SNI 1991 " Tata Cara Perhitungan Beton Struktur untuk Bangunan Gedung SKSNI T-15-1991-03", Lembaga Penelitian masalah bangunan, Dep. Pekerjaan Umum, Bandung 181.

Seminar on "The Latest Issues on Performance-Based SEISMIC DESIGN, Petra Christian University Surabaya, February 10,2001.

LAMPIRAN



Gambar 4. Fundamentals of Direct Displacement – Based Design



Gambar 5. Member Stiffness for Substitute Structure Analyses