

## **BAB 5**

### **ANALISIS NONLINEAR**

#### **5.1 Pengantar**

Analisis nonlinear yang dilakukan di dalam penelitian ini dibagi menjadi dua bagian, yaitu analisis statik nonlinear, atau yang sering disebut dengan analisis *pushover*, dan *incremental dynamic analysis (IDA)*. Kedua analisis ini dilakukan untuk memperoleh data respons dan kapasitas gedung-gedung yang telah didesain pada Bab 4. Selain itu, keduanya juga diperlukan untuk melakukan evaluasi reliabilitas struktur yang dijelaskan pada Bab 6.

Bab ini berisi penjelasan mengenai konsep pemodelan, metodologi, dan parameter-parameter yang digunakan di dalam kedua analisis yang disebutkan di atas. Kriteria-kriteria kegagalan atau keruntuhan yang digunakan di dalam analisis juga dibahas. Selain itu, perbandingan antara hasil analisis nonlinear gedung-gedung yang didesain dengan metode konvensional dan *PBPD* juga ditampilkan dan dibahas pada bab ini.

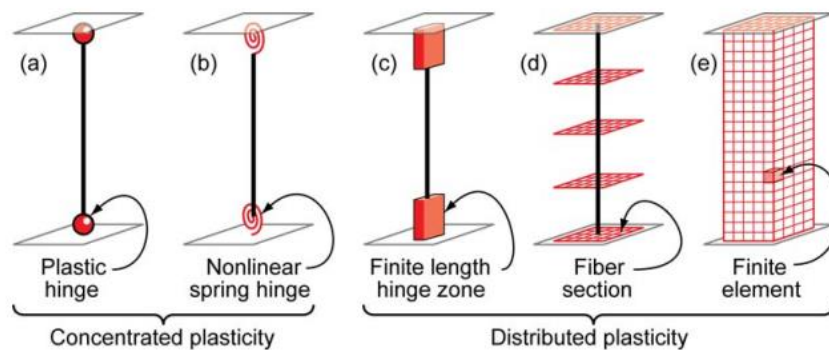
Seperti yang telah disebutkan pada Subbab 3.5.2, Sedgh, dkk. (2022) menyatakan bahwa *gravity frames* yang tidak dimodelkan atau diperhitungkan kontribusinya dapat berdampak negatif terhadap kapasitas geser dinding. Metode paling rasional untuk memperhitungkan kontribusi *gravity frames* adalah dengan memodelkannya secara langsung. Oleh sebab itu, semua analisis nonlinear yang dilakukan di dalam penelitian ini didasarkan model-model tiga dimensi yang mengikutsertakan elemen balok dan kolom *gravity frames*, serta pelat lantai.

Seperti yang telah dibahas pada Bab 4, balok dan kolom *gravity frames* direncanakan untuk memenuhi ketentuan *detailing* rangka pemikul momen khusus. Hal ini membuat balok dan kolom *gravity frames* dapat dimodelkan dengan cara yang sama seperti balok dan kolom sistem penahan gaya lateral. Dengan demikian, tidak terdapat perbedaan konsep pemodelan nonlinear di antara keduanya.

## 5.2 Pemodelan Elemen

### 5.2.1 Pemodelan Elemen *Frame* atau *Beam-Column*

Elemen *frame* atau *beam-column* yang mempertimbangkan perilaku nonlinear material dapat dimodelkan dengan menggunakan pendekatan atau idealisasi seperti pada gambar berikut.



**Gambar 5.1** Idealisasi Model Elemen *Frame* atau *Beam-Column* (Deierlein, Reinhorn, dan Willford, 2010)

Pada penelitian ini, balok dan kolom rangka pemikul momen masing-masing dimodelkan dengan menggunakan elemen pada Gambar 5.1(b) dan 5.1(c).

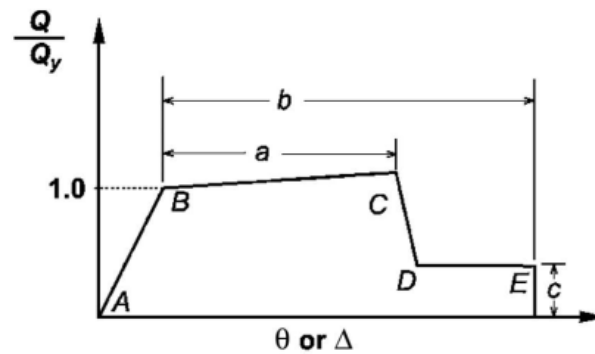
Elemen balok dimodelkan dengan menggunakan konsep *concentrated plasticity* seperti yang terlihat pada Gambar 5.1(b) karena perilaku nonlinear balok

didominasi oleh momen lentur terhadap sumbu kuatnya. Hal ini membuat perilaku nonlinear balok cukup dimodelkan dengan pegas nonlinear (*nonlinear spring*). Pegas ini diletakkan di kedua ujung balok karena, pada balok rangka pemikul momen yang memikul gaya lateral, momen maksimum terletak di lokasi tersebut.

Elemen kolom dimodelkan dengan menggunakan konsep *distributed plasticity* seperti yang terlihat pada Gambar 5.1(c) karena perilaku nonlinear kolom didominasi oleh interaksi antara gaya aksial dan momen lenturnya. Elemen *fiber* pada konsep *distributed plasticity* dapat memperhitungkan perilaku nonlinear interaksi tersebut secara langsung berdasarkan *first principles* atau prinsip dasar mekanika, seperti hubungan konstitutif material (NIST, 2017a). Elemen *fiber* hanya dimodelkan pada zona sendi plastis (*finite length hinge zone*) karena, pada kolom rangka pemikul momen yang memikul gaya lateral, deformasi inelastis maksimum akibat interaksi *P-M* terjadi di lokasi tersebut.

### 5.2.2 Pemodelan Elemen Balok

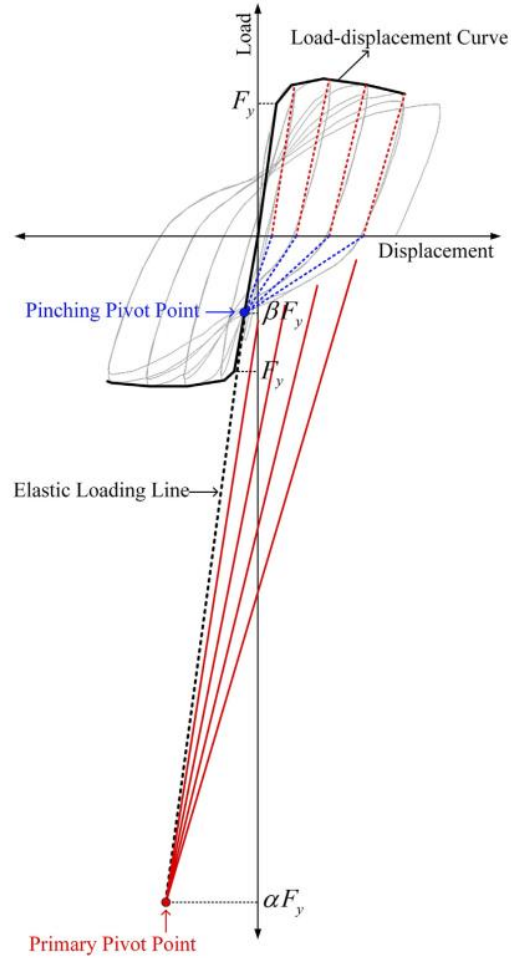
Pegas rotasi nonlinear yang digunakan pada elemen *frame* di Gambar 5.1(b) membutuhkan hubungan konstitutif dalam bentuk momen-rotasi. Pada penelitian ini, hubungan tersebut ditentukan dengan menggunakan Gambar 5.2 di bawah dan ASCE 41-17 Table 10-7. Pemodelan perilaku nonlinear balok beton bertulang berdasarkan tabel tersebut tersedia pada program komputer ETABS. Pengguna hanya tinggal mengisi formulir atau menu isian berdasarkan data desain tulangan dan gaya geser balok.



**Gambar 5.2** Diagram Hubungan Beban-Deformasi Elemen Beton Bertulang (ASCE, 2017)

Meskipun penampang balok beton bertulang yang sesungguhnya berbentuk T dan L, elemen balok dimodelkan dengan penampang segi empat yang kekakuan lenturnya diperbesar seperti yang dijelaskan pada Subbab 4.1.5. *Stiffness modifiers* balok yang digunakan pada analisis statik linear di Bab 4 juga digunakan pada analisis nonlinear. Hal ini disebabkan oleh perilaku nonlinear balok yang terkonsentrasi pada pegas rotasi nonlinearnya saja. Selain itu, meskipun balok dimodelkan dengan penampang segi empat, luas tulangan tepi atas balok tetap memperhitungkan luas tulangan pelat lantai pada lebar efektif balok seperti yang dijelaskan pada proses desain di Bab 4.

Pada kasus pembebanan siklik, seperti yang terjadi di dalam analisis dinamik, perilaku pegas nonlinear yang digunakan perlu dilengkapi dengan model histeresis yang mengatur perilaku *loading* dan *unloading* balok beton bertulang. Pada penelitian ini, model histeresis yang digunakan adalah model *Pivot* (Dowell, Seible, dan Wilson, 1998). Ilustrasi model ini dapat dilihat pada Gambar 5.3 di bawah. Model ini tersedia pada program komputer *ETABS*. Pengguna hanya perlu mengisikan nilai parameter  $\alpha$  dan  $\beta$ , seperti yang terlihat pada Gambar 5.3, untuk kondisi pembebanan positif dan negatif ke dalam formulir atau menu isian.



**Gambar 5.3** Model Histeresis *Pivot* (Ling, Mogili, dan Hwang, 2022)

Pada penelitian ini, parameter  $\alpha$  dan  $\beta$  ditentukan dengan menggunakan dua persamaan yang diusulkan oleh Ling, Mogili, dan Hwang (2022) berikut.

$$\alpha = 0.30 \times \left( \frac{N}{A_g f'_c} \right)^{-2.8} \times \left( \frac{\rho_l f_{yl}}{f'_c} \right)^{1.0} \times \left( \frac{\rho_{sh} f_{yt}}{f'_c} \right)^{0.65} + 2.20 \leq 10 \quad (5.1)$$

$$\beta = 0.62 \times \left( \frac{N}{A_g f'_c} \right)^{0.10} \times \left( \frac{\rho_l f_{yl}}{f'_c} \right)^{0.10} \times \left( \frac{\rho_{sh} f_{yt}}{f'_c} \right)^{-0.15} \leq 1 \quad (5.2)$$

dengan  $N$  adalah gaya aksial tekan,  $A_g$  adalah luas penampang,  $f'_c$  adalah kuat tekan beton,  $f_{yl}$  dan  $f_{yt}$  masing-masing adalah tegangan leleh tulangan longitudinal dan transversal/geser, dan  $\rho_l$  dan  $\rho_{sh}$  masing-masing adalah rasio tulangan longitudinal dan transversal (sengkang).

Meskipun gaya aksial balok pada umumnya dapat diabaikan, Persamaan 5.1 dan 5.2 tetap membutuhkan variabel  $N$  yang nilainya tidak sama dengan nol. Oleh sebab itu, pada gedung yang didesain dengan metode *PBPD*, gaya aksial balok diasumsikan bernilai sebesar  $0,01A_g f_c'$ . Sementara itu, pada gedung yang didesain dengan metode konvensional, gaya aksial balok diperoleh dari analisis statik linear seperti pada Bab 4 yang pelat lantainya dimodelkan sebagai diafragma *semi-rigid*. Hal ini perlu dilakukan karena, pada model yang menggunakan diafragma *rigid*, semua balok bergerak bersama dengan pelat lantai sebagai *rigid body* sehingga gaya aksialnya bernilai nol.

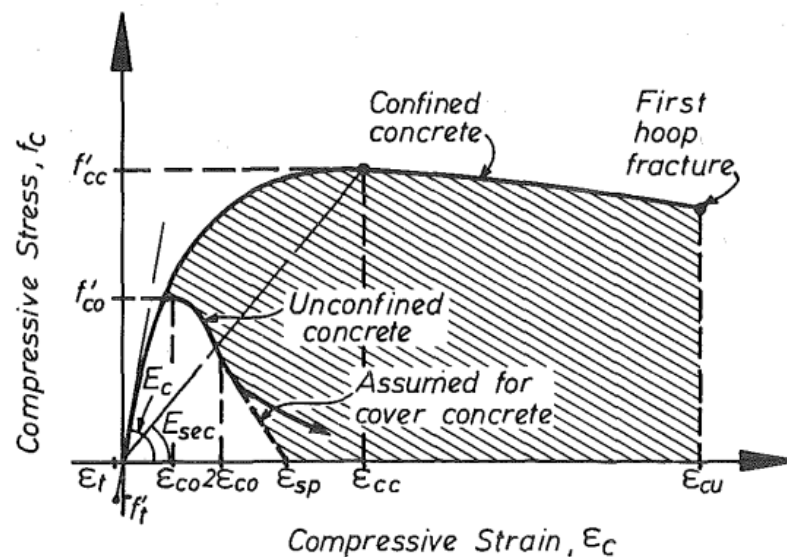
Pelat lantai dengan diafragma *semi-rigid* harus dimodelkan sebagai elemen *shell* yang di-*mesh*. Pada penelitian ini, *mesh* yang digunakan adalah persegi dengan ukuran 1 m x 1 m. Selain itu, *stiffness modifier* sebesar 0,1 juga perlu diterapkan pada kekakuan lentur ke luar bidang (*out-of-plane*) elemen *shell* pelat lantai. Hal ini dilakukan karena kontribusi kekakuan lentur pelat lantai sudah diperhitungkan melalui kekakuan lentur balok seperti yang dijelaskan pada Subbab 4.1.5. Sementara itu, kekakuan *in-plane* pelat lantai dikenakan *modifier* sebesar 0,25 untuk memperhitungkan keretakan beton.

Patut diperhatikan bahwa model pelat lantai dengan elemen *shell* dan diafragma *semi-rigid* yang dijelaskan di atas hanya digunakan untuk menentukan nilai gaya aksial tekan balok yang diperlukan Persamaan 5.1 dan 5.2. Semua analisis nonlinear pada penelitian ini tetap dilakukan dengan menggunakan pelat lantai yang dimodelkan sebagai elemen membran dan diafragma *rigid*.

### 5.2.3 Pemodelan Elemen Kolom

Elemen *fiber* yang digunakan pada elemen *frame* di Gambar 5.1(c) membutuhkan hubungan konstitutif dalam bentuk tegangan-regangan. Pada kolom beton bertulang, terdapat tiga buah komponen yang harus dimodelkan dengan elemen *fiber*, yaitu selimut beton, inti atau *core* beton, dan tulangan longitudinal. Ketiga komponen tersebut masing-masing memerlukan model material beton tidak terkekang, beton terkekang, dan tulangan baja.

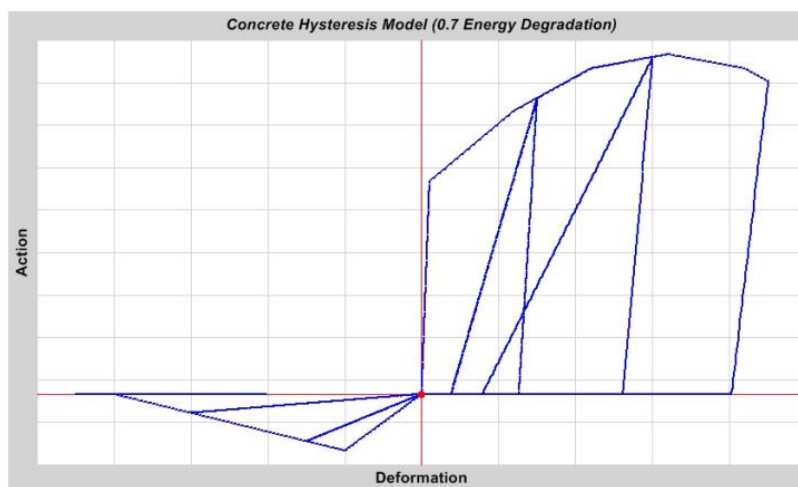
Material beton tidak terkekang dan terkekang yang digunakan di dalam penelitian ini adalah model beton Mander (Mander, Priestley, dan Park, 1988). Ilustrasi model ini dapat dilihat pada Gambar 5.4 di bawah. Model ini tersedia pada program komputer *ETABS*. Pengguna hanya tinggal mengisi formulir atau menu isian berdasarkan parameter tegangan, regangan, serta data penampang dan tulangan kolom.



**Gambar 5.4** Diagram Tegangan-Regangan Model Beton Mander (Mander, Priestley, dan Park, 1988)

Parameter tegangan beton yang dibutuhkan adalah mutu beton yang nilainya diketahui. Parameter regangan beton yang dibutuhkan adalah regangan saat mutu beton tercapai dan regangan *ultimate* beton tidak terkekang yang nilainya masing-masing diasumsikan sebesar 0,002 dan 0,004 sesuai dengan rekomendasi yang diberikan oleh *NIST* (2017a). Sementara itu, data penampang dan tulangan kolom dapat secara langsung diperoleh dari *properties* penampang kolom yang dimodelkan di dalam program komputer *ETABS*.

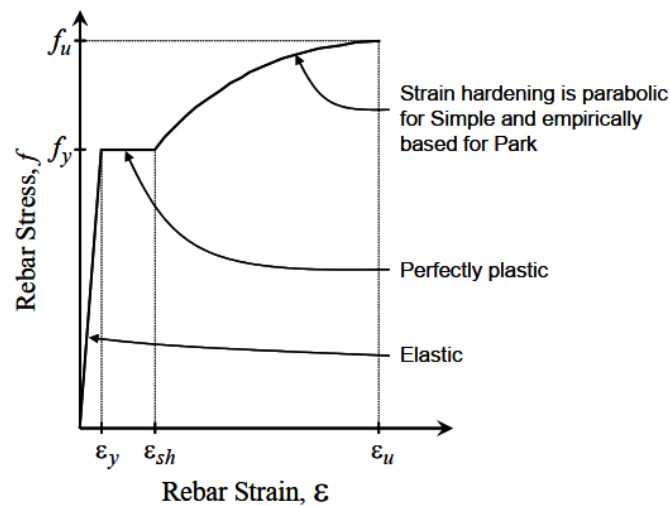
Perilaku siklik material beton tidak terkekang dan terkekang dimodelkan dengan menggunakan model histeresis *Concrete* (*CSI*, 2017) yang tersedia pada program komputer *ETABS*. Ilustrasi model ini dapat dilihat pada Gambar 5.5 di bawah. Model ini hanya membutuhkan satu buah parameter, yaitu faktor degradasi energi. Faktor ini berfungsi untuk memodelkan perilaku *slip* akibat munculnya celah atau *gap* yang disebabkan oleh keretakan beton. Faktor sebesar 1,0 melambangkan tidak adanya celah atau *gap* sementara faktor sebesar 0,0 melambangkan celah kosong atau *clean gap*. Pada penelitian ini, nilai faktor degradasi energi yang digunakan adalah 0,7.



**Gambar 5.5** Model Histeresis *Concrete* dengan Faktor Degradasi Energi Sebesar 0,7 (*CSI*, 2017)



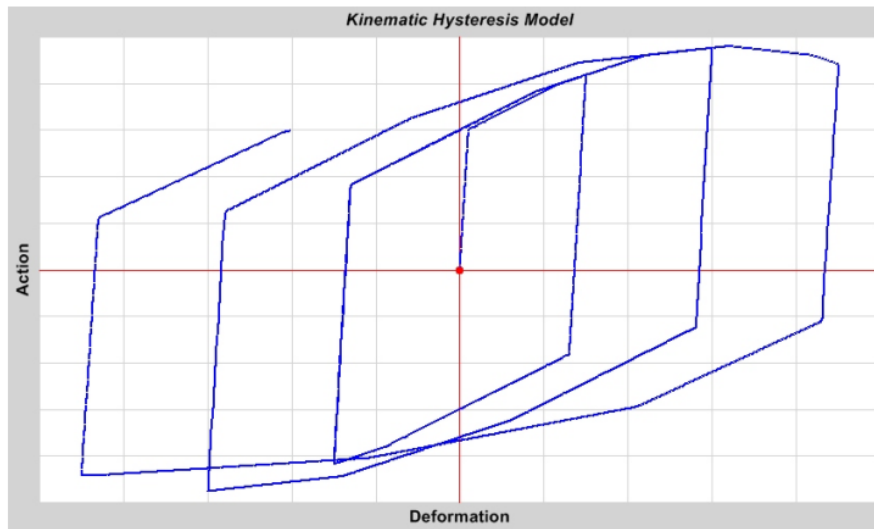
Material tulangan baja yang digunakan di dalam penelitian ini adalah model tulangan baja *Simple* (CSI, 2017). Ilustrasi model ini dapat dilihat pada Gambar 5.6 di bawah. Model ini tersedia pada program komputer *ETABS*. Pengguna hanya tinggal mengisi formulir atau menu isian berdasarkan parameter tegangan dan regangan tulangan baja yang digunakan.



**Gambar 5.6** Diagram Tegangan-Regangan Tulangan Baja (CSI, 2008)

Parameter tegangan tulangan baja yang dibutuhkan adalah mutu tulangan ( $f_y$ ) yang nilainya diketahui. Parameter regangan tulangan baja yang dibutuhkan adalah regangan saat dimulainya *strain-hardening* ( $\epsilon_{sh}$ ) dan regangan *ultimate* ( $\epsilon_u$ ) yang nilainya masing-masing diasumsikan sebesar 0,01 dan 0,09 sesuai dengan rekomendasi yang diberikan oleh *NIST* (2017a).

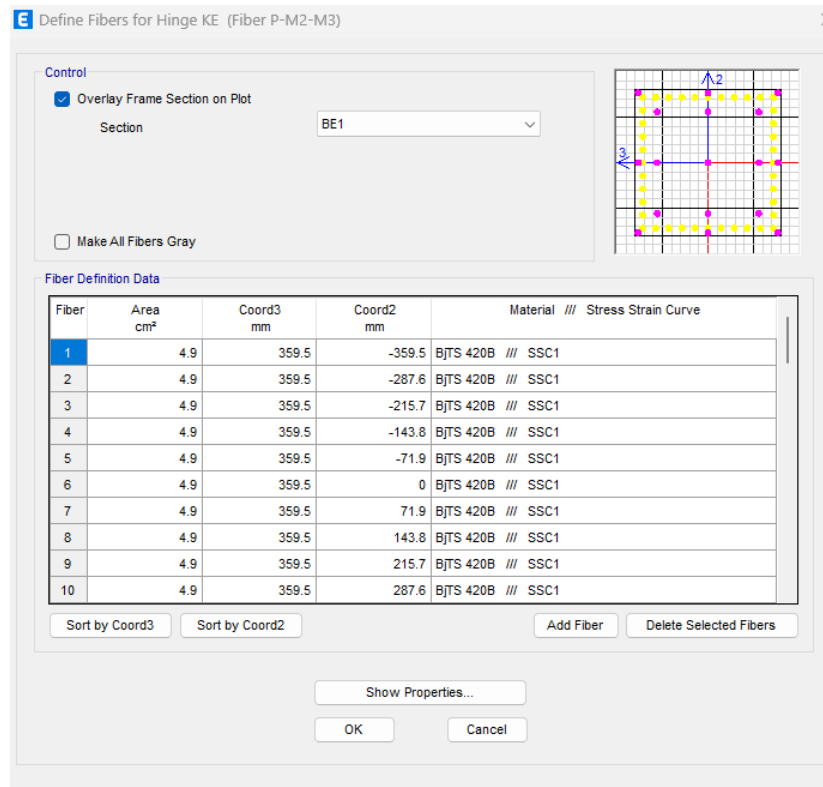
Perilaku siklik material tulangan baja dimodelkan dengan menggunakan model histeresis *Kinematic* (CSI, 2017) yang tersedia pada program komputer *ETABS*. Ilustrasi model ini dapat dilihat pada Gambar 5.7 di bawah. Model ini didasarkan pada konsep *kinematic hardening* dan tidak membutuhkan parameter tambahan apapun yang perlu dimasukkan ke dalam program.



**Gambar 5.7** Model Histeresis *Kinematic* (CSI, 2017)

Setelah model-model material ditentukan, elemen *fiber* dapat dimodelkan pada zona sendi plastis berdasarkan luas masing-masing komponen penampang kolom, yaitu selimut beton, inti beton, dan tulangan longitudinal, dan panjang sendi plastis kolom. Luas selimut beton, inti beton, dan tulangan longitudinal dapat dihitung dengan menggunakan data penampang dan tulangan kolom. Sementara itu, panjang sendi plastis diasumsikan bernilai sebesar setengah tinggi penampang ( $0,5h$ ) sesuai dengan rekomendasi praktis yang diberikan Moehle (2015)

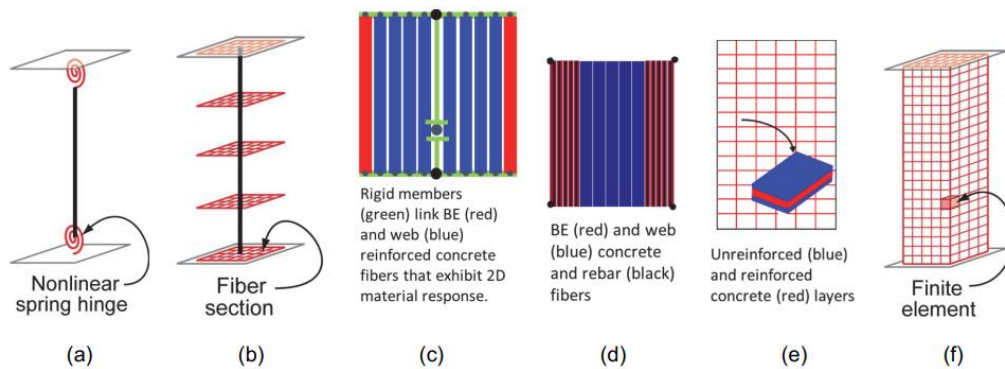
Ilustrasi pemodelan elemen *fiber* kolom beton bertulang pada *ETABS* dapat dilihat pada Gambar 5.8 di bawah. Titik berwarna ungu dan kuning masing-masing melambangkan elemen *fiber* beton dan tulangan baja pada penampang kolom beton bertulang. Sementara itu, tabel pada Gambar 5.8 menunjukkan luas, koordinat, dan model material masing-masing elemen *fiber*.



**Gambar 5.8** Formulir atau Menu Isian Elemen *Fiber P-M2-M3* Kolom Beton Bertulang (CSI, 2017)

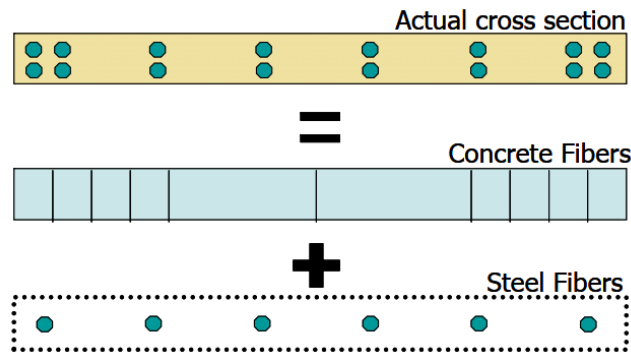
#### 5.2.4 Pemodelan Elemen Dinding Geser

Elemen dinding geser beton bertulang yang kegagalannya dikontrol oleh kegagalan lentur (*flexure-controlled*) dapat dimodelkan dengan menggunakan pendekatan atau idealisasi seperti pada gambar berikut.



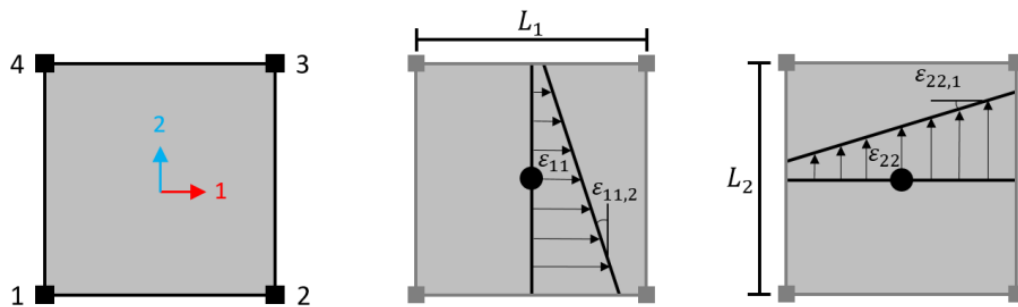
**Gambar 5.9** Idealisasi Model Elemen Dinding Geser Beton Bertulang *Flexure-Controlled* (NIST, 2017b)

Pada penelitian ini, idealisasi yang digunakan adalah elemen *fiber-shell* seperti yang terlihat pada Gambar 5.9(d). Elemen ini merupakan implementasi konsep elemen *fiber* pada elemen *shell*. Ilustrasi pemodelan elemen *fiber* pada penampang dinding geser beton bertulang dapat dilihat pada gambar berikut.



**Gambar 5.10** Pemodelan Elemen *Fiber* pada Penampang Dinding Geser Beton Bertulang (ATC, 2010)

Implementasi konsep elemen *fiber-shell* seperti yang disebutkan di atas pada program komputer *ETABS* adalah elemen *general shear wall* (CSI, 2022). Ilustrasi elemen ini dapat dilihat pada gambar berikut.



**Gambar 5.11** Elemen *General Shear Wall* pada *ETABS* (CSI, 2022)

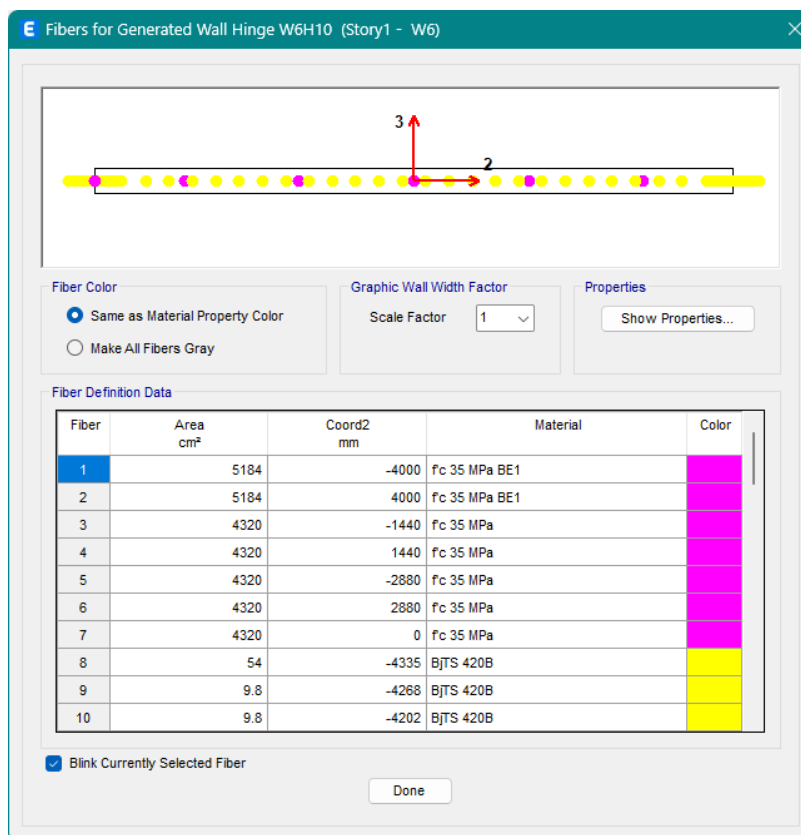
Elemen pada gambar di atas merupakan elemen *shell* isoparametris dengan empat titik nodal yang perilaku membran atau *in-plane*-nya dilengkapi dengan elemen *fiber* untuk memperhitungkan perilaku nonlinear beton dan tulangan baja. Meskipun elemen ini dapat mempertimbangkan interaksi *P-M* pada arah sumbu

vertikal dan horizontal, pada penelitian ini, elemen *fiber* hanya digunakan pada arah sumbu vertikal dinding geser. Perilaku *plate-bending (out-of-plane)* dan geser elemen ini dimodelkan dengan asumsi elastis-linear. Elemen ini menggunakan satu buah titik integrasi yang terletak di titik pusat bidang dinding geser seperti terlihat pada Gambar 5.11. Nilai regangan dan peralihan pada keempat titik nodal elemen *shell* diperoleh melalui ekstrapolasi dari titik integrasi tersebut.

*Stiffness modifiers* tidak diterapkan pada kekakuan *in-plane* (membran) pada arah vertikal dinding yang perilakunya dimodelkan secara langsung dengan elemen *fiber*. Sementara itu, kekakuan *in-plane* (membran) pada arah horizontal, kekakuan *out-of-plane (plate-bending)*, dan kekakuan geser tetap harus dimodifikasi dengan *stiffness modifiers* untuk memperhitungkan keretakan beton. Besaran *stiffness modifiers* yang digunakan mengikuti rekomendasi yang diberikan oleh LATBSDC (2023). ASCE 41-23 (ASCE, 2023) dan ACI 369.1-22 (ACI, 2023) menyatakan bahwa semua dinding geser beton bertulang diizinkan untuk diasumsikan sudah retak pada kasus analisis nonlinear terhadap beban gempa  $MCE_R$ .

Pada dinding geser beton bertulang, terdapat tiga buah komponen yang harus dimodelkan dengan elemen *fiber*, yaitu *web*, *boundary element*, dan tulangan longitudinal. Ketiga komponen ini masing-masing dimodelkan dengan model material beton tidak terkekang, beton terkekang, dan tulangan baja yang sama seperti pada kolom beton bertulang. Pada penelitian ini, kontribusi selimut beton *boundary element* diabaikan. Model-model histeresis yang digunakan untuk memodelkan perilaku siklik material beton dan tulangan baja juga menggunakan model-model yang sama seperti pada kolom beton bertulang.

Setelah model-model material ditentukan, luas dan koordinat setiap elemen *fiber* dapat ditentukan berdasarkan luas dan lokasi *web*, *boundary element*, dan tulangan longitudinal pada penampang dinding geser. Dengan demikian, luas, koordinat, dan model material semua elemen *fiber* diketahui sehingga dapat digunakan untuk mengisi formulir atau menu isian elemen *fiber P-M3* pada program komputer *ETABS*. Ilustrasi pemodelan elemen *fiber* dinding geser beton bertulang pada *ETABS* dilihat pada gambar berikut.



**Gambar 5.12** Formulir atau Menu Isian Elemen *Fiber P-M3* Dinding Geser Beton Bertulang (CSI, 2017)

Seperti pada kolom beton bertulang, titik berwarna ungu dan kuning masing-masing melambangkan elemen *fiber* beton dan tulangan baja. Sementara itu, tabel pada Gambar 5.12 di atas menunjukkan luas, koordinat, dan model material masing-masing elemen *fiber*.

### 5.3 Kriteria Kegagalan

Subbab ini berisi penjelasan mengenai kriteria kegagalan atau keruntuhan yang digunakan di dalam analisis nonlinear. Pada penelitian ini, semua kriteria tersebut didasarkan pada kapasitas nominal elemen. Hal ini berarti kapasitas elemen tidak dihitung berdasarkan *expected material strength*.

#### 5.3.1 Kriteria Kegagalan Balok

Kriteria kegagalan balok dibagi menjadi dua jenis, yaitu kegagalan lentur dan kegagalan geser. Kegagalan lentur balok beton bertulang ditentukan dengan menggunakan *ASCE 41-17 Table 10-7*. Elemen balok dinyatakan mengalami kegagalan lentur pada saat rotasi plastisnya sudah melebihi batasan rotasi plastis untuk kondisi *CP (collapse prevention)* berdasarkan tabel tersebut. Sementara itu, elemen balok beton bertulang dinyatakan mengalami kegagalan geser pada saat gaya gesernya melebihi kapasitas geser nominal balok yang ditentukan berdasarkan SNI 2847:2019.

#### 5.3.2 Kriteria Kegagalan Kolom

Kriteria kegagalan kolom juga dibagi menjadi dua jenis, yaitu kegagalan aksial-lentur dan kegagalan geser. Kegagalan aksial-lentur akibat interaksi *P-M* ditentukan dengan menggunakan *ASCE 41-17 Table 10-8*. Elemen kolom dinyatakan mengalami kegagalan aksial-lentur pada saat rotasi plastisnya sudah melebihi batasan rotasi plastis untuk kondisi *CP (collapse prevention)* berdasarkan tabel tersebut. Sementara itu, elemen kolom beton bertulang dinyatakan mengalami

kegagalan geser pada saat gaya gesernya melebihi kapasitas geser nominal kolom yang ditentukan berdasarkan SNI 2847:2019.

### 5.3.3 Kriteria Kegagalan Dinding Geser

Seperti pada kolom, kriteria kegagalan dinding geser juga dibagi menjadi dua jenis, yaitu kegagalan aksial-lentur dan kegagalan geser. Kegagalan aksial-lentur akibat interaksi *P-M* ditentukan dengan menggunakan *ASCE 41-17 Table 10-19*. Elemen dinding geser dinyatakan mengalami kegagalan aksial-lentur pada saat rotasi plastisnya sudah melebihi batasan rotasi plastis untuk kondisi *CP (collapse prevention)* berdasarkan tabel tersebut. Sementara itu, elemen dinding geser beton bertulang dinyatakan mengalami kegagalan geser pada saat gaya gesernya melebihi kapasitas geser nominal dinding geser yang didesain berdasarkan SNI 2847:2019 dan *ACI 318-19*.

## 5.4 Analisis Statik Nonlinear

Pada penelitian ini, analisis statik nonlinear, atau yang sering disebut dengan analisis *pushover*, dilakukan dengan mengikuti metodologi *FEMA 440 (ATC, 2005)*. Analisis ini dilakukan secara inkremental berdasarkan simpangan atap yang nilainya ditambah sedikit demi sedikit (*deformation-controlled*). Pada setiap inkremen (*step*), dilakukan iterasi berdasarkan keseimbangan antara vektor gaya dalam dan vektor gaya luar (gaya lateral akibat gempa). Skema iterasi yang digunakan adalah kombinasi antara skema *constant stiffness* dan Newton-Raphson (*tangent stiffness*). Kriteria konvergensi yang digunakan adalah *relative unbalance*

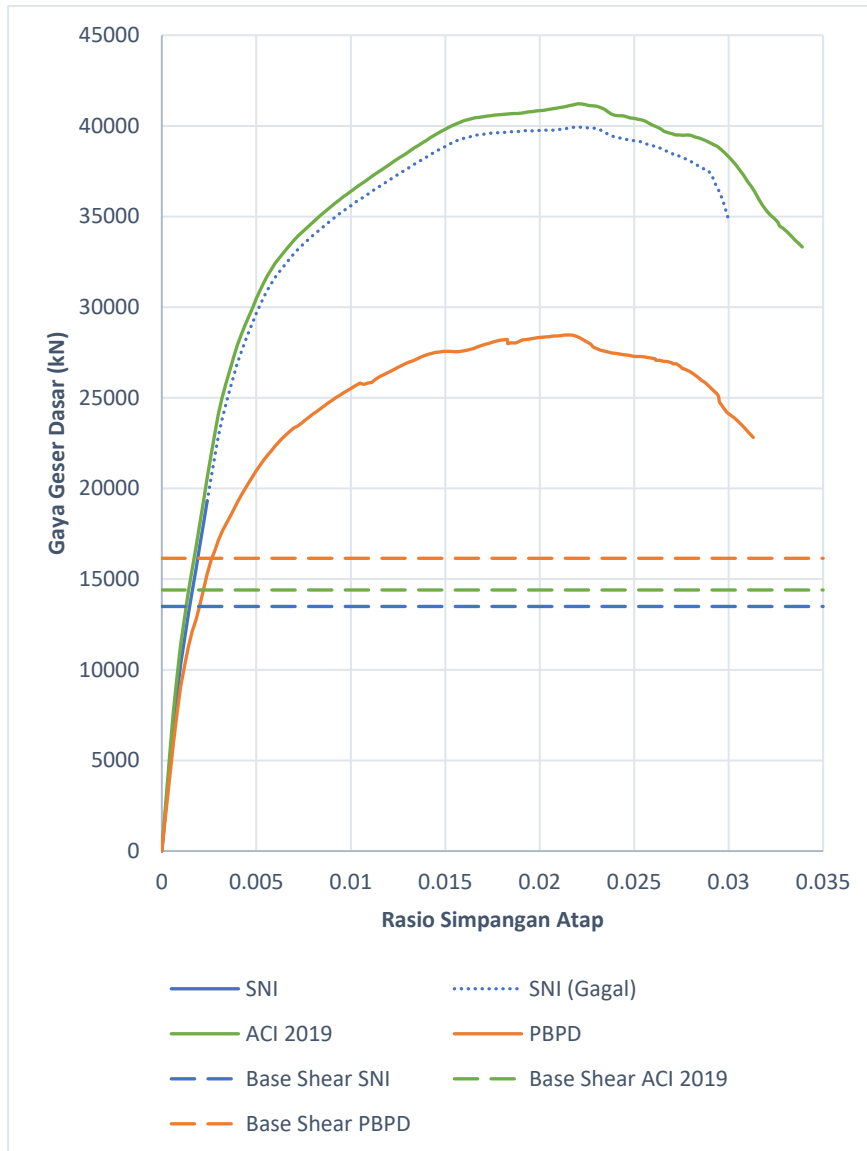


dengan toleransi konvergensi sebesar 0,0001. Efek *P-Delta* berdasarkan *initial gravity load* diperhitungkan secara langsung melalui iterasi keseimbangan dan kekakuan pada setiap inkremen (*step*). Keruntuhan tercapai pada saat salah satu dari kriteria-kriteria kegagalan yang disebutkan di dalam Subbab 5.3 terpenuhi.

#### **5.4.1 Hasil Analisis Statik Nonlinear Gedung A**

Subbab ini menampilkan perbandingan hasil analisis statik nonlinear Gedung A yang didesain dengan metode konvensional dan *PBPD*. Perbandingan ini dilakukan melalui kurva *pushover* (diagram beban-peralihan), *performance point* (titik kinerja) berdasarkan metodologi *FEMA 440*, dan mekanisme kelelahan (plastis) yang terbentuk.

Perbandingan kurva *pushover* Gedung A yang didesain dengan metode konvensional dan *PBPD* dapat dilihat pada Gambar 5.13 di bawah. Gambar tersebut menunjukkan bahwa Gedung A yang didesain dengan SNI 2847:2019 mengalami keruntuhan prematur akibat terlampauinya kapasitas geser dinding geser. Hal ini dilambangkan oleh titik-titik pada kurva *pushover* Gedung A yang didesain dengan SNI 2847:2019. Sementara itu, Gedung A yang kapasitas geser dindingnya didesain dengan *ACI 318-19* dan metode *PBPD* diasumsikan mengalami keruntuhan pada saat terjadinya penurunan kekuatan sebesar 20% dari gaya geser dasar maksimum (20% *strength loss*) sesuai dengan ketentuan yang digunakan di dalam metodologi *FEMA P695*. Hal ini dapat dilakukan karena Gedung A yang dinding gesernya didesain dengan kedua metode tersebut tidak mengalami kegagalan geser yang bersifat getas.



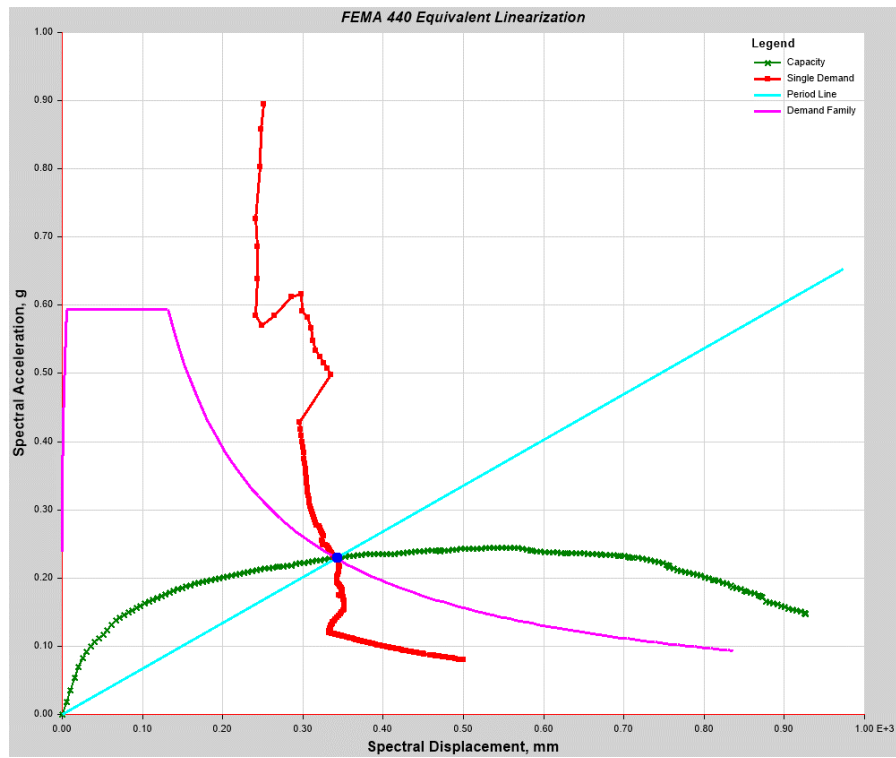
**Gambar 5.13** Kurva *Pushover* Gedung A

Gambar 5.13 di atas menunjukkan bahwa Gedung A yang didesain dengan SNI 2847:2019 sebetulnya memiliki kekakuan dan kekuatan yang lebih besar daripada Gedung A yang didesain dengan metode *PBPD*. Selain itu, Gambar 5.13 juga menunjukkan bahwa Gedung A yang didesain dengan metode konvensional memiliki daktilitas yang serupa dengan Gedung A yang didesain dengan metode *PBPD*. Hal ini wajar karena dinding geser Gedung A yang didesain dengan metode konvensional memiliki jumlah tulangan longitudinal yang lebih banyak daripada

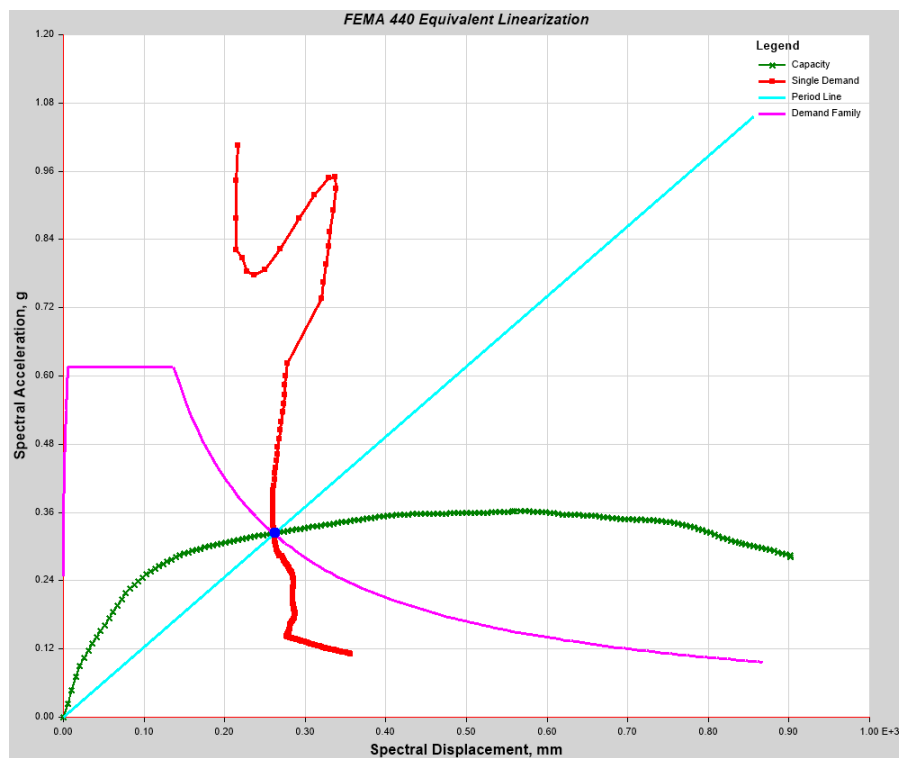
dinding geser Gedung A yang didesain dengan metode *PBPD* seperti yang dijelaskan pada Bab 4. Gambar 5.13 juga menunjukkan bahwa gaya geser dasar desain metode konvensional lebih kecil dari gaya geser dasar desain metode *PBPD*. Akan tetapi, seperti yang terlihat pada Gambar 5.13, perbedaan nilai gaya geser dasar desain tersebut relatif tidak signifikan.

*Performance point* atau titik kinerja berdasarkan kondisi gempa  $MCE_R$  dapat ditentukan dengan menggunakan metodologi *FEMA 440* yang tersedia di dalam program komputer *ETABS*. Untuk Gedung A yang kapasitas geser dindingnya didesain dengan *ACI 318-19* dan metode *PBPD*, ilustrasi *performance point* tersebut dapat dilihat pada dua gambar di bawah. *Performance point* Gedung A yang didesain dengan metode *PBPD* berada pada titik koordinat perpindahan atap sebesar 501,66 mm (atau rasio simpangan sebesar 0,0132) dan gaya geser dasar sebesar 27024 kN. *Performance point* Gedung A yang kapasitas geser dindingnya didesain dengan *ACI 318-19* berada pada titik koordinat perpindahan atap sebesar 384,02 mm (atau rasio simpangan sebesar 0,0101) dan gaya geser dasar sebesar 36487 kN.

Kinerja gedung pada kedua *performance point* tersebut berada di antara titik batas *IO* (*immediate occupancy*) dan *LS* (*life safety*). Seperti pada kondisi *CP* yang dibahas di Subbab 5.3, titik *IO* dan *LS* untuk elemen balok, kolom, dan dinding geser beton bertulang masing-masing ditentukan dengan menggunakan *ASCE 41-17 Table 10-7, 10-8, dan 10-19*.



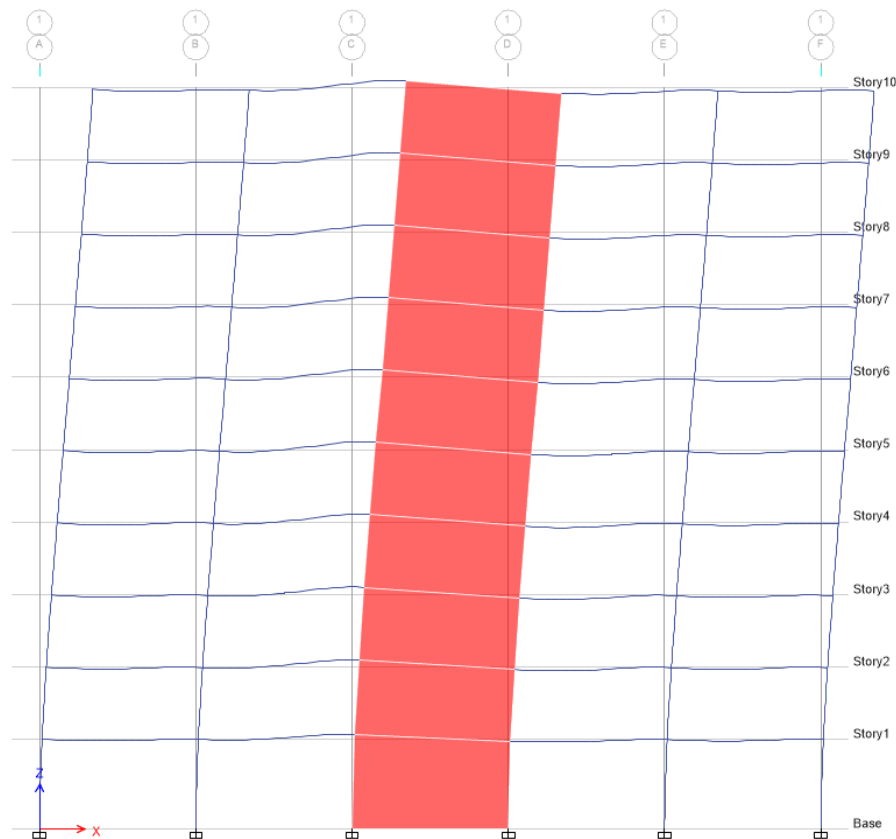
**Gambar 5.14** Performance Point Gedung A yang Didesain dengan Metode PBPD



**Gambar 5.15** Performance Point Gedung A yang Kapasitas Geser Dindingnya Didesain dengan ACI 318-19

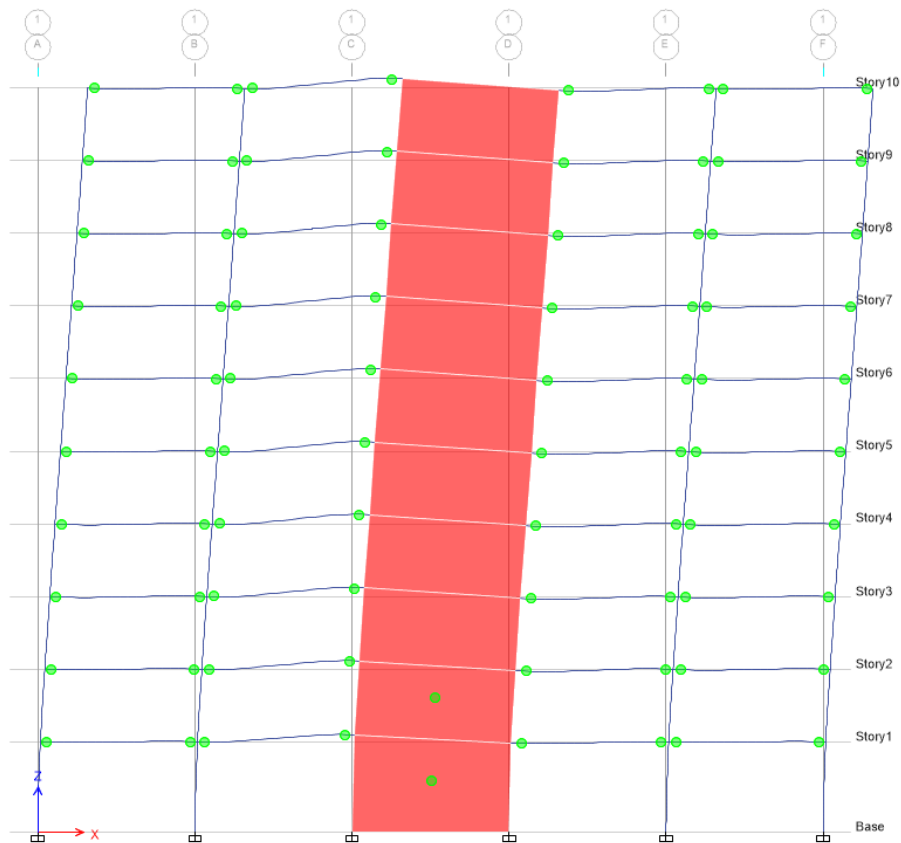
Sementara itu, *performance point* Gedung A yang didesain dengan SNI 2847:2019 jatuh pada titik koordinat perpindahan atap sebesar 392,75 mm (atau rasio simpangan atap sebesar 0,0104) dan gaya geser dasar sebesar 35861 kN. Keruntuhan akibat kegagalan geser dinding geser Gedung A yang didesain dengan metode konvensional terjadi pada koordinat perpindahan atap sebesar 90,96 mm (atau rasio simpangan atap sebesar 0,0024) dan gaya geser dasar sebesar 19307 kN. Dengan kata lain, gedung tersebut mengalami keruntuhan pada kondisi gempa  $MCE_R$ . Hal ini menandakan bahwa metode desain kapasitas geser dinding geser yang digunakan di dalam SNI 2847:2019 tidak memadai dan perlu direvisi.

Deformasi yang terjadi pada titik keruntuhan Gedung A yang didesain dengan SNI 2847:2019 dapat dilihat pada gambar berikut.

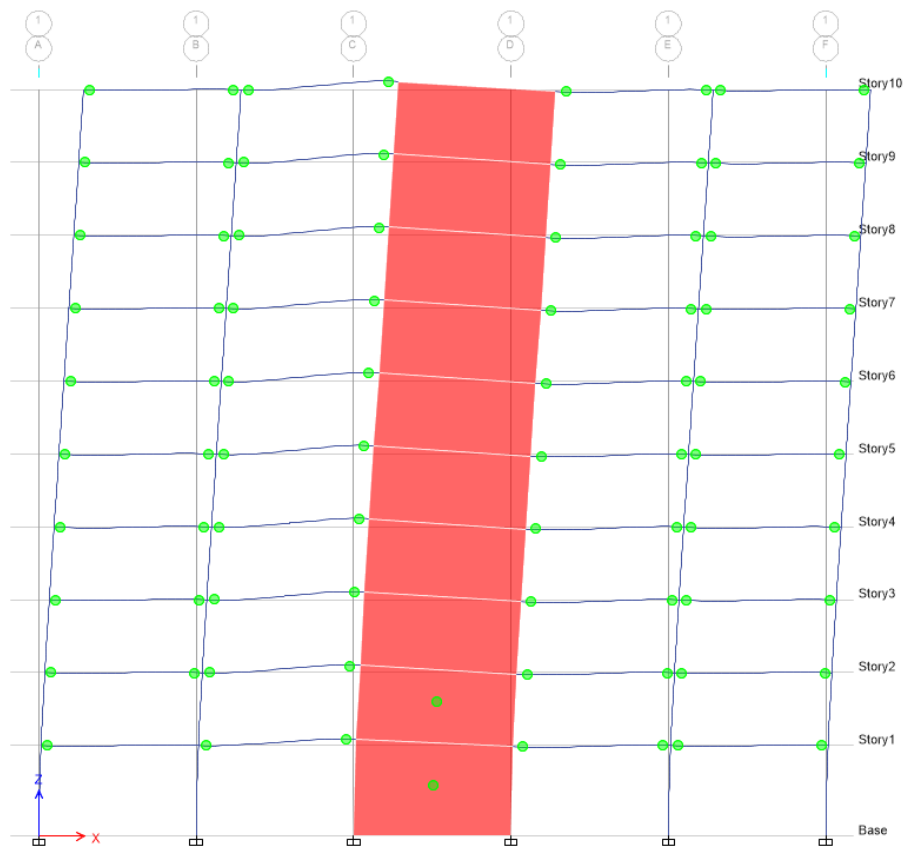


**Gambar 5.16** Deformasi Sistem Ganda Gedung A yang Didesain dengan SNI 2847:2019 pada Titik Keruntuhan

Gambar di atas menunjukkan bahwa keruntuhan terjadi sebelum munculnya kelelahan pada elemen. Sementara itu, deformasi dan mekanisme plastis yang terjadi pada *performance point* Gedung A yang didesain dengan metode *PBPD* dan Gedung A yang kapasitas geser dindingnya didesain dengan *ACI 318-19* dapat dilihat pada dua gambar berikut.



**Gambar 5.17** Deformasi dan Mekanisme Plastis Sistem Ganda Gedung A yang Didesain dengan Metode *PBPD* pada *Performance Point*



**Gambar 5.18** Deformasi dan Mekanisme Plastis Sistem Ganda Gedung A yang Kapasitas Geser Dindingnya Didesain dengan *ACI 318-19* pada *Performance Point*

Dua gambar di atas menunjukkan kelelahan yang terjadi pada elemen balok, kolom, dan dinding geser untuk kondisi gempa  $MCE_R$ .

Lingkaran berwarna hijau pada dua gambar di atas menandakan terjadinya kelelahan. Pada balok, kelelahan terjadi saat nilai momen atau rotasi leleh sudah tercapai atau terlewati. Lingkaran hijau pada kolom dan dinding geser menandakan bahwa terdapat elemen *fiber* selimut beton, inti beton, ataupun tulangan baja yang sudah mencapai atau melewati nilai tegangan atau regangan lelehnya.

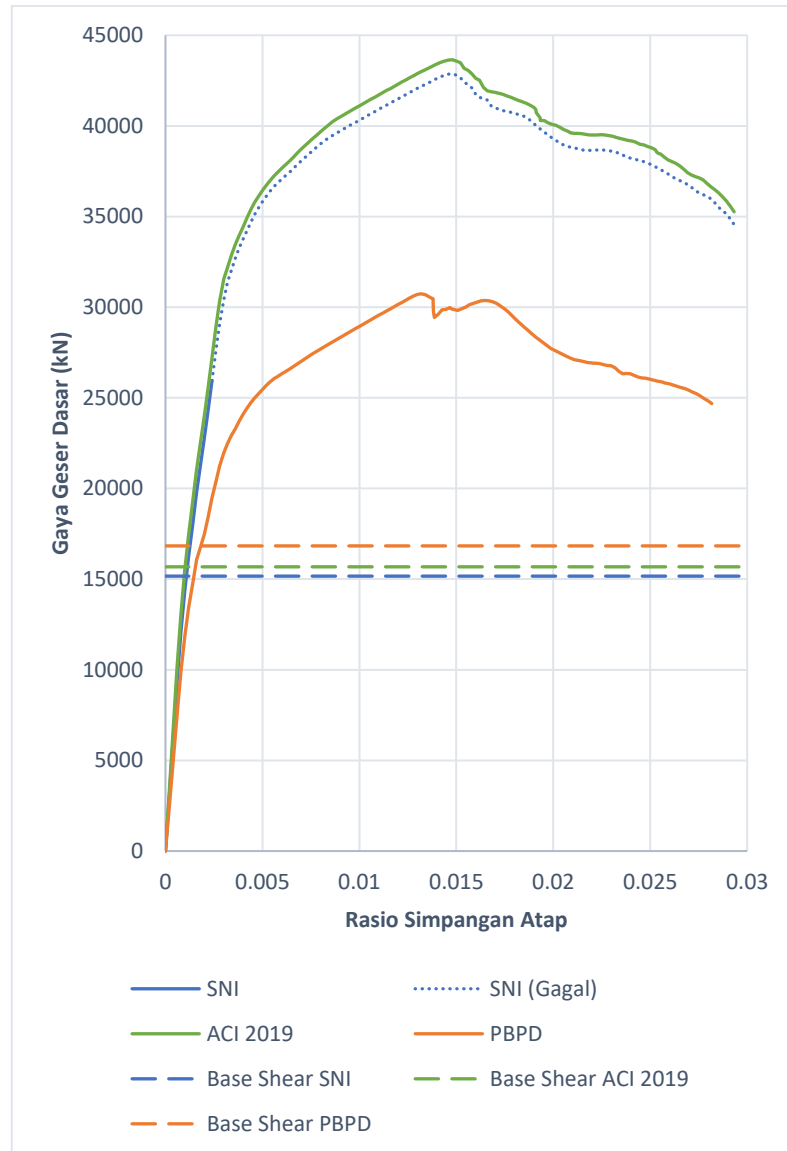
#### 5.4.2 Hasil Analisis Statik Nonlinear Gedung B

Subbab ini menampilkan perbandingan hasil analisis statik nonlinear Gedung B yang didesain dengan metode konvensional dan *PBPD*. Seperti pada Gedung A, perbandingan ini dilakukan berdasarkan kurva *pushover* (diagram beban-peralihan), *performance point* (titik kinerja) berdasarkan metodologi *FEMA 440*, dan mekanisme kelelahan (plastis) yang terbentuk.

Perbandingan kurva *pushover* Gedung B yang didesain dengan metode konvensional dan *PBPD* dapat dilihat pada Gambar 5.19 di bawah. Seperti pada Gedung A, Gedung B yang didesain dengan SNI 2847:2019 mengalami keruntuhan prematur akibat terlampauinya kapasitas geser dinding geser. Hal ini dilambangkan oleh titik-titik pada kurva *pushover* Gedung B yang didesain dengan SNI 2847:2019 seperti terlihat pada Gambar 5.19.

Gambar 5.19 menunjukkan bahwa Gedung B yang didesain dengan metode konvensional memiliki kekakuan dan kekuatan yang lebih besar daripada Gedung B yang didesain dengan metode *PBPD*. Selain itu, Gambar 5.19 juga menunjukkan bahwa Gedung B yang didesain dengan metode konvensional memiliki daktilitas yang serupa dengan Gedung B yang didesain dengan metode *PBPD*. Seperti pada Gedung A, gaya geser dasar desain metode konvensional lebih kecil dari gaya geser dasar desain metode *PBPD* tetapi nilai selisihnya cenderung tidak signifikan.

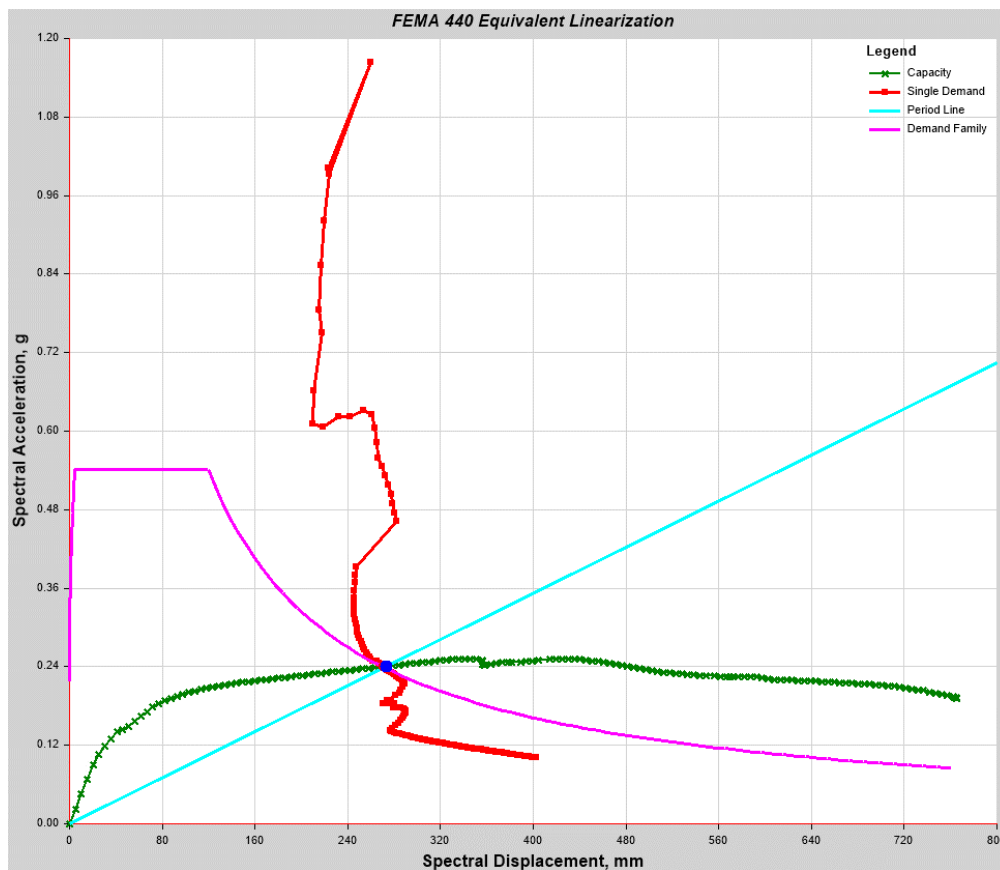




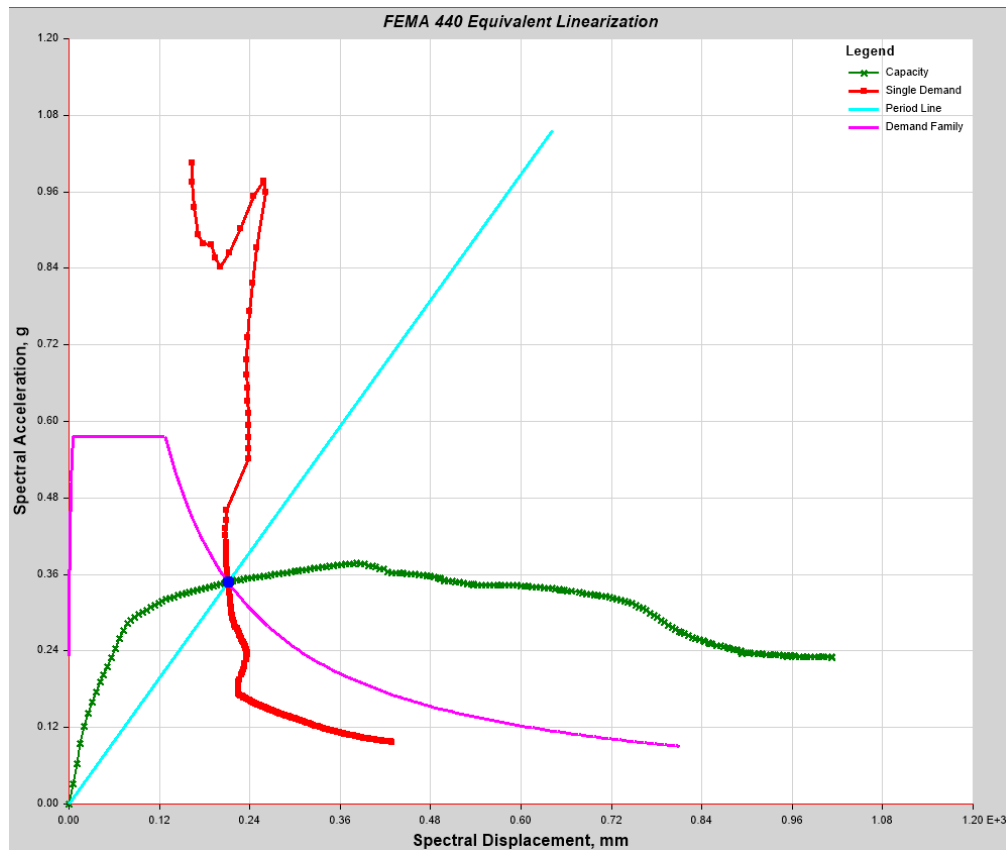
**Gambar 5.19** Kurva *Pushover* Gedung B

*Performance point* atau titik kinerja berdasarkan kondisi gempa  $MCE_R$  dapat ditentukan dengan menggunakan metodologi *FEMA 440* yang tersedia di dalam program komputer *ETABS*. Untuk Gedung B yang kapasitas geser dindingnya didesain dengan *ACI 318-19* dan metode *PBDP*, ilustrasi *performance point* tersebut dapat dilihat pada dua gambar di bawah. *Performance point* Gedung B yang didesain dengan metode *PBDP* berada pada titik koordinat perpindahan atap sebesar 397,31 mm (atau rasio simpangan sebesar 0,0105) dan gaya geser dasar

sebesar 29234 kN. *Performance point* Gedung B yang kapasitas geser dindingnya didesain dengan *ACI 318-19* berada pada titik koordinat perpindahan atap sebesar 310,74 mm (atau rasio simpangan sebesar 0,0082) dan gaya geser dasar sebesar 39860 kN. Kinerja gedung pada kedua *performance point* tersebut berada di antara titik batas *IO* (*immediate occupancy*) dan *LS* (*life safety*). Seperti pada Gedung A, titik *IO* dan *LS* untuk elemen balok, kolom, dan dinding geser beton bertulang masing-masing ditentukan dengan menggunakan *ASCE 41-17 Table 10-7, 10-8,* dan *10-19*.



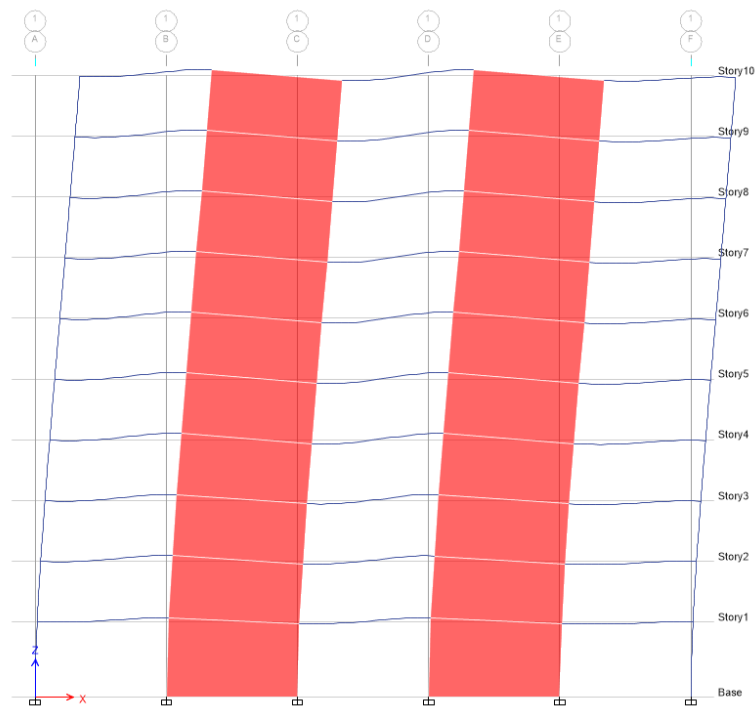
**Gambar 5.20** *Performance Point* Gedung B yang Didesain dengan Metode *PBPD*



**Gambar 5.21** *Performance Point* Gedung B yang Kapasitas Geser Dindingnya Didesain dengan ACI 318-19

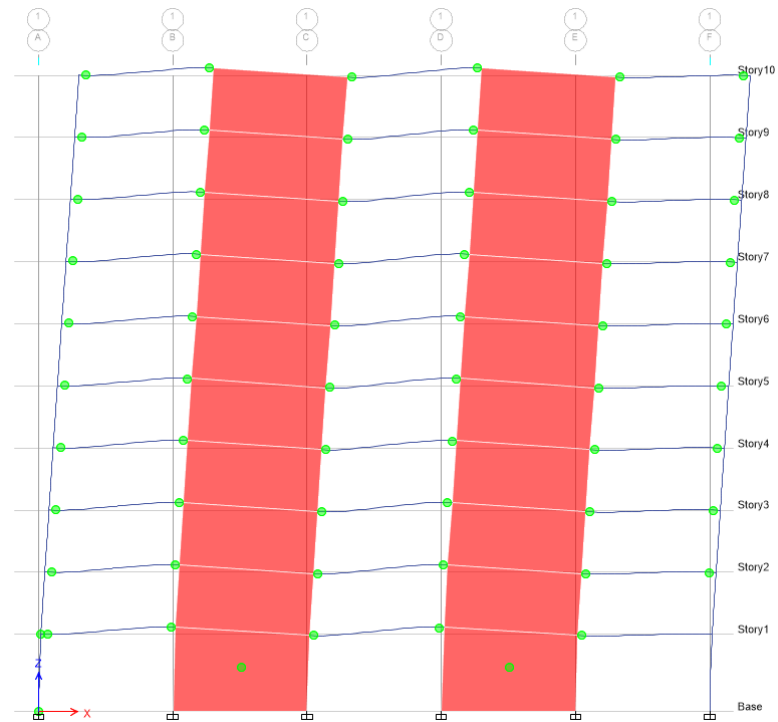
Sementara itu, *performance point* Gedung B yang didesain dengan SNI 2847:2019 jatuh pada titik koordinat perpindahan atap sebesar 315,54 (atau rasio simpangan atap sebesar 0,0083) dan gaya geser dasar sebesar 39275 kN. Keruntuhan akibat kegagalan geser dinding geser Gedung B yang didesain dengan metode konvensional terjadi pada koordinat perpindahan atap sebesar 90,96 mm (atau rasio simpangan atap sebesar 0,0024) dan gaya geser dasar sebesar 25949 kN. Dengan kata lain, gedung tersebut mengalami keruntuhan pada kondisi gempa  $MCE_R$ . Seperti pada Gedung A, hal ini menandakan bahwa metode desain kapasitas geser dinding geser yang digunakan di dalam SNI 2847:2019 tidak memadai dan perlu direvisi.

Deformasi yang terjadi pada titik keruntuhan Gedung B yang didesain dengan SNI 2847:2019 dapat dilihat pada gambar di bawah. Gambar tersebut menunjukkan bahwa keruntuhan terjadi sebelum munculnya kelelahan pada elemen.

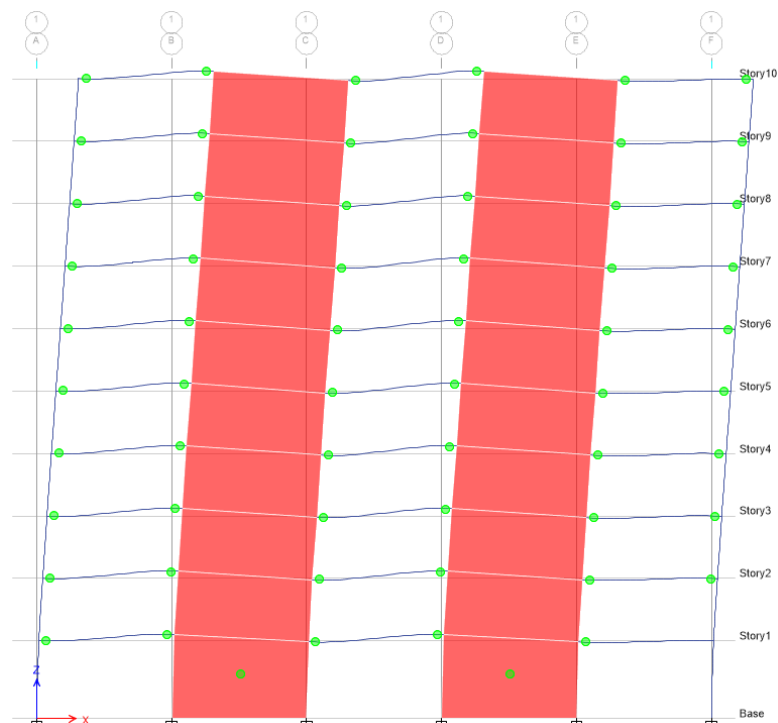


**Gambar 5.22** Deformasi Sistem Ganda Gedung B yang Didesain dengan SNI 2847:2019 pada Titik *Ultimate Kurva Pushover*

Sementara itu, deformasi dan mekanisme plastis yang terjadi pada *performance point* Gedung B yang kapasitas geser dindingnya didesain dengan *ACI 318-19* dan metode *PBPD* dapat dilihat pada dua gambar berikut.



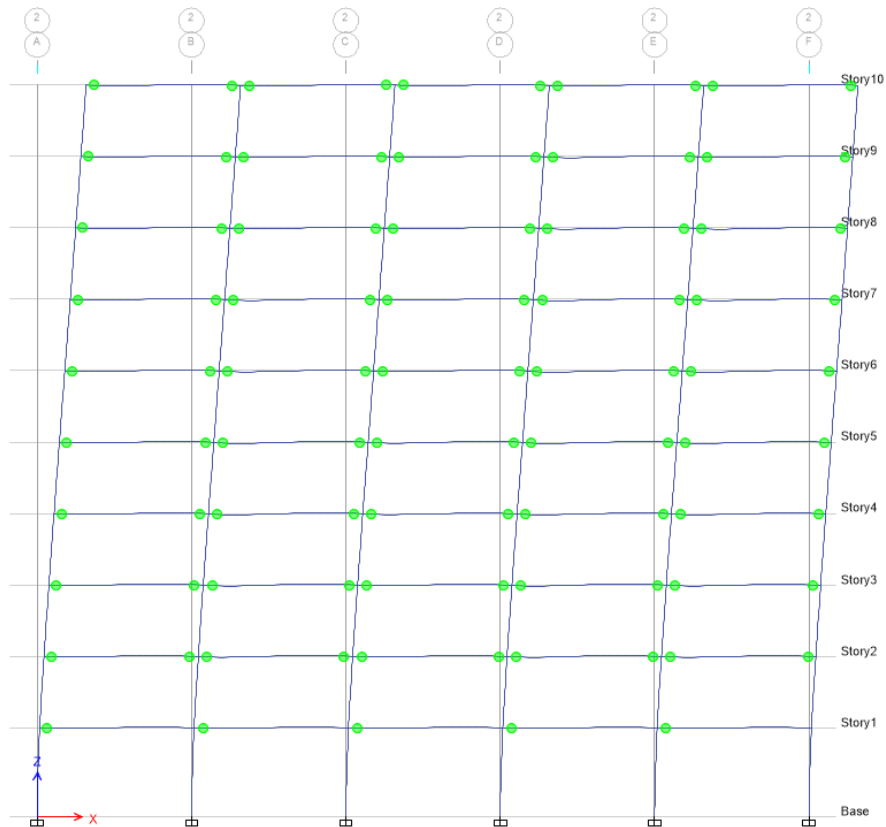
**Gambar 5.23** Deformasi dan Mekanisme Plastik Sistem Ganda Gedung B yang Didesain dengan Metode *PBPD* pada *Performance Point Kurva Pushover*



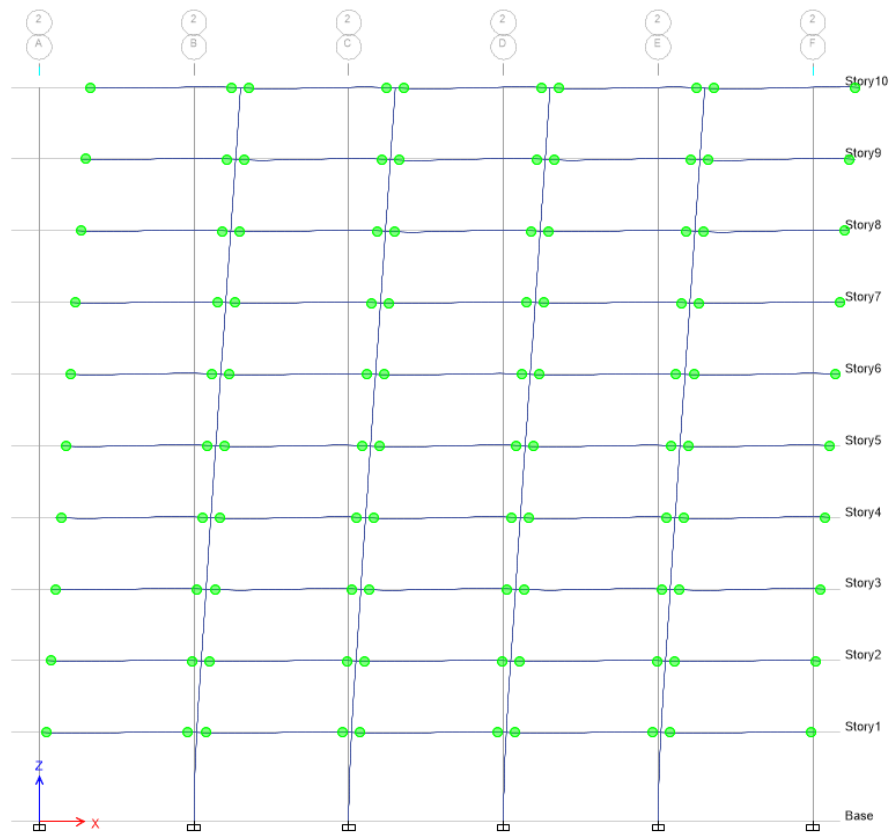
**Gambar 5.24** Deformasi dan Mekanisme Plastik Sistem Ganda Gedung B yang Kapasitas Geser Dindingnya Didesain dengan *ACI 318-19* pada *Performance Point*

### 5.4.3 Hasil Analisis Statik Nonlinear *Gravity Frames*

Deformasi dan mekanisme plastis *gravity frames* Gedung A dan B yang didesain dengan metode *PBPD* pada *performance point* dapat dilihat pada gambar-gambar di bawah. Sementara itu, pada Gedung A dan B yang didesain dengan metode konvensional, keruntuhan sudah terjadi sebelum adanya kelelahan pada *gravity frames*. Oleh sebab itu, ilustrasi deformasi *gravity frames* Gedung A dan B yang didesain dengan metode konvensional tidak ditampilkan.



**Gambar 5.25** Deformasi dan Mekanisme Plastis *Gravity Frames* Gedung A yang Didesain dengan Metode *PBPD* pada *Performance Point*



**Gambar 5.26** Deformasi dan Mekanisme Plastis *Gravity Frames* Gedung B yang Didesain dengan Metode *PBPD* pada *Performance Point*

Gambar 5.21 dan 5.22 di atas menunjukkan bahwa *gravity frames* bergerak bersama dengan sistem penahan gaya lateral. Dengan kata lain, deformasi *gravity frames* kompatibel dengan deformasi sistem ganda dinding-portal yang terletak di perimeter. Berdasarkan analisis, *gravity frames* memiliki kinerja yang sama dengan sistem penahan gaya lateral sehingga *gravity frames* baru akan mengalami keruntuhan pada saat sistem penahan gaya lateral mengalami keruntuhan.

## 5.5 Incremental Dynamic Analysis

*Incremental dynamic analysis (IDA)* merupakan sebuah metode analisis dinamik nonlinear yang analog dengan analisis statik nonlinear atau *pushover* (Vamvatsikos dan Cornell, 2002). *IDA* dilakukan dengan cara melakukan analisis dinamik nonlinear berdasarkan satu atau lebih rekaman gempa (*ground motion records*) yang skalanya diperbesar hingga terjadi keruntuhan pada struktur yang ditinjau. Pada penelitian ini, *IDA* dilakukan untuk memperoleh kurva *fragility* Gedung A dan B yang didesain dengan metode konvensional dan *PBPD* yang diperlukan untuk melakukan evaluasi reliabilitas akibat beban gempa yang dijelaskan pada Bab 6.

### 5.5.1 Analisis Dinamik Nonlinear

Pada penelitian ini, metode analisis dinamik nonlinear yang digunakan untuk melakukan *IDA* adalah metode *nonlinear response history analysis (NRHA)* dengan integrasi langsung (*direct integration*). Pada dasarnya, metode ini merupakan metode iterasi keseimbangan persamaan gerak (*equation of motion*) akibat percepatan gempa dari data rekaman gerak tanah (*ground motion*). Pada setiap titik data rekaman gerak tanah (*ground motion*), dilakukan integrasi numerik dan iterasi untuk memperoleh keseimbangan yang dibatasi oleh toleransi konvergensi. Dasar teori dan penjelasan lebih lanjut mengenai metode ini dapat ditemukan pada buku dinamika struktur seperti Chopra (2020).



### 5.5.2 Metode Integrasi NRHA

Metode integrasi NRHA yang digunakan di dalam penelitian ini adalah metode *constant-average-acceleration* atau *trapezoidal rule*. Metode ini merupakan kasus khusus dari metode integrasi Newmark dengan parameter  $\gamma$  dan  $\beta$  masing-masing sebesar 0,5 dan 0,25. Pada analisis dinamik linear (*linear response history analysis* atau LRHA), metode ini bersifat *unconditionally stable*. Akan tetapi, pada analisis dinamik nonlinear, sifat tersebut tidak berlaku (Bathe, 2014; de Borst, dkk., 2012). Meskipun demikian, metode *constant-average-acceleration* tetap digunakan karena metode-metode integrasi alternatif yang tersedia, seperti *Hilber-Hughes-Taylor (HHT)*, membutuhkan iterasi parameter.

### 5.5.3 Skema Iterasi NRHA

Skema iterasi yang digunakan di dalam NRHA sama seperti skema iterasi yang digunakan pada analisis pushover, yaitu kombinasi antara skema *constant stiffness* dan Newton-Raphson (*tangent stiffness*). Kriteria konvergensi yang digunakan adalah *relative unbalance* dengan toleransi konvergensi sebesar 0,0001.

### 5.5.4 Efek P-Delta

Pada NRHA, efek *P-Delta* diperhitungkan secara langsung melalui iterasi keseimbangan dan kekakuan pada setiap *step* atau titik data rekaman gempa. Pembebanan gravitasi diperhitungkan melalui analisis statik nonlinear berdasarkan *initial gravity load*.

### 5.5.5 Damping

*Damping* atau redaman untuk *NRHA* diperhitungkan melalui *equivalent viscous damping* yang didasarkan pada model redaman Rayleigh. Pada penelitian ini, redaman Rayleigh ditentukan berdasarkan rentang periode  $0,2T - 2T$  yang direkomendasikan oleh *LATBSDC* (2023).  $T$  adalah periode fundamental struktur. Berdasarkan *LATBSDC* (2023), nilai redaman kritis yang digunakan pada rentang periode tersebut dapat ditentukan melalui persamaan berikut.

$$\zeta_{critical} = \frac{0.36}{\sqrt{H}} \leq 0.05 \quad (5.3)$$

dengan  $\zeta_{critical}$  adalah redaman kritis dan  $H$  adalah tinggi gedung dalam *foot (ft)*. Pada *NRHA* yang dilakukan berdasarkan kondisi gempa *MCER*, nilai minimal  $\zeta_{critical}$  adalah 0,025.

### 5.5.6 Rekaman Gempa

Rekaman gempa yang digunakan untuk melakukan *IDA* dipilih dengan menggunakan kriteria berupa magnitudo ( $M$ ) dan jarak ( $R$ ) sumber gempa untuk Kota Jakarta. Kedua kriteria tersebut dapat ditentukan untuk kondisi gempa  $MCE_R$  berdasarkan Peta Deagregasi Bahaya Gempa Indonesia untuk Perencanaan dan Evaluasi Infrastruktur Tahan Gempa (PuSGen, 2022). Dokumen tersebut menyatakan bahwa terdapat tiga mekanisme sumber gempa yang berkontribusi terhadap kegempaan di Indonesia, yaitu subduksi *interface (megathrust)*, subduksi *intraslab* (Benioff), dan sesar dangkal (*shallow crustal*). Oleh sebab itu, pada penelitian ini, *IDA* dilakukan berdasarkan data rekaman gempa yang mewakili ketiga mekanisme sumber gempa tersebut.

Data gempa subduksi (*megathrust* dan Benioff) diunduh dari *NGA-Subduction Portal* (Mazzoni, 2022) yang didasarkan pada data gempa subduksi Bozorgnia, dkk. (2021). Sementara itu, data gempa sesar dangkal diunduh dengan menggunakan *PEER Ground Motion Database Tool* (Mazzoni dan Way, 2013) yang didasarkan pada data gempa sesar dangkal *NGA-West2* (Ancheta, dkk., 2013). Data-data gempa tersebut dapat dilihat pada tabel berikut.

**Tabel 5.1** Data Rekaman Gempa untuk *IDA*

No.	M	Tahun	Nama	Stasiun	Kode	Mekanisme
1	6.69	1994	Northridge-01	Carson-Water St	RSN962_NORTHR_WAT	Reverse
2	7.62	1999	Chi-Chi Taiwan	CHY054	RSN1212_CHICHI_CHY054	Reverse Oblique
3	6.61	2000	Tottori Japan	TTR005	RSN3962_TOTTORI_TTR005	Strike-Slip
4	6.36	1983	Coalinga-01	Parkfield - Cholame 2WA	RSN326_COALINGA.H_H-C02	Reverse
5	6.93	1989	Loma Prieta	APEEL 2 - Redwood City	RSN732_LOMAP_A02	Reverse Oblique
6	6.93	1989	Loma Prieta	Foster City - APEEL 1	RSN759_LOMAP_A01	Reverse Oblique
7	7.20	2010	El Mayor-Cucapah Mexico	El Centro Array #3	RSN5989_SIERRA.MEX_E03	Strike-Slip
8	9.12	2011	Tohoku	ITOH-C	NGAsubRSN4000628_SZOH35	Megathrust
9	9.12	2011	Tohoku	HONJOH	NGAsubRSN4000715_AKT015	Megathrust
10	9.12	2011	Tohoku	OHMAGARI	NGAsubRSN4000716_AKT016	Megathrust
11	7.15	2011	Miyagi Pre.Off	HJIORI	NGAsubRSN4017179_YMT005	Benioff
12	7.15	2011	Miyagi Pre.Off	OBANAZAWA	NGAsubRSN4017180_YMT006	Benioff
13	7.03	2003	SouthSanriku	OHMAGARI	NGAsubRSN4028056_AKT016	Benioff
14	7.03	2003	SouthSanriku	HJIORI	NGAsubRSN4028056_AKT016	Benioff

Semua data rekaman gempa pada tabel di atas dipilih berdasarkan parameter kelas situs tanah lunak (SE) menurut SNI 1726:2019.

Mekanisme *reverse*, *reverse oblique*, dan *strike-slip* merupakan kategori dari mekanisme sesar dangkal. Dengan demikian, terdapat 14 buah rekaman gempa yang terdiri dari 7 buah rekaman gempa sesar dangkal, 3 buah rekaman gempa *megathrust*, dan 4 buah rekaman gempa Benioff. Jumlah rekaman gempa minimal untuk *NRHA* menurut *ASCE 7-22* adalah 11 buah.

### 5.5.7 Algoritma *IDA*

Vamvatsikos dan Cornell (2002) menggunakan algoritma *IDA* yang dinamakan dengan *hunt & fill*. Ilustrasi algoritma ini dapat dilihat pada tabel berikut.

**Tabel 5.2** Ilustrasi Algoritma *Hunt & Fill* (Vamvatsikos dan Cornell, 2004)

No.	calculations	$S_a(T_1, 5\%)$ (g)	$\theta_{\max}$
1		0.005	0.05%
2	$0.005 + 0.10$	0.105	0.79%
3	$0.105 + 0.10 + 1 \times 0.05$	0.255	2.02%
4	$0.255 + 0.10 + 2 \times 0.05$	0.455	3.01%
5	$0.455 + 0.10 + 3 \times 0.05$	0.705	5.85%
6	$0.705 + 0.10 + 4 \times 0.05$	1.005	$+\infty$
7	$0.705 + (1.005 - 0.705)/3$	0.805	18.83%
8	$0.805 + (1.005 - 0.805)/3$	0.872	$+\infty$
9	$(0.805 + 0.705)/2$	0.755	9.18%
10	$(0.705 + 0.455)/2$	0.580	3.27%
11	$(0.455 + 0.255)/2$	0.355	2.96%
12	$(0.255 + 0.105)/2$	0.180	1.34%

Algoritma di atas dimaksudkan untuk memperoleh nilai *intensity measure*, misalnya simpangan maksimum, pada saat terjadinya instabilitas global yang menyebabkan keruntuhan total. Untuk memperoleh hal tersebut, diperlukan kurva *IDA* yang dapat memperlihatkan *flatline* yang menandakan terjadinya instabilitas global secara cukup akurat.

Penentuan besaran *intensity measure* pada saat terjadinya instabilitas global atau keruntuhan total bukan merupakan tujuan dari penelitian ini. Pada penelitian ini, kriteria keruntuhan struktur yang digunakan adalah kegagalan elemen, yaitu kegagalan geser dan kegagalan akibat terlewatinya batas kinerja *CP*, seperti yang dijelaskan pada Subbab 5.3. Jadi, *IDA* tidak perlu dilakukan hingga terjadinya keruntuhan total. *IDA* hanya perlu dilakukan hingga terlampauinya kapasitas geser atau batas kinerja *CP* pada elemen. Dengan kata lain, kurva *IDA* tidak diperlukan.

Pada penelitian ini, *IDA* dilakukan untuk memperoleh kurva *fragility* berdasarkan kriteria kegagalan yang dijelaskan pada Bab 3. Oleh sebab itu, *IDA* dapat difokuskan pada pencarian nilai parameter percepatan gempa yang menyebabkan keruntuhan berdasarkan kriteria kegagalan yang digunakan. Parameter percepatan gempa yang digunakan di dalam penelitian ini adalah *PGA*. Parameter ini dipilih karena persamaan kurva *hazard* yang digunakan di dalam penelitian ini merupakan fungsi dari variabel *PGA*.

Algoritma yang ditampilkan pada Tabel 5.2 tetap dapat digunakan, khususnya untuk Gedung A dan B yang didesain dengan metode konvensional. Berdasarkan analisis *pushover*, gedung-gedung tersebut diketahui mengalami keruntuhan pada kondisi gempa  $MCE_R$ . Oleh sebab itu, nilai *PGA* yang menyebabkan keruntuhan gedung-gedung tersebut kemungkinan besar lebih kecil dari nilai *PGA* gempa  $MCE_R$ . Langkah nomor 1-8 pada Tabel 5.2 dapat digunakan untuk kasus ini. Langkah nomor 1-6 dapat digunakan untuk melakukan pencarian keruntuhan (*hunt*) sementara langkah nomor 7 dan 8 digunakan untuk memastikan selisih nilai *PGA* yang menyebabkan keruntuhan dan nilai *PGA* sebelum terjadinya keruntuhan kurang dari 10%.

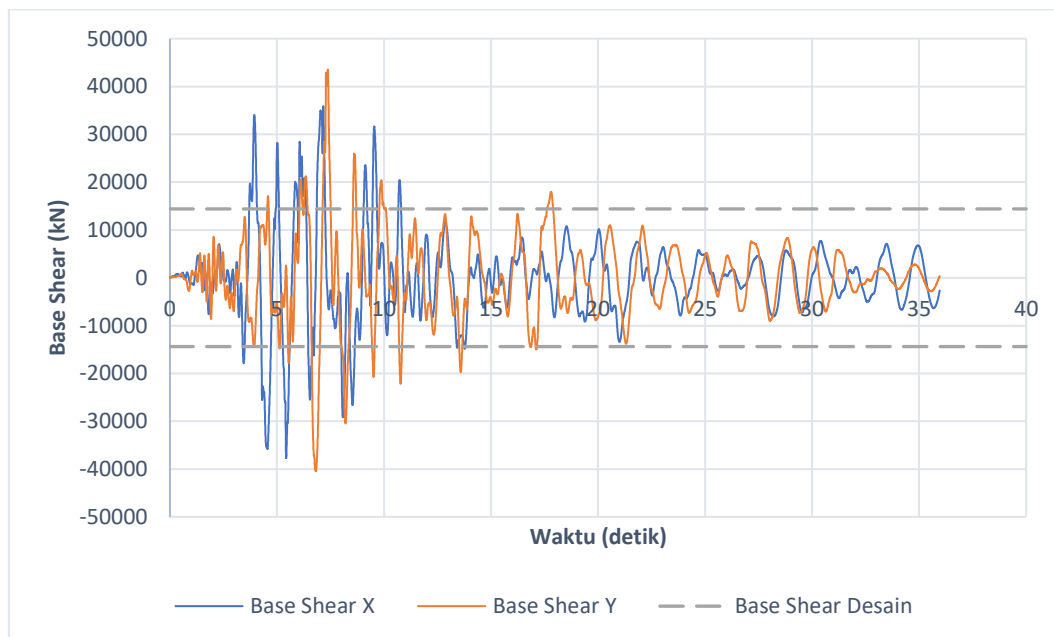
Pada Gedung A dan B yang didesain dengan metode *PBPD*, langkah nomor 1-8 pada Tabel 5.2 dapat digunakan dengan nilai *PGA* awal (*PGA* pada langkah nomor 1) sebesar *PGA* gempa  $MCE_R$ . Hal ini dapat dilakukan karena, berdasarkan hasil analisis *pushover*, gedung-gedung tersebut tidak mengalami keruntuhan pada kondisi gempa  $MCE_R$  sehingga *PGA* gempa  $MCE_R$  dapat digunakan sebagai titik acuan awal untuk melakukan *IDA*. Patut diperhatikan bahwa langkah nomor 1-6

pada Tabel 5.2 menggunakan inkremen positif. Langkah-langkah tersebut dapat dimodifikasi dengan menggunakan inkremen negatif.

### 5.5.8 Hasil IDA Gedung A

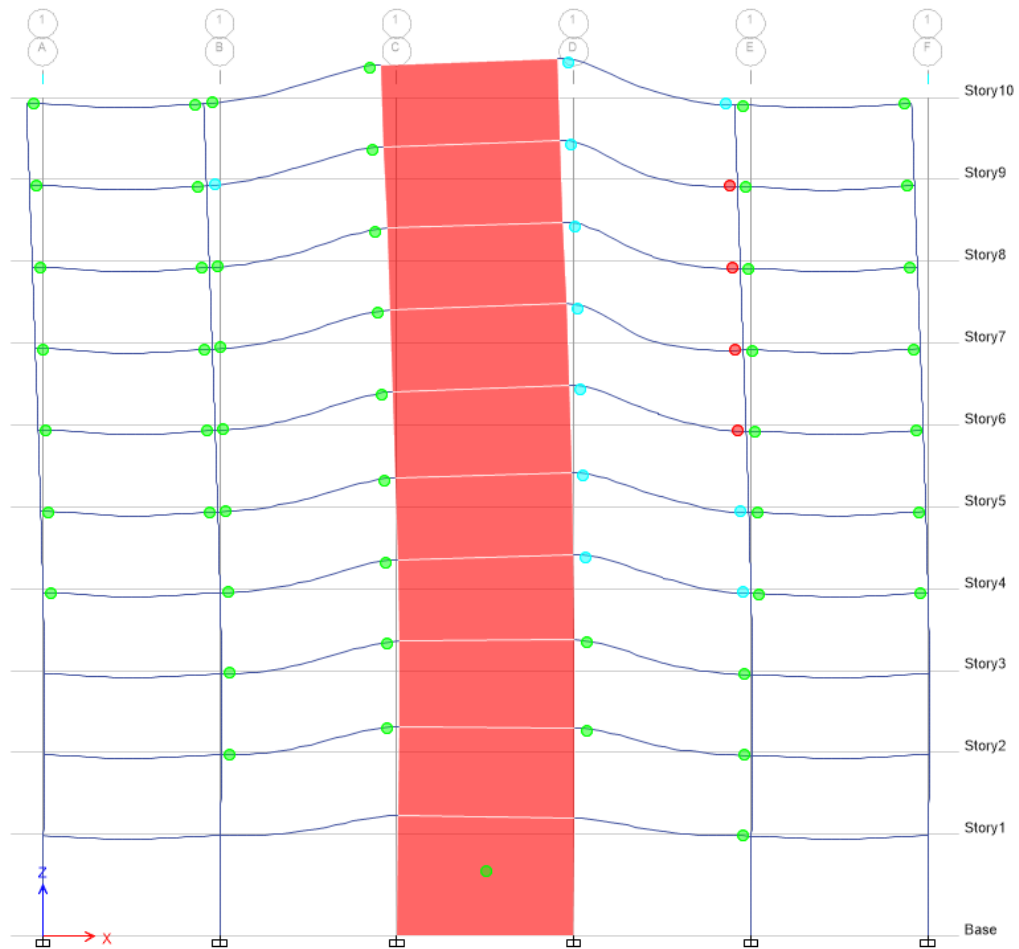
Subbab ini menampilkan sampel hasil IDA untuk Gedung A yang kapasitas geser dindingnya didesain dengan *ACI 318-19* dan metode *PBPD*. Hasil untuk Gedung A yang didesain dengan SNI 2847:2019 tidak ditampilkan karena gedung tersebut mengalami keruntuhan prematur akibat kegagalan geser pada dinding gesernya seperti yang dijelaskan pada Subbab 5.4.1.

Diagram gaya geser dasar vs. waktu untuk Gedung A yang kapasitas geser dindingnya didesain dengan *ACI 318-19* dapat dilihat pada gambar berikut.

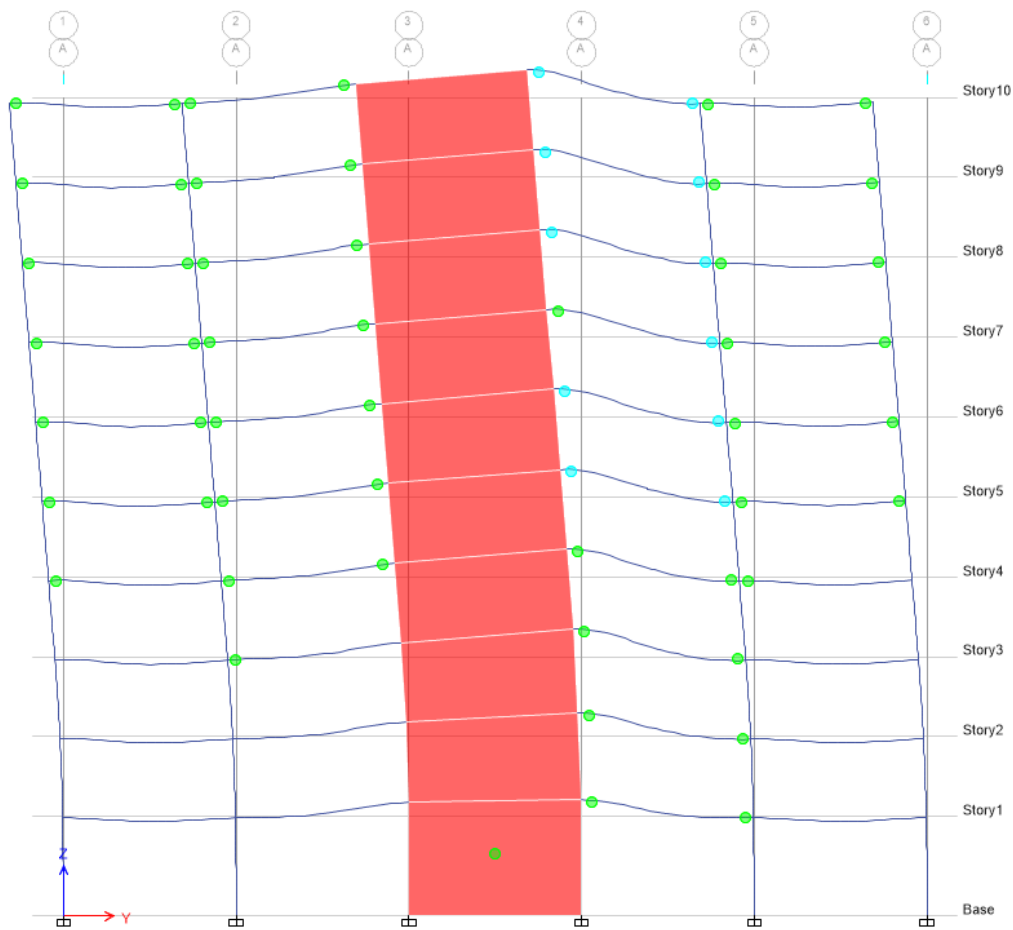


**Gambar 5.27** Diagram Gaya Geser Dasar vs. Waktu Gedung A yang Kapasitas Geser Dindingnya Didesain dengan *ACI 318-19*

Gambar di atas merupakan diagram gaya geser dasar vs. waktu akibat gempa Loma Prieta (RSN732\_LOMAP\_A02). Distribusi kelelahan atau sendi plastis akibat gempa tersebut dapat dilihat pada dua gambar berikut.



**Gambar 5.28** Distribusi Sendi Plastis Sistem Ganda Arah X Gedung A yang Kapasitas Geser Dindingnya Didesain dengan *ACI 318-19*

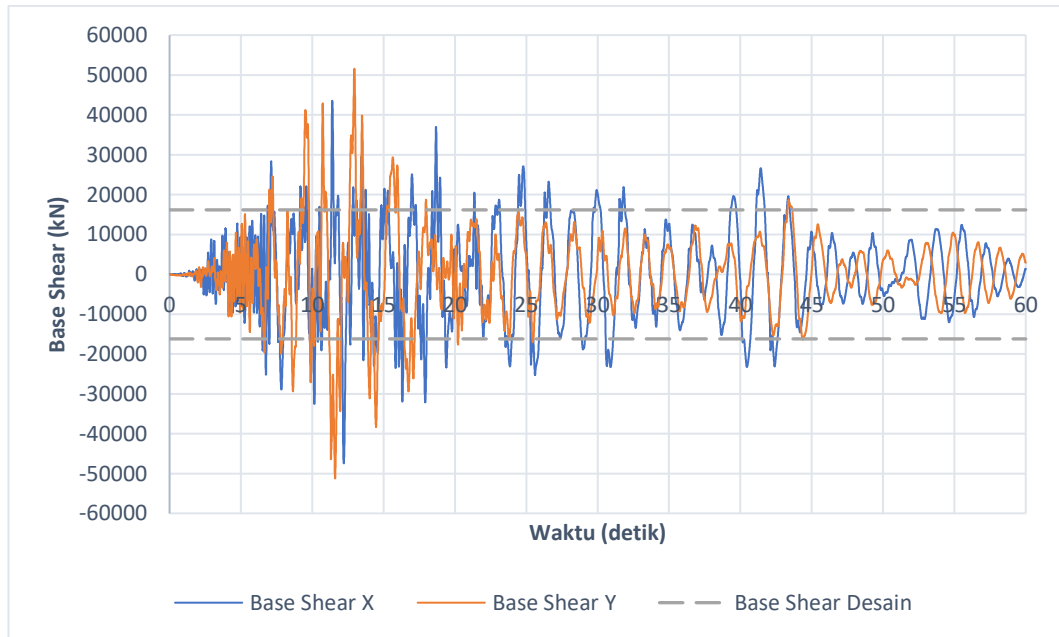


**Gambar 5.29** Distribusi Sendi Plastis Sistem Ganda Arah Y Gedung A yang Kapasitas Geser Dindingnya Didesain dengan *ACI 318-19*

Gedung A yang kapasitas geser dinding gesernya didesain dengan *ACI 318-19* mengalami keruntuhan akibat kegagalan pada balok rangka pemikul momen yang dilambangkan dengan sendi plastis berwarna merah pada Gambar 5.28.

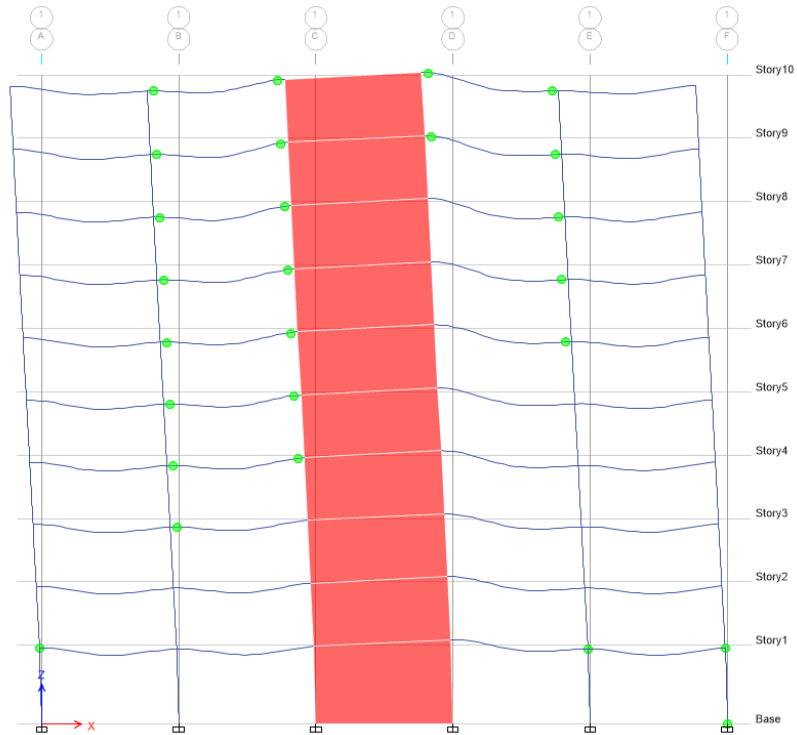
Diagram gaya geser dasar vs. waktu untuk Gedung A yang didesain dengan metode *PBPD* dapat dilihat pada gambar di bawah.



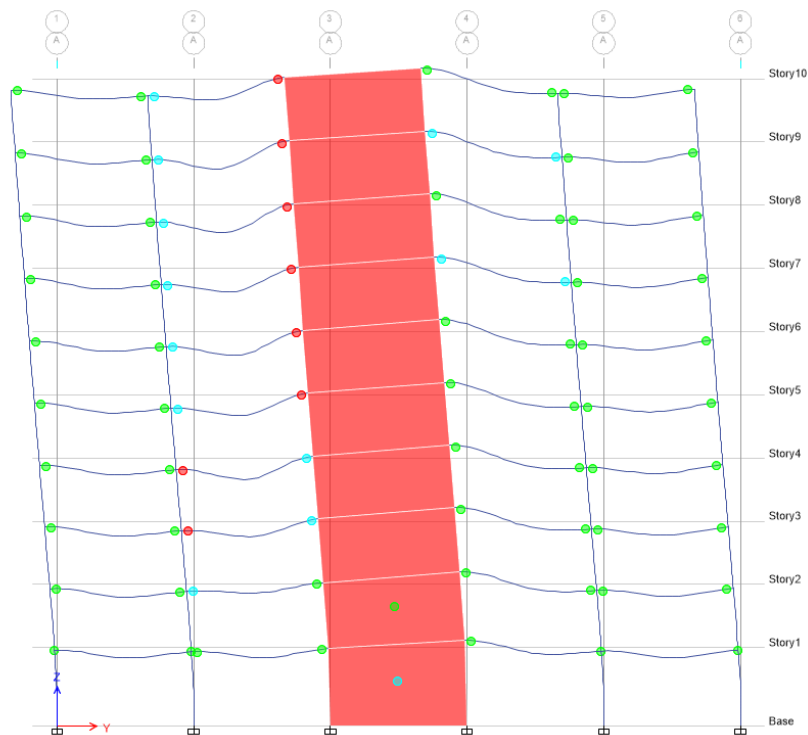


**Gambar 5.30** Diagram Gaya Geser Dasar vs. Waktu Gedung A yang Didesain dengan Metode *PBPD*

Gambar di atas merupakan diagram gaya geser dasar vs. waktu akibat gempa Loma Prieta (RSN759\_LOMAP\_A01). Distribusi kelelahan atau sendi plastis akibat rekaman gempa yang disebutkan di atas dapat dilihat pada dua gambar berikut.



**Gambar 5.31** Distribusi Sendi Plastis Sistem Ganda Arah X Gedung A yang Didesain dengan metode *PBPD*



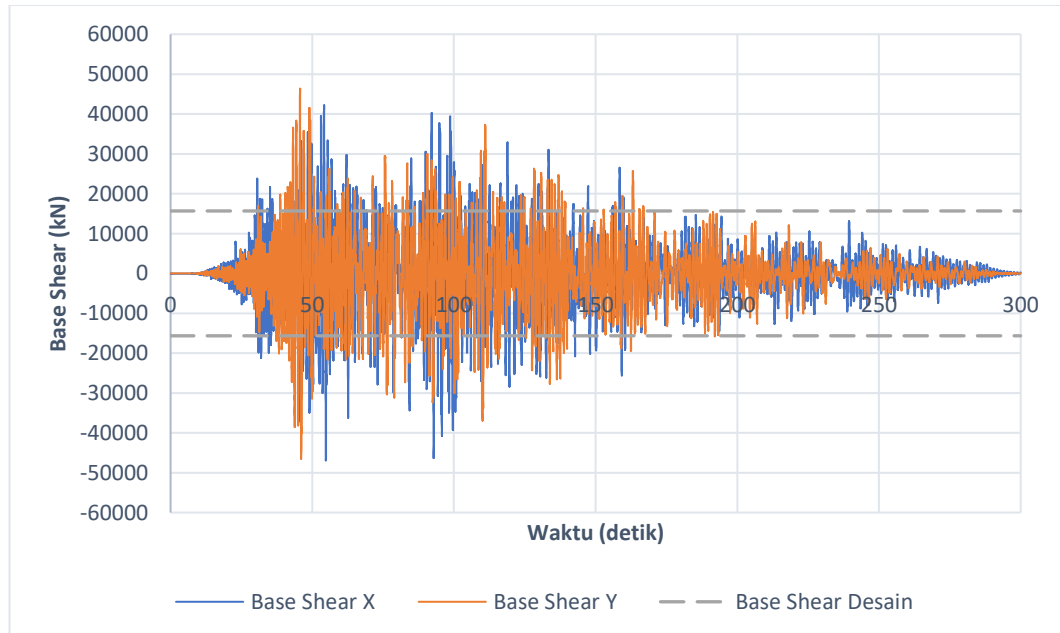
**Gambar 5.32** Distribusi Sendi Plastis Sistem Ganda Arah Y Gedung A yang Didesain dengan metode *PBPD*

Gedung A yang didesain dengan metode *PBPD* mengalami keruntuhan akibat kegagalan pada balok rangka pemikul momen yang dilambangkan dengan sendi plastis berwarna merah pada Gambar 5.32.

### 5.5.9 Hasil IDA Gedung B

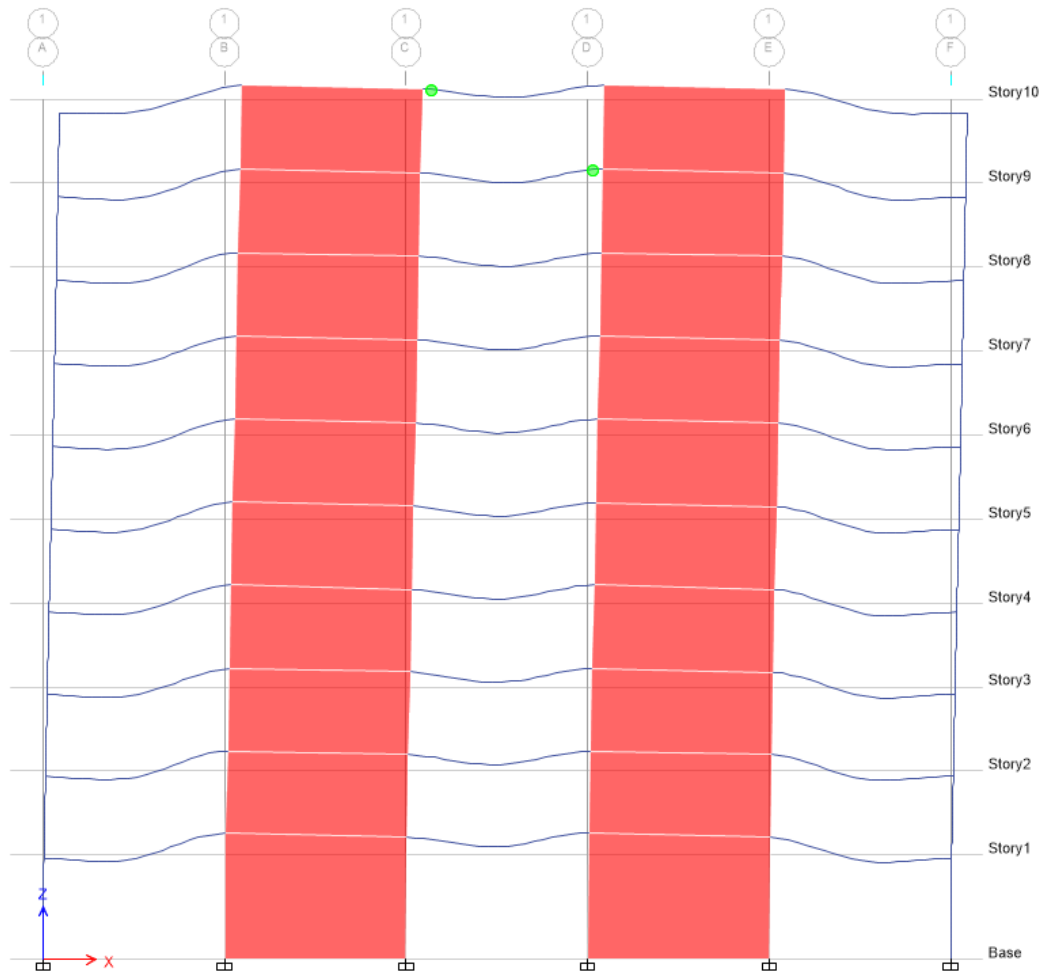
Subbab ini menampilkan sampel hasil *IDA* untuk Gedung B yang kapasitas geser dindingnya didesain dengan *ACI 318-19* dan metode *PBPD*. Hasil untuk Gedung B yang didesain dengan *SNI 2847:2019* tidak ditampilkan karena gedung tersebut mengalami keruntuhan prematur akibat kegagalan geser pada dinding gesernya seperti yang dijelaskan pada Subbab 5.4.2.

Diagram gaya geser dasar vs. waktu untuk Gedung B yang kapasitas geser dindingnya didesain dengan *ACI 318-19* dapat dilihat pada gambar berikut.

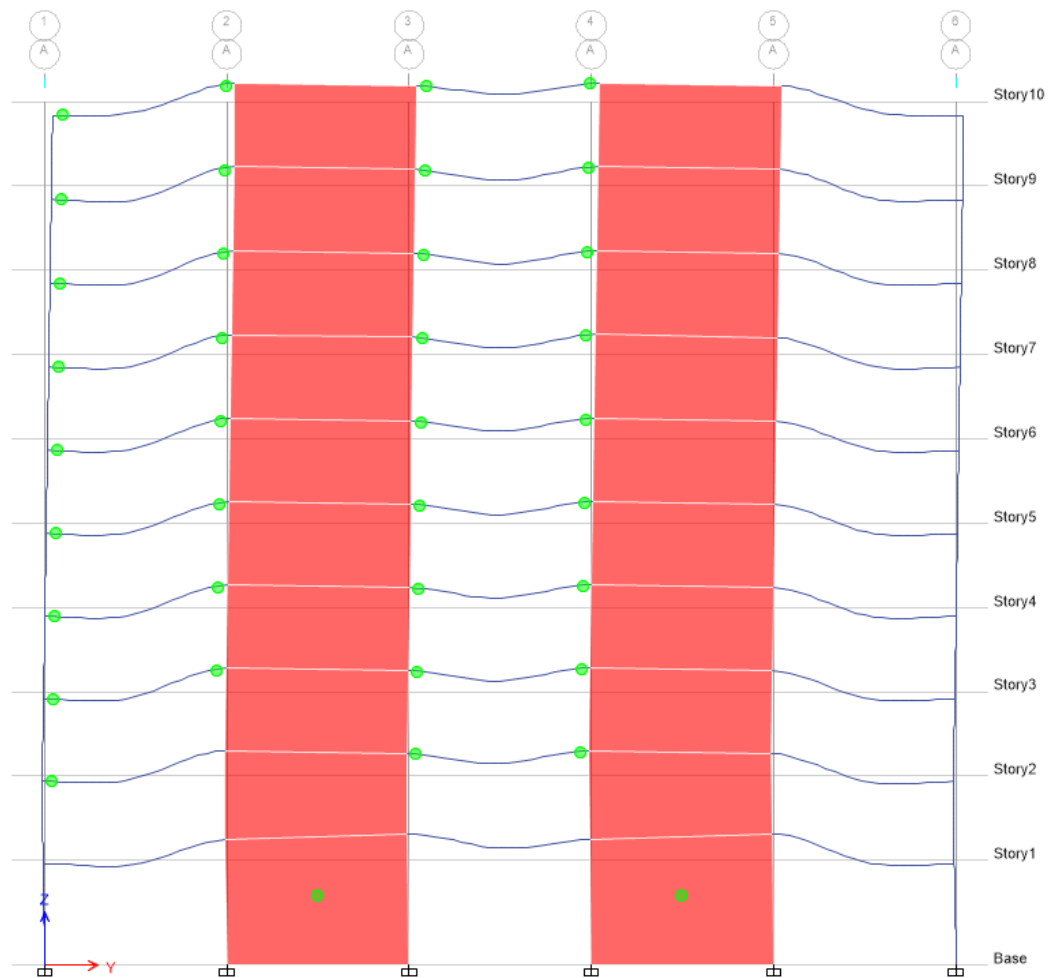


**Gambar 5.33** Diagram Gaya Geser Dasar vs. Waktu Gedung B yang Kapasitas Geser Dindingnya Didesain dengan *ACI 318-19*

Gambar di atas merupakan diagram gaya geser dasar vs. waktu akibat gempa Tohoku (NGASubRSN4000716\_AKT016). Distribusi kelelahan atau sendi plastis akibat gempa tersebut dapat dilihat pada dua gambar berikut.



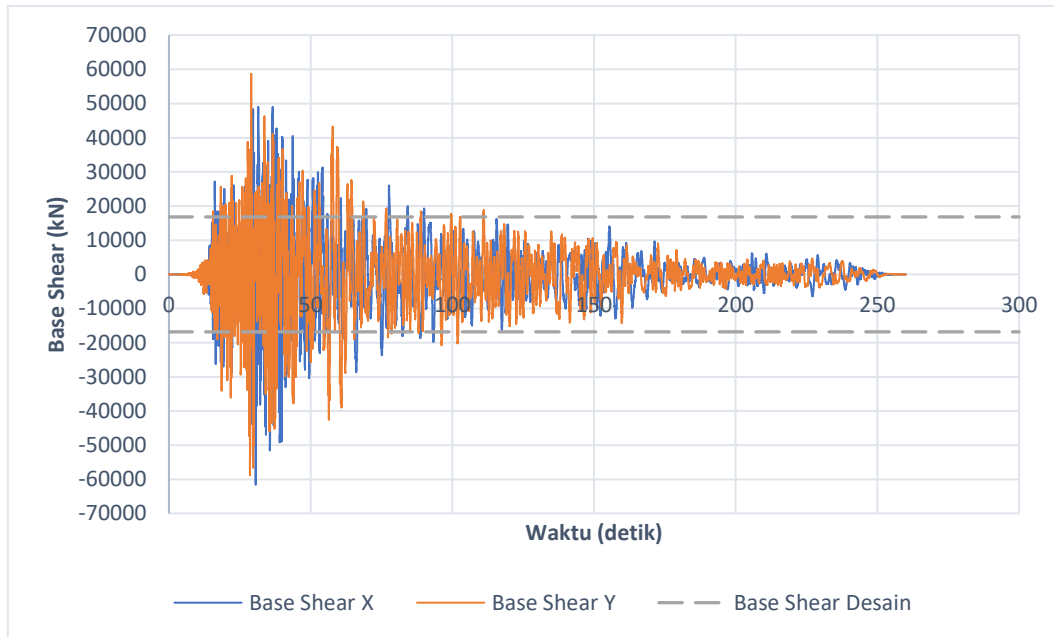
**Gambar 5.34** Distribusi Sendi Plastis Sistem Ganda Arah X Gedung B yang Kapasitas Geser Dindingnya Didesain dengan *ACI 318-19*



**Gambar 5.35** Distribusi Sendi Plastis Sistem Ganda Arah Y Gedung B yang Kapasitas Geser Dindingnya Didesain dengan *ACI 318-19*

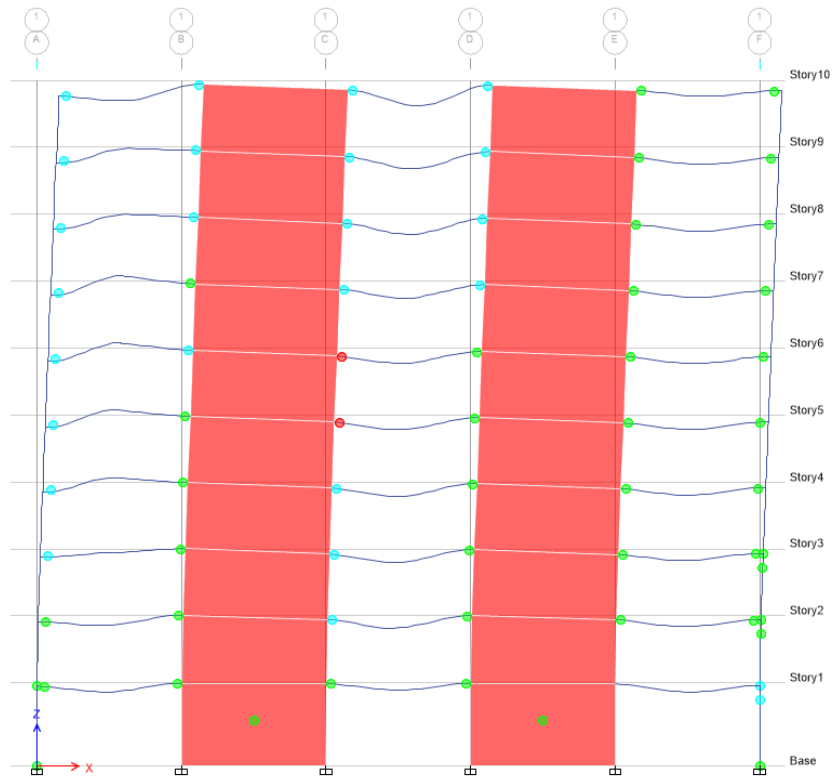
Gedung B yang kapasitas geser dinding gesernya didesain dengan *ACI 318-19* mengalami keruntuhan akibat kegagalan geser pada dinding geser.

Diagram gaya geser dasar vs. waktu untuk Gedung B yang didesain dengan metode *PBPD* dapat dilihat pada gambar di bawah.

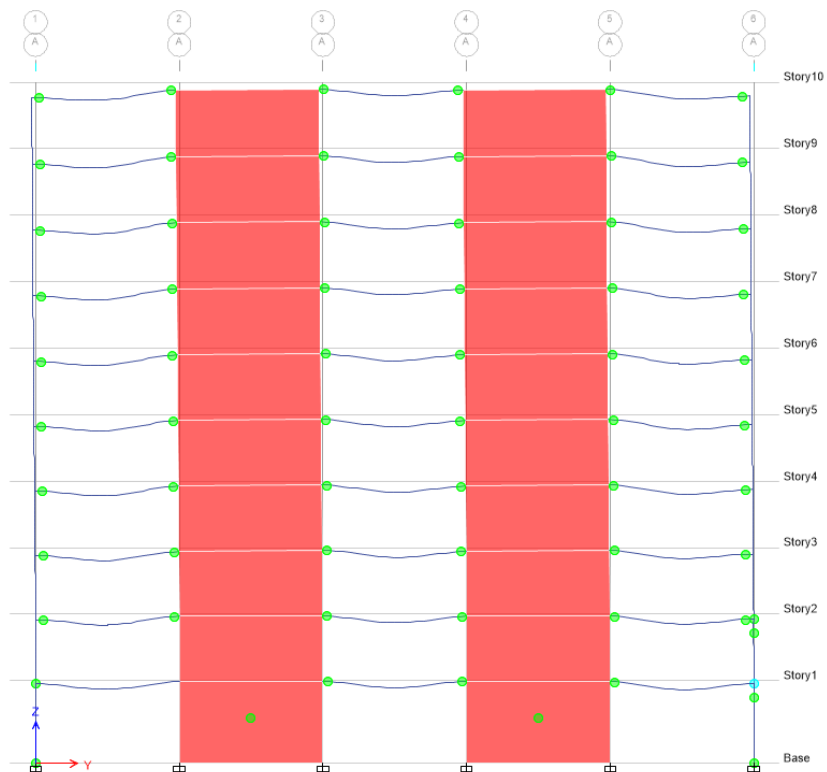


**Gambar 5.36** Diagram Gaya Geser Dasar vs. Waktu Gedung B yang Didesain dengan Metode *PBPD*

Gambar di atas merupakan diagram gaya geser dasar vs. waktu akibat gempa El Mayor-Cuapah Mexico (RSN5989\_SIERRA.MEX\_E03). Distribusi keelehan atau sendi plastis akibat rekaman gempa yang disebutkan di atas dapat dilihat pada dua gambar berikut.



**Gambar 5.37** Distribusi Sendi Plastis Sistem Ganda Arah X Gedung B yang Didesain dengan metode *PBD*



**Gambar 5.38** Distribusi Sendi Plastis Sistem Ganda Arah Y Gedung B yang Didesain dengan metode *PBD*

Gedung B yang didesain dengan metode *PBPD* mengalami keruntuhan akibat kegagalan pada balok rangka pemikul momen yang dilambangkan dengan sendi plastis berwarna merah pada Gambar 5.37.

#### **5.5.10 Rangkuman Hasil IDA**

Seperti yang telah dijelaskan sebelumnya, pada penelitian ini, IDA dilakukan untuk memperoleh kurva *fragility* diperlukan untuk melakukan evaluasi reliabilitas akibat beban gempa yang dijelaskan pada Bab 6. Kurva tersebut memerlukan data berupa nilai *PGA* yang menyebabkan keruntuhan. Parameter ini telah diperoleh melalui IDA yang dilakukan untuk Gedung A dan B. Rangkuman nilai-nilai parameter tersebut untuk setiap rekaman gempa dapat dilihat pada dua tabel di bawah. Kedua tabel tersebut menunjukkan bahwa nilai *PGA* yang menyebabkan keruntuhan ( $PGA_{collapse}$ ) Gedung A dan B yang didesain dengan metode konvensional lebih kecil dari nilai *PGA* yang menyebabkan keruntuhan Gedung A dan B yang didesain dengan metode *PBPD*.



**Tabel 5.3** Rangkuman Hasil IDA Gedung A

<b>Nama Gempa</b>	<b>Stasiun</b>	<b>PGA collapse SNI (g)</b>	<b>Failure Mode</b>	<b>PGA collapse ACI 2019 (g)</b>	<b>Failure Mode</b>	<b>PGA collapse PBPD (g)</b>	<b>Failure Mode</b>
Northridge-01	Carson-Water St	0.0950	Wall Shear	0.3700	Wall Shear	0.6469	Wall Shear
Chi-Chi Taiwan	CHY054	0.0850	Wall Shear	0.3346	Wall Shear	0.5469	Beam Flexure
Tottori Japan	TTR005	0.2200	Wall Shear	0.6469	Wall Shear	0.7969	Wall Shear
Coalinga-01	Parkfield - Cholame 2WA	0.0900	Wall Shear	0.4100	Wall Shear	0.9969	Wall Shear
Loma Prieta	APEEL 2 - Redwood City	0.0375	Wall Shear	0.8869	Beam Flexure	0.8635	Beam Flexure
Loma Prieta	Foster City - APEEL 1	0.0750	Wall Shear	0.3969	Wall Shear	0.6469	Beam Flexure
El Mayor-Cucapah Mexico	El Centro Array #3	0.0750	Wall Shear	0.4319	Wall Shear	0.9302	Beam Flexure
Tohoku	ITOH-C	0.0650	Wall Shear	0.7069	Wall Shear	0.9302	Wall Shear
Tohoku	HONJOH	0.0600	Wall Shear	0.5469	Wall Shear	0.6469	Beam Flexure
Tohoku	OHMAGARI	0.0800	Wall Shear	0.4969	Wall Shear	0.6469	Wall Shear
Miyagi Pre.Off	HIJIORI	0.0850	Wall Shear	0.4569	Wall Shear	0.9302	Wall Shear
Miyagi Pre.Off	OBANAZAWA	0.1650	Wall Shear	0.5469	Wall Shear	0.7219	Wall Shear
SouthSanriku	OHMAGARI	0.1000	Wall Shear	0.3646	Wall Shear	0.5135	Wall Shear
SouthSanriku	HIJIORI	0.2100	Wall Shear	0.5969	Wall Shear	1.2469	Wall Shear

**Tabel 5.4** Rangkuman Hasil IDA Gedung B

<b>Nama Gempa</b>	<b>Stasiun</b>	<b>PGA collapse SNI (g)</b>	<b>Failure Mode</b>	<b>PGA collapse ACI 2019 (g)</b>	<b>Failure Mode</b>	<b>PGA collapse PBPD (g)</b>	<b>Failure Mode</b>
Northridge-01	Carson-Water St	0.1400	Wall Shear	0.3469	Wall Shear	0.5219	Wall Shear
Chi-Chi Taiwan	CHY054	0.0900	Wall Shear	0.3469	Wall Shear	0.5469	Beam Flexure
Tottori Japan	TTR005	0.2800	Wall Shear	0.6519	Wall Shear	0.8469	Wall Shear
Coalinga-01	Parkfield - Cholame 2WA	0.1600	Wall Shear	0.3519	Wall Shear	0.6969	Wall Shear
Loma Prieta	APEEL 2 - Redwood City	0.0750	Wall Shear	0.2669	Wall Shear	0.7969	Beam Flexure
Loma Prieta	Foster City - APEEL 1	0.1300	Wall Shear	0.3469	Wall Shear	0.5469	Beam Flexure
El Mayor-Cucapah Mexico	El Centro Array #3	0.0950	Wall Shear	0.2919	Wall Shear	0.8469	Wall Shear
Tohoku	ITOH-C	0.0650	Wall Shear	0.5469	Wall Shear	0.9469	Wall Shear
Tohoku	HONJOH	0.1150	Wall Shear	0.4619	Wall Shear	0.6969	Beam Flexure
Tohoku	OHMAGARI	0.0950	Wall Shear	0.4469	Wall Shear	0.6969	Wall Shear
Miyagi Pre.Off	HIJIORI	0.1150	Wall Shear	0.3769	Wall Shear	0.8969	Wall Shear
Miyagi Pre.Off	OBANAZAWA	0.1900	Wall Shear	0.5469	Wall Shear	0.7469	Wall Shear
SouthSanriku	OHMAGARI	0.1700	Wall Shear	0.3469	Wall Shear	0.5469	Wall Shear
SouthSanriku	HIJIORI	0.1600	Wall Shear	0.4469	Wall Shear	0.8469	Wall Shear



# **BAB 6**

## **EVALUASI RELIABILITAS STRUKTUR AKIBAT**

### **BEBAN GEMPA**

#### **6.1 Pengantar**

Bab ini membahas mengenai evaluasi reliabilitas struktur akibat beban gempa yang dilakukan terhadap Gedung A dan B yang didesain dengan metode konvensional dan *PBPD*. Evaluasi reliabilitas struktur akibat beban gempa yang dibahas di bab ini dibagi menjadi dua bagian, yaitu analisis risiko seismik (*seismic risk analysis*) dan evaluasi reliabilitas berdasarkan metodologi *FEMA P695*. Analisis risiko seismik menghasilkan probabilitas keruntuhan untuk rentang waktu tertentu sementara evaluasi reliabilitas berdasarkan metodologi *FEMA P695* menghasilkan *collapse margin ratio*. Perbandingan nilai kedua parameter tersebut untuk gedung yang didesain dengan metode konvensional dan *PBPD* juga dibahas pada bab ini.

#### **6.2 Analisis Risiko Seismik**

Analisis risiko seismik atau analisis risiko keruntuhan akibat beban gempa dilakukan dengan menggunakan Persamaan 2.55. Seperti yang telah dijelaskan pada Subbab 2.8.1, persamaan tersebut merupakan konvolusi antara kurva *hazard* dan kurva *fragility*. Oleh sebab itu, langkah pertama yang harus dilakukan di dalam analisis ini adalah menentukan persamaan kurva *hazard* dan kurva *fragility*.

### 6.2.1 Kurva Hazard

Kurva *hazard* yang digunakan di dalam penelitian ini adalah kurva *hazard* Kota Jakarta yang dihasilkan dari studi *PSHA* yang dilakukan oleh Sengara, dkk. (2016). Kurva ini dipublikasikan di dalam studi evaluasi reliabilitas gedung yang dilakukan oleh Patrisia, Boediono, dan Sidi (2017). Ilustrasi kurva ini dapat dilihat pada Gambar 2.19. Kurva ini diatur oleh persamaan berikut.

$$\begin{aligned} \lambda(PGA > x) = \exp [ & -4.2331 \times 10^{-5}(\ln PGA)^6 - 0.00189(\ln PGA)^5 \\ & - 0.0329(\ln PGA)^4 - 0.301(\ln PGA)^3 - 1.738(\ln PGA)^2 \\ & - 6.832(\ln PGA) - 13.375] \end{aligned} \quad (6.1)$$

dengan *PGA* adalah *peak ground acceleration* dan  $\lambda(PGA > x)$  adalah frekuensi tahunan terjadinya nilai *PGA* yang lebih besar dari  $x$  (kurva *hazard*).

### 6.2.2 Kurva Fragility

Kurva *fragility* struktur diasumsikan dapat dimodelkan dengan distribusi lognormal. Asumsi ini pertama kali digunakan oleh Kennedy, dkk. (1980) untuk melakukan evaluasi reliabilitas seismik struktur pembangkit listrik tenaga nuklir. Kurva *fragility* yang dimodelkan dengan distribusi lognormal dapat dinyatakan melalui persamaan berikut.

$$P(F|IM = x) = \Phi \left( \frac{\ln \left( \frac{x}{\theta} \right)}{\beta} \right) \quad (6.2)$$

dengan *IM* adalah *intensity measure*, misalnya *PGA*,  $\Phi(\ )$  adalah *standard normal cumulative distribution function*,  $\theta$  adalah nilai median kurva *fragility* (nilai *IM*

yang menyebabkan probabilitas keruntuhan sebesar 50%),  $\beta$  adalah deviasi standar  $\ln(IM \text{ saat collapse})$ , dan  $P(F/IM = x)$  adalah probabilitas keruntuhan akibat  $IM$  dengan nilai  $x$ .

Persamaan 6.2 membutuhkan dua buah parameter, yaitu  $\theta$  dan  $\beta$ . Kedua parameter ini dapat diestimasi melalui dua persamaan berikut.

$$\ln \theta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln im_i \quad (6.3)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left[ \ln \left( \frac{im_i}{\theta} \right) \right]^2} \quad (6.4)$$

dengan  $im_i$  adalah nilai  $IM$  rekaman gempa ke- $i$  yang menyebabkan keruntuhan dan  $n$  adalah jumlah rekaman gempa. Persamaan 6.3 dan 6.4 dapat diselesaikan dengan menggunakan hasil  $IDA$  yang ditampilkan pada Tabel 5.3 dan 5.4. Dengan memanfaatkan data dari kedua tabel tersebut, kurva *fragility* untuk masing-masing gedung dapat ditentukan berdasarkan Persamaan 6.2, 6.3, dan 6.4.

Kurva *fragility* yang dihasilkan melalui persamaan-persamaan di atas harus disesuaikan atau dimodifikasi untuk memperhitungkan ketidakpastian. *FEMA P695* memperhitungkan ketidakpastian dengan cara memodifikasi nilai  $\beta$  melalui persamaan berikut.

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (6.5)$$

dengan  $\beta_{TOT}$  adalah total ketidakpastian sistem,  $\beta_{RTR}$  adalah ketidakpastian akibat variasi rekaman gempa (*record-to-record collapse uncertainty*),  $\beta_{DR}$  adalah ketidakpastian akibat ketidaksesuaian dengan asumsi yang digunakan oleh standar atau peraturan desain (*design requirements-related collapse uncertainty*),  $\beta_{TD}$

adalah ketidakpastian akibat variasi data antar-pengujian atau antar-analisis (*test-data related collapse uncertainty*), dan  $\beta_{MDL}$  adalah ketidakpastian akibat akurasi pemodelan (*model-related collapse uncertainty*).

Nilai  $\beta_{RTR}$  dapat diasumsikan sama dengan  $\beta$  yang dihitung dengan Persamaan 6.4 karena *IDA* secara langsung mencerminkan variasi dari masing-masing rekaman gempa yang digunakan. Sementara itu, nilai  $\beta_{DR}$ ,  $\beta_{TD}$ , dan  $\beta_{MDL}$  dapat ditentukan berdasarkan *judgment* atau perkiraan. Rentang nilai ketiga parameter ini adalah 0,10 - 0,50. *FEMA P695* memberikan kategori kualitas berdasarkan rentang nilai tersebut, yaitu 0,10 melambangkan kualitas *Superior*, 0,20 melambangkan kualitas *Good*, 0,35 melambangkan kualitas *Fair*, dan 0,50 melambangkan kualitas *Poor*. Pada penelitian ini,  $\beta_{DR}$ ,  $\beta_{TD}$ , dan  $\beta_{MDL}$  diasumsikan termasuk di dalam kategori *Good*.

Untuk gedung dengan daktilitas berdasarkan periode ( $\mu_T$ ) yang nilainya lebih besar dari 3,  $\beta_{TOT}$  langsung ditentukan dengan menggunakan tabel-tabel yang ditampilkan pada *FEMA P695 Section 7.3.4*. Nilai  $\mu_T$  dapat ditentukan melalui persamaan berikut.

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad (6.6)$$

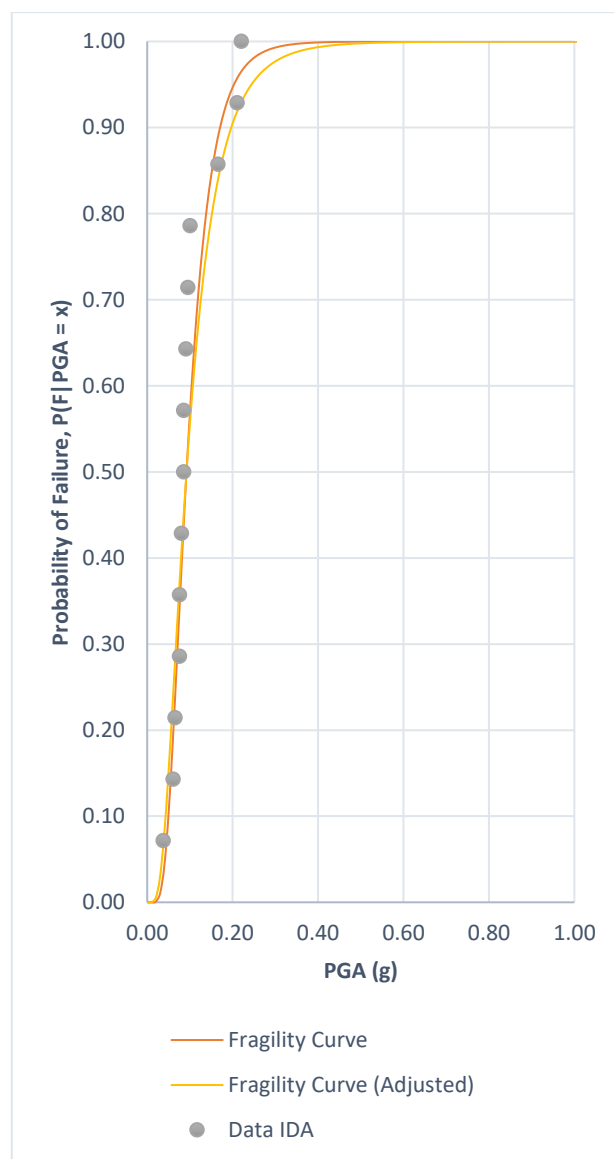
dengan  $\delta_u$  adalah simpangan atap pada titik terakhir kurva *pushover* dan  $\delta_{y,eff}$  adalah simpangan leleh atap efektif yang ditentukan melalui persamaan berikut.

$$\delta_{y,eff} = C_0 \frac{V_{max}}{W} \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) [\max(T, T_1)]^2 \quad (6.7)$$

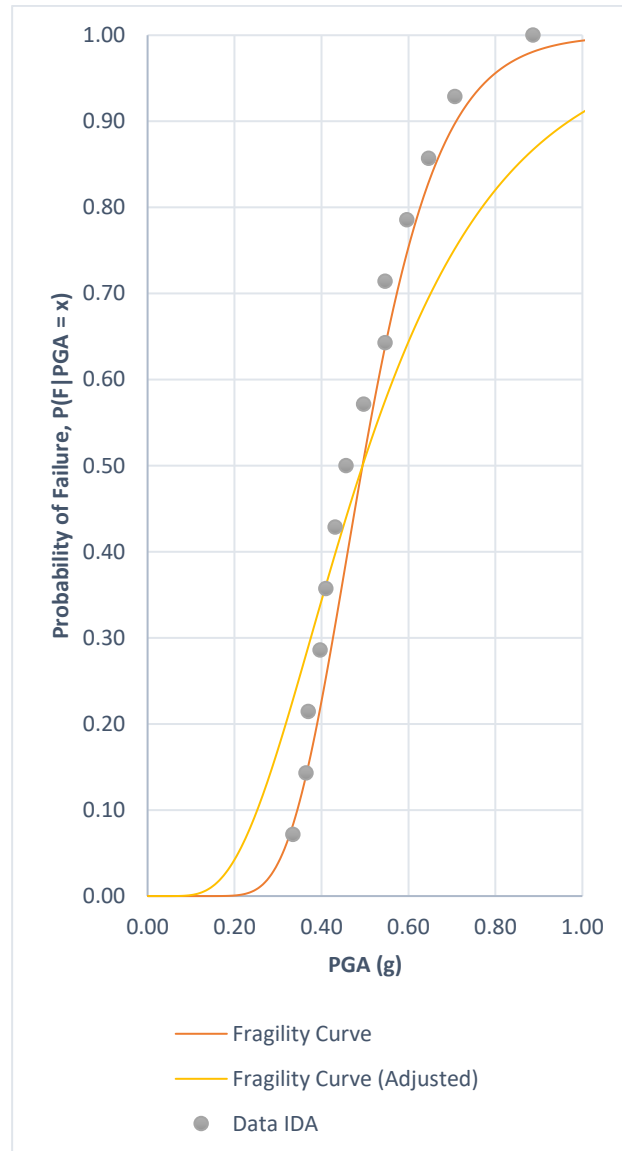
dengan  $C_0$  adalah koefisien yang menghubungkan antara periode fundamental *SDOF* ekuivalen dengan simpangan atap,  $V_{max}$  adalah gaya geser dasar maksimum pada kurva *pushover*,  $W$  adalah berat struktur,  $g$  adalah percepatan gravitasi,  $T$

adalah periode fundamental pendekatan, dan  $T_1$  adalah periode fundamental dari analisis ragam. Koefisien  $C_0$  berasal dari prosedur analisis statik nonlinear *ASCE 41-17* yang tersedia di dalam program komputer *ETABS*. Nilai koefisien ini dapat langsung ditentukan berdasarkan kurva *pushover* yang diperoleh pada Bab 5.

Ilustrasi kurva *fragility*, kurva *fragility* yang memperhitungkan ketidakpastian, dan data hasil *IDA* Gedung A dapat dilihat pada gambar-gambar berikut.

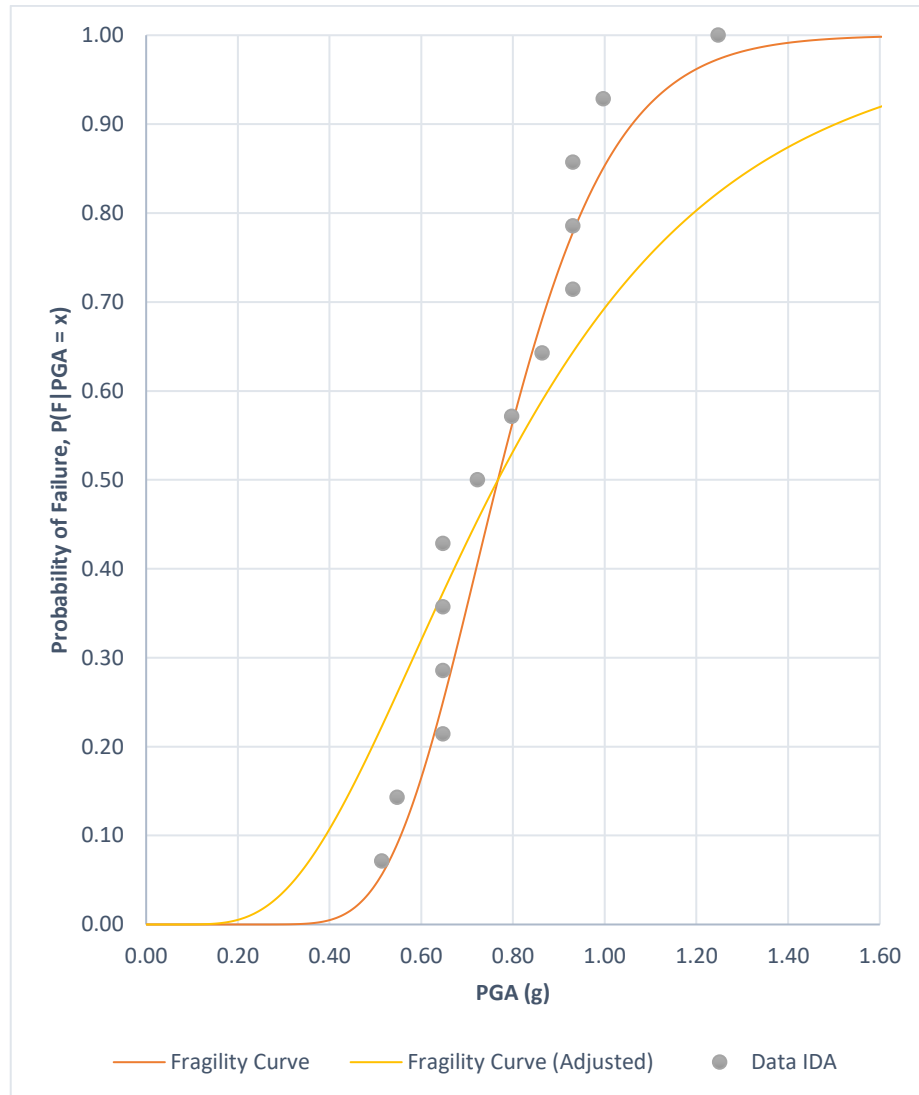


**Gambar 6.1** Kurva *Fragility* Gedung A yang Didesain dengan SNI 2847:2019



**Gambar 6.2** Kurva *Fragility* Gedung A yang Kapasitas Geser Dindingnya Didesain dengan *ACI 318-19*

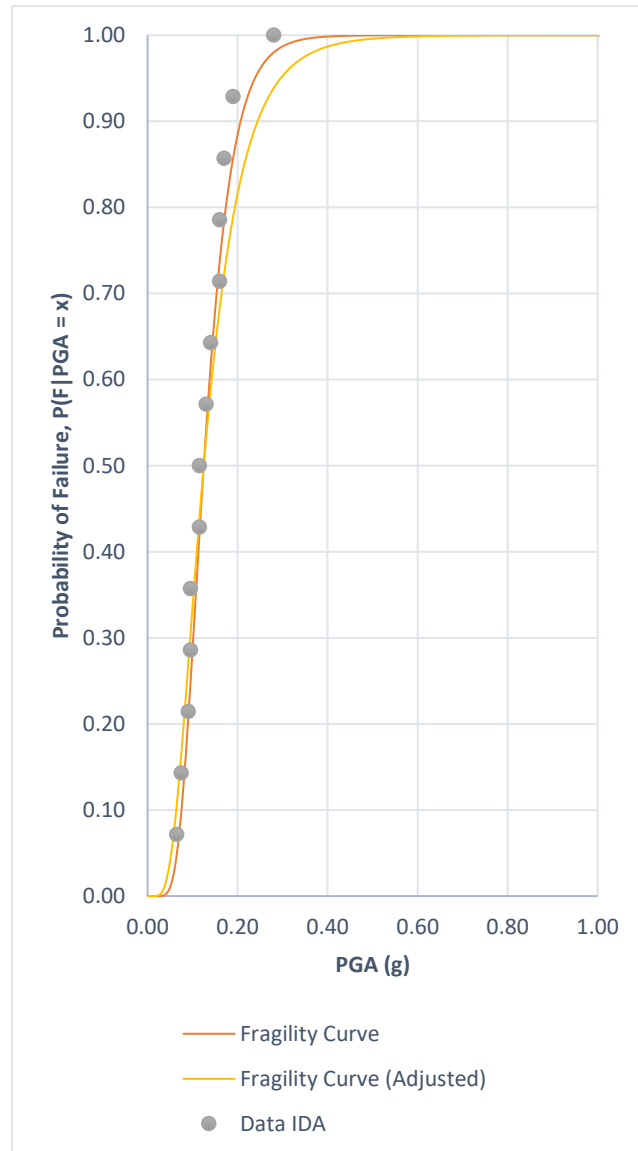




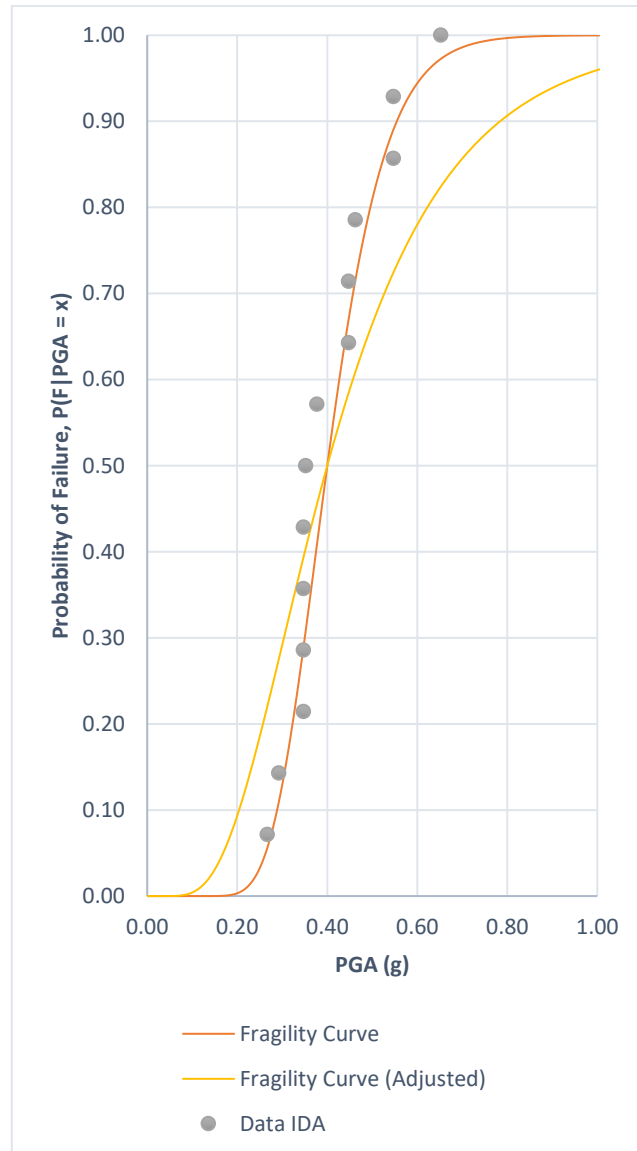
**Gambar 6.3** Kurva *Fragility* Gedung A yang Didesain dengan Metode *PBPD*

Gambar 6.1, 6.2 dan 6.3 di atas menunjukkan bahwa kurva *fragility* yang memperhitungkan ketidakpastian menghasilkan nilai probabilitas keruntuhan yang lebih besar untuk *PGA* yang nilainya lebih kecil dari nilai median.

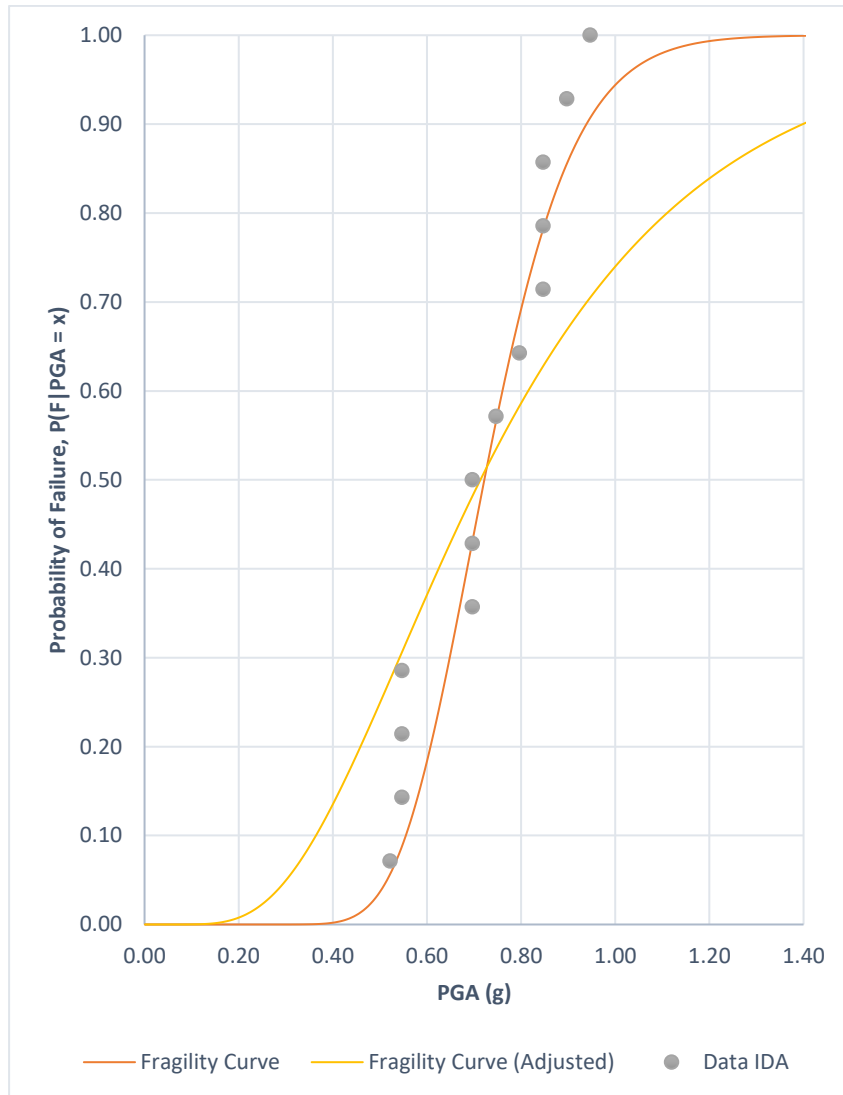
Ilustrasi kurva *fragility*, kurva *fragility* yang memperhitungkan ketidakpastian, dan data hasil *IDA* Gedung B dapat dilihat pada gambar-gambar berikut.



**Gambar 6.4** Kurva *Fragility* Gedung B yang Didesain dengan Metode Konvensional



**Gambar 6.5** Kurva *Fragility* Gedung B yang Kapasitas Geser Dindingnya Didesain dengan *ACI 318-19*



**Gambar 6.6** Kurva *Fragility* Gedung B yang Didesain dengan Metode *PBPD*

Seperti pada Gedung A, Gambar 6.4, 6.5, dan 6.6 di atas menunjukkan bahwa kurva *fragility* yang memperhitungkan ketidakpastian menghasilkan nilai probabilitas keruntuhan yang lebih besar untuk *PGA* yang nilainya lebih kecil dari nilai median.

### 6.2.3 Probabilitas Keruntuhan

Seperti yang sudah dijelaskan pada Subbab 2.8.1, probabilitas keruntuhan atau *probability of collapse* akibat beban gempa dapat ditentukan dengan menggunakan

Persamaan 2.59. Persamaan tersebut dapat diselesaikan secara diskrit dan dinyatakan sebagai persamaan berikut.

$$P(F) \cong \sum_{i=1}^n P(F|IM = x_i) \Delta\lambda_i \quad (6.8)$$

dengan  $P(F)$  adalah probabilitas keruntuhan,  $P(F|IM = x)$  adalah kurva *fragility*, dan  $\Delta\lambda_i$  yang didefinisikan melalui persamaan berikut.

$$\Delta\lambda_i = \lambda(IM > x_i) - \lambda(IM > x_{i+1}) \quad (6.9)$$

dengan  $\lambda(IM)$  adalah kurva *hazard*.

Persamaan 6.8 dapat diselesaikan dengan menggunakan kurva *hazard* yang didefinisikan oleh Persamaan 6.1 dan kurva *fragility* masing-masing gedung. Probabilitas keruntuhan yang dihasilkan adalah probabilitas keruntuhan tahunan karena kurva *hazard* yang digunakan berbentuk hubungan antara frekuensi terlampaui tahunan (*annual frequency of exceedance*) dan *PGA*. Seperti yang sudah diuraikan pada Subbab 2.8.1, probabilitas keruntuhan tahunan dapat dikonversi menjadi probabilitas keruntuhan untuk periode tertentu, misalnya 50 tahun, dengan menggunakan Persamaan 2.56.

Probabilitas keruntuhan untuk gedung-gedung yang dibahas di dalam penelitian ini dapat dilihat pada tabel di bawah. Kurva *fragility* yang digunakan dalam perhitungan adalah kurva *fragility* yang memperhitungkan ketidakpastian (*collapse uncertainty*).

**Tabel 6.1** Probabilitas Keruntuhan Gedung A dan B

Probabilitas Keruntuhan	Gedung A			Gedung B		
	SNI	ACI 2019	PBPD	SNI	ACI 2019	PBPD
Tahunan	3.21%	0.05%	0.01%	1.68%	0.10%	0.02%
50 Tahun	80.40%	2.58%	0.58%	57.09%	4.87%	0.75%

Target probabilitas keruntuhan akibat gempa  $MCE_R$  yang digunakan SNI 1726:2019 adalah 1% dalam 50 tahun. Berdasarkan Tabel 6.1, dapat disimpulkan bahwa Gedung A dan B yang didesain dengan metode *PBPD* memenuhi target risiko keruntuhan SNI 1726:2019 sementara Gedung A dan B yang didesain dengan metode konvensional tidak memenuhi target tersebut.

### 6.3 *Collapse Margin Ratio*

Berdasarkan definisi yang diberikan oleh *FEMA P695*, *collapse margin ratio* (*CMR*) untuk kasus penelitian ini dapat dinyatakan melalui persamaan berikut.

$$CMR = \frac{\theta}{PGA_M} \quad (6.10)$$

dengan  $\theta$  adalah nilai *PGA* yang menyebabkan probabilitas keruntuhan sebesar 50% dan  $PGA_M$  adalah nilai *PGA* dari spektrum desain yang sudah disesuaikan dengan kelas situs. Nilai  $\theta$  dapat diperoleh dari Persamaan 6.3 dan nilai  $PGA_M$  dapat diperoleh dari data spektrum desain untuk lokasi gedung.

Untuk melakukan evaluasi reliabilitas, nilai *CMR* yang diperoleh dari Persamaan 6.10 harus dikalikan dengan *spectral shape factor* (*SSF*). Faktor ini digunakan untuk memperhitungkan variasi bentuk kurva spektrum respons yang disebabkan oleh karakteristik rekaman-rekaman gempa yang beragam. *SSF* ditentukan berdasarkan tabel-tabel pada *FEMA P695 Section 7.2.2*. Tabel-tabel tersebut membutuhkan dua buah parameter, yaitu periode fundamental dan  $\mu_T$ , yang sudah dijelaskan pada subbab sebelumnya. Selain itu, *FEMA P695* juga menyatakan bahwa nilai *CMR* perlu dikalikan dengan faktor sebesar 1,2 untuk

evaluasi yang dilakukan berdasarkan model tiga dimensi. *CMR* yang sudah dikalikan dengan *SSF* dan faktor untuk model tiga dimensi disebut dengan *adjusted collapse margin ratio (ACMR)*.

Evaluasi reliabilitas akibat beban gempa berdasarkan *collapse margin ratio* dilakukan dengan cara membandingkan nilai *ACMR* dengan dengan nilai *ACMR10%*. Nilai *ACMR10%* ditentukan dengan menggunakan *FEMA P695 Table 7-3* berdasarkan nilai  $\beta_{TOT}$ . Apabila nilai *ACMR* gedung lebih kecil dari nilai *ACMR10%* maka gedung tersebut dapat dikatakan tidak memenuhi syarat probabilitas keruntuhan maksimum sebesar 10% akibat gempa *MCE*, yaitu gempa dengan periode ulang 2500 tahun, yang digunakan di dalam peraturan desain struktur gedung tahan gempa di Amerika Serikat dan Indonesia.

Nilai *ACMR* dan *ACMR10%* gedung-gedung yang ditinjau di dalam penelitian ini dapat dilihat pada tabel di bawah.

**Tabel 6.2** *Collapse Margin Ratio* Gedung A dan B

<i>Collapse Margin Ratio</i>	Gedung A			Gedung B		
	SNI	ACI 2019	PBPD	SNI	ACI 2019	PBPD
<i>ACMR</i>	0.23	1.60	2.48	0.30	1.29	2.31
<i>ACMR10%</i>	2.14	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96

Tabel di atas menunjukkan bahwa Gedung A dan B yang didesain dengan metode *PBPD* memenuhi syarat  $ACMR \geq ACMR10\%$  sementara Gedung A dan B yang didesain dengan metode konvensional tidak memenuhi syarat tersebut.





## BAB 7

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 7.1 Kesimpulan

Kesimpulan yang dapat ditarik dari penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Metode *PBPD* dapat diaplikasikan pada gedung dengan sistem ganda dinding-portal beton bertulang.
2. Berdasarkan analisis *pushover*, kinerja Gedung A dan B yang didesain dengan metode *PBPD* adalah *IO-LS*. Sementara itu, Gedung A dan B yang didesain dengan SNI 2847:2019 sudah mengalami keruntuhan akibat kegagalan geser pada dinding geser sebelum *performance point*-nya tercapai. Kinerja Gedung A dan B yang didesain dengan SNI 2847:2019 dan kapasitas geser dindingnya direvisi dengan *ACI 318-19* adalah *IO-LS*.
3. Berdasarkan analisis statik dan dinamik nonlinear, mekanisme plastis Gedung A dan B yang didesain dengan metode *PBPD* dapat dikatakan sesuai dengan target mekanisme plastis yang ditentukan. Hal ini berbeda dengan Gedung A dan B yang didesain dengan SNI 2847:2019 yang sudah mengalami keruntuhan sebelum kelelahan terjadi.
4. Berdasarkan analisis statik dan dinamik nonlinear, mekanisme plastis Gedung A dan B yang didesain dengan SNI 2847:2019 dan kapasitas geser dindingnya direvisi dengan *ACI 318-19* dapat dikatakan sesuai dengan target mekanisme plastis yang ditentukan. Namun, Gedung B mengalami keruntuhan akibat kegagalan geser pada dinding sebelum kegagalan lentur terjadi pada balok.

5. Probabilitas keruntuhan dalam 50 tahun Gedung A dan B yang didesain dengan metode *PBPD* masing-masing adalah sebesar 0,58% dan 0,75%. Kedua nilai tersebut memenuhi target risiko keruntuhan yang digunakan SNI 1726:2019, yaitu probabilitas keruntuhan maksimum sebesar 1% dalam 50 tahun.
6. Probabilitas keruntuhan Gedung A dan B yang didesain dengan SNI 2847:2019 masing-masing adalah sebesar 80,40% dan 57,09%. Kedua nilai tersebut sangat besar dan tidak memenuhi target risiko keruntuhan yang digunakan SNI 1726:2019.
7. Probabilitas keruntuhan Gedung A dan B yang didesain dengan SNI 2847:2019 dan kapasitas geser dindingnya direvisi dengan *ACI 318-19* masing-masing adalah sebesar 2,58% dan 4,87%. Kedua nilai tersebut tidak memenuhi target risiko keruntuhan yang digunakan SNI 1726:2019.
8. Berdasarkan evaluasi *collapse margin ratio FEMA P695*, nilai *ACMR* Gedung A dan B yang didesain dengan metode *PBPD* memenuhi *ACMR10%* sehingga kedua gedung tersebut memenuhi target probabilitas keruntuhan sebesar 10% akibat gempa *MCE*. Sementara itu, nilai *ACMR* Gedung A dan B yang didesain dengan metode konvensional tidak memenuhi target probabilitas keruntuhan 10% akibat gempa *MCE*.
9. Berdasarkan evaluasi risiko keruntuhan seismik yang dilakukan di dalam penelitian ini, desain kapasitas geser kolom dan dinding geser beton bertulang berdasarkan SNI 2847:2019 dan *ACI 318-19* tidak konservatif dan perlu ditinjau ulang. Selain itu, metode *capacity design* dan *limit-state design* (desain plastis) juga tidak cukup untuk mempertimbangkan efek *higher mode* pada kolom dan dinding geser beton bertulang.

10. *Gravity frames* yang didesain dengan *detailing* rangka pemikul momen khusus dapat bergerak bersama secara kompatibel dengan sistem penahan gaya lateral tanpa mengalami keruntuhan. Selain itu, kontribusi *gravity frames* dan pelat lantai terhadap desain dan kapasitas geser sistem penahan gaya lateral perlu diperhitungkan secara langsung melalui model tiga dimensi.

## 7.2 Saran

Berikut ini adalah saran untuk pengembangan lebih lanjut topik yang dibahas di dalam penelitian ini:

1. Pemeriksaan kapasitas geser dinding geser pada analisis statik dan dinamik nonlinear sebaiknya dibandingkan dengan pendekatan yang digunakan di dalam metodologi desain berbasis kinerja (*performance-based design* atau *PBD*), seperti *PEER* (2017) dan *LATBSDC* (2023).
2. Selain dibandingkan dengan metode desain konvensional, sebaiknya metode *PBPD* yang dikembangkan juga dibandingkan dengan metode desain berbasis kinerja, seperti *PEER* (2017) dan *LATBSDC* (2023).
3. Perilaku geser nonlinear pada kolom dan dinding geser beton bertulang sebaiknya dimodelkan dengan *shear hinges*.
4. Distribusi vertikal gaya geser pada dinding geser untuk metode *PBPD* perlu ditinjau kembali. Studi khusus perlu dilakukan untuk mengembangkan metode desain geser kolom dan dinding geser yang lebih rasional.
5. Penelitian ini perlu diulang untuk gedung-gedung yang lebih tinggi, misalnya 20 dan 30 lantai.

6. Penelitian ini perlu dilengkapi dengan aspek pemodelan dan desain diafragma.
7. Penelitian ini perlu dilakukan untuk sistem ganda dinding-portal beton bertulang yang menggunakan *core wall*.

## DAFTAR PUSTAKA

- Abdullah, S.A. dan Wallace, J.W. (2019), “Drift Capacity of Reinforced Concrete Structural Walls with Special Boundary Elements”, *ACI Structural Journal*, 116(1), 183
- ACI (2008), *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, ACI 318-08, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA
- ACI (2015), *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, ACI 318-14, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA
- ACI (2019), *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, ACI 318-19, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA
- ACI (2023), *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings: Code and Commentary*, ACI 369.1-22, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA
- Akiyama, H. (1985), *Earthquake-Resistant Limit-State Design of Buildings*, University of Tokyo Press, Tokyo, Japan
- Ancheta, T.D., Darragh, R.B., Stewart, J.P., Seyhan, E., Silva, W.J., Chiou, B.S.J, ... dan Donahue, J.L. (2013), “PEER NGA-West2 Database”, PEER Report 2013/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Davis Hall, University of California, Berkeley, CA, USA
- Ang, A.H.-S. dan Tang, W.H. (1984), *Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Vol. 2: Decision, Risk, and Reliability*, Illustrated Edition, John Wiley & Sons Inc., New York, NY, USA
- Aoyama, H. (1987), “Earthquake Resistant Design of Reinforced Concrete Frame Buildings with Flexural Walls”, *Journal of the Faculty of Engineering, University of Tokyo, Series B*, 39(2), 87-109
- ASCE (2000), *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA
- ASCE (2005), *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI 7-05, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA

- ASCE (2017), *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI 7-16, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA
- ASCE (2017), *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, ASCE/SEI 41-17, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA
- ASCE (2022), *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI 7-22, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA
- ASCE (2023), *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, ASCE/SEI 41-23, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA
- Aschheim, M. (2002), “Seismic Design Based on the Yield Displacement”, *Earthquake Spectra*, 18(4), 581-600
- ATC (2005), *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, FEMA 440, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA
- ATC (2009), *Quantification of Building Seismic Performance Factors*, FEMA P695, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA
- ATC (2009), *Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response*, FEMA P440A, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA
- ATC (2012), *Seismic Performance Assessment of Buildings, Methodology and Implementation*, FEMA P-58-1, ATC-58-1 Project, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA
- ATC (2018), *Assessing Seismic Performance of Buildings with Configuration Irregularities: Calibrating Current Standards and Practices*, FEMA P-2012, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA
- Bathe, K.-J. (2014), *Finite Element Procedures*, 2<sup>nd</sup> Edition, K.J. Bathe, Watertown, MA, USA
- BHRC (2005), *Iranian Code of Practice for Seismic Resistance Design of Buildings*, Standard No. 2800, 3<sup>rd</sup> Edition, Building and Housing Research Center, Iran (dalam bahasa Persia)
- Bai, J. dan Ou, J. (2016), “Earthquake-Resistant Design of Buckling-Restrained Braced RC Moment Frames Using Performance-Based Plastic Design Method”, *Engineering Structures*, 107, 66-79

- Bai, J., Yang, T.Y. dan Ou, J. (2018), “Improved Performance-Based Plastic Design for RC Moment Resisting Frames: Development and a Comparative Case Study”, *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 18(4)
- Baker, J.W., Bradley, B.A., dan Stafford, P.J. (2021), *Seismic Hazard and Risk Analysis*, Cambridge University Press, Cambridge, UK
- Banihashemi, M.R., Mirzagoltabar, A.R., dan Tavakoli, H.R. (2015), “Development of the Performance Based Plastic Design for Steel Moment Resistant Frame”, *International Journal of Steel Structures*, 15(1), 51-62
- Bao, Y. dan Kunnath, S.K. (2010), “Simplified Progressive Collapse Simulation of RC Frame-Wall Structures”, *Engineering Structures*, 32, 3153-3162
- Bayat, M.R. (2010), “Performance-Based Plastic Design of Earthquake Resistant Steel Structures: Concentrically Braced Frames, Tall Moment Frames, Plate Shear Wall Frames”, Ph.D. Thesis, University of Texas at Arlington
- Bayat, M.R., Goel, S.C., dan Chao, S.-H. (2010), “Performance-Based Plastic Design of Earthquake Resistant Concentrically Braced Steel Frames”, Research Report No. UMCEE 10-02, Department of Civil & Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI, USA
- Blandon, C.A. dan Priestley, M.J.N. (2005), “Equivalent Viscous Damping Equations for Direct Displacement Based Design”, *Journal of Earthquake Engineering*, 9, 257-278
- Bozorgnia, Y., Abrahamson, N.A., Ahdi, S.K., Ancheta, T.D., Atik, L.A., Archuleta, R.J., ... dan Youngs, R.R. (2021), “NGA-Subduction Research Program”, *Earthquake Spectra*, 38(2), 783-798
- BSN (2012), *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung*, SNI 1726:2012, Badan Standardisasi Nasional, Jakarta, Indonesia
- BSN (2017), *Baja Tulangan Beton*, SNI 2052:2017, Badan Standardisasi Nasional, Jakarta, Indonesia
- BSN (2019), *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung*, SNI 1726:2019, Badan Standardisasi Nasional, Jakarta, Indonesia
- BSN (2019), *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan*, SNI 2847:2019, Badan Standardisasi Nasional, Jakarta, Indonesia

- BSSC (2009), *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures, Part 3, Resource Papers on Special Topics in Seismic Design, Resource Paper 9 Seismic Design Using Target Drift, Ductility, and Plastic Mechanisms as Performance Criteria*, FEMA P-750, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA
- BSSC (2016), *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures: Design Examples*, FEMA P-1051, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA
- BSSC (2020), *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures, Volume II: Part 3 Resource Papers, Resource Paper 5 Seismic Design Story Drift Provisions – Current Questions and Needed Studies*, FEMA P-2082-2, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA
- CABR (2010), *Code for Seismic Design of Buildings*, GB 50011-2010, China Architecture & Building Press, China
- Chaallal, O. dan Ghlamallah, N. (1996), “Seismic Response of Flexibly Supported Coupled Shear Walls”, *Journal of Structural Engineering*, 122(10), 1187-1197
- Chan-Anan, W., Leelataviwat, S., dan Goel, S.C. (2016), “Performance-Based Plastic Design Method for Tall Hybrid Coupled Walls”, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 25(14), 681-699
- Chao, S.-H. dan Goel, S.C. (2006), “Performance-Based Seismic Design of Eccentrically Braced Frames Using Target Drift and Yield Mechanism as Performance Criteria”, *Engineering Journal*, American Institute of Steel Construction, 43, 173-200
- Chao, S.-H., Goel, S.C., dan Lee, S.-S. (2007), “A Seismic Design Lateral Force Distribution Based on Inelastic State of Structures”, *Earthquake Spectra*, 23(3), 547-569
- Chao, S.-H. dan Goel, S.C. (2008), “Performance-Based Plastic Design of Special Truss Moment Frames”, *Engineering Journal*, American Institute of Steel Construction, 45, 127-150
- Chopra, A.K. (2020), *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, 5<sup>th</sup> Edition in SI Units, Pearson Education Limited, Harlow, UK
- Chou, C.-C. dan Uang, C.-M. (2003), “A Procedure for Evaluating Seismic Energy Demand of Framed Structures”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32, 229-244



- Cornell, C.A. (1968), "Engineering Seismic Risk Analysis", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 58(5), 1583-1606
- CSI (2008), *Technical Note: Material Stress-Strain Curves*, S-TN-MAT-001, Computers and Structures, Inc., Walnut Creek, CA
- CSI (2017), *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000<sup>®</sup>, ETABS<sup>®</sup>, SAFE<sup>®</sup> and CSiBridge<sup>®</sup>*, Computers and Structures, Inc., Walnut Creek, CA
- CSI (2022), *Technical Note: ETABS Wall Hinge Models*, S-TN-WHM-001, Computers and Structures, Inc., Walnut Creek, CA
- Deierlein, G.G., Reinhorn, A.M., dan Willford, M.R. (2010), "Nonlinear structural analysis for seismic design," NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4, produced by the NEHRP Consultants Joint Venture, a partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering, for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, NIST GCR 10-917-5.
- de Borst, R., Crisfield, M.A., Remmers, J.J., dan Verhoosel, C.V. (2012), *Nonlinear Finite Element Analysis of Solids and Structures*, John Wiley & Sons, Chichester, West Sussex, UK
- Dowell, O.K., Seible, F., dan Wilson, E.L. (1998), "Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members", *ACI Structural Journal*, 95, 607-617
- Dwairi, H.M., Kowalsky, M.J., dan Nau, J.M. (2007), "Equivalent Damping in Support of Direct Displacement-Based Design", *Journal of Earthquake Engineering*, 11, 1-19
- Eberhard, M.O. dan Sozen, M.A. (1993), "Behavior-Based Method to Determine Design Shear in Earthquake-Resistant Walls", *Journal of Structural Engineering*, 119(2), 619-640.
- Elnashai, A.S. dan Di Sarno, L. (2015), *Fundamentals of Earthquake Engineering: From Source to Fragility*, 2<sup>nd</sup> Edition, John Wiley & Sons, West Sussex, UK
- El-Tawil, S., Harries, K.A., Fortney, P.J., Shahrooz, B.M., dan Kurama, Y. (2010), "Seismic Design of Hybrid Coupled Wall Systems: State of the Art", *Journal of Structural Engineering*, 136(7), 755-769
- El-Tawil, S., Fortney, P., Harries, K., Shahrooz, B., Kurama, Y., Hassan, M., dan Tong, X. (2010), *Recommendations for Seismic Design of Hybrid Coupled Wall Systems*, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA

- Ganjavi, B., Gholamrezatabar, A., dan Hajirasouliha, I. (2019), “Effects of Soil-Structure Interaction and Lateral Design Load Pattern on Performance-Based Plastic Design of Steel Moment Resisting Frames”, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 29(11)
- Goel, S.C. dan Chao, S.-H. (2008), *Performance-Based Plastic Design: Earthquake-Resistant Steel Structures*, International Code Council, Country Club Hills, IL, USA
- Goel, S.C., Liao, W.-C., Bayat, M.R., dan Chao, S.-H. (2010), “Performance-Based Plastic Design (PBD) Method for Earthquake-Resistant Structures: An Overview”, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 19(1-2), 115-137
- Graham, G. (2021), “Seismic Detailing of Cast-in-Place Concrete Gravity Framing”, SEAONC University Research Program, University of California, Berkeley, CA, Spring 2021
- Harries, K.A., Mitchell, D., Cook, W.D., dan Redwood, R.G. (1993), “Seismic Response of Steel Beams Coupling Concrete Walls”, *Journal of Structural Engineering*, 119(12), 3611-3629
- Haselton, C.B. dan Deierlein, G.G. (2007), “Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment Frame Buildings”, Report No. 156, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, CA, February
- Housner, G.W. (1956), “Limit Design of Structures to Resist Earthquakes”, *Proceedings of First World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Japan, July 11-18, 997-1012
- Kabeyasawa, T. (1987), “Ultimate-State Design of Reinforced Concrete Wall-Frame Structures”, *Proceedings of Pacific Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
- Kato, B. dan Akiyama, H. (1982), “Seismic Design of Steel Buildings”, *Journal of the Structural Division*, 108(8)
- Kennedy, R.C. dan Short, S.A. (1994), *Basis for Seismic Provisions of DOE-STD-1020*, US Department of Energy, Washington, DC, USA
- Kennedy, R.P., Cornell, C.A., Campbell, R.D., Kaplan, S., dan Perla, H.F. (1980), “Probabilistic Seismic Safety Study of an Existing Nuclear Power Plant”, *Nuclear Engineering and Design*, 59(2), 315-338

- Kharmale, S.B. dan Ghosh, S. (2013), “Performance-Based Plastic Design of Steel Plate Shear Walls”, *Journal of Constructional Steel Research*, 90(November 2013), 85-97
- Krawinkler, H. dan Nassar, A.A. (1992), “Seismic Based Design on Ductility and Cumulative Damage Demands and Capacities”, *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, Fajfar, P. dan Krawinkler, H. (Editor), Elsevier Science, New York, NY, USA
- LATBSDC (2023), *An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region*, Los Angeles, CA, USA
- Lee, S.-S. (2002), “Performance-Based Design of Steel Moment Frames Using Target Drift and Yield Mechanism”, Ph.D. Thesis, University of Michigan
- Lee, S.-S. dan Goel, S.C. (2001), “Performance-Based Design of Steel Moment Frames Using Target Drift and Yield Mechanism”, Research Report No. UMCEE 01-17, Department of Civil & Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI, USA
- Leelataviwat, S., Goel, S.C., dan Stojadinovic, B. (1999), “Toward Performance-Based Seismic Design of Structures”, *Earthquake Spectra*, 15(3), 435-461
- Leelataviwat, S., Goel, S.C., dan Stojadinovic, B. (2002), “Energy-Based Seismic Design of Structures using Yield Mechanism and Target Drift”, *Journal of Structural Engineering*, 128(8), 1046-1054
- Li, T., Yang, T.Y., dan Tong, G. (2019), “Performance-Based Plastic Design and Collapse Assessment of Diagrid Structure Fused with Shear Link”, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 28(6)
- Liao, W.-C. (2010), “Performance-Based Plastic Design of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Moment Frames.”, Ph.D. Thesis, University of Michigan
- Liao, W.-C. dan Goel, S.C. (2014), “Performance-Based Seismic Design of RC SMF Using Target Drift and Yield Mechanism as Performance Criteria”, *Advances in Structural Engineering*, 17(4), 529-542
- Ling, Y.C., Mogili, S., dan Hwang, S.J. (2022), “Parameter Optimization for Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Columns with Different Failure Modes”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 51(10), 2167-2187
- Luco, N., Ellingwood, B.R., Hamburger, R.O., Hooper, J.D., Kimball, J.K., dan Kircher, C.A. (2007), “Risk-Targeted versus Current Seismic Design Maps for the Conterminous United States”, *SEAOC 2007 Convention Proceedings*, Squaw Creek, CA, September 26-29

- Mander, J.B., Priestley, M.J., dan Park, R. (1988), “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”, *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826
- Mazzoni, S. (2022), NGA-Subduction Portal: Ground-Motion Record Selection and Download, The B. John Garrick Institute for the Risk Sciences, InteractiveResource (<https://doi.org/10.34948/N3D59V>)
- Mazzoni, S. dan Way (2013), PEER NGA Online Ground Motion Tool, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Davis Hall, University of California, Berkeley, CA
- McGuire, R.K. (2004), *Seismic Hazard and Risk Analysis*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA
- Miranda, E. dan Bertero, V.V. (1994), “Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design, *Earthquake Spectra*, 10(2), 357-379
- Moehle, J.P. (2015), *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*, McGraw-Hill Education, New York, NY, USA
- Newmark, N.M. dan Hall, W.J. (1982), *Earthquake Spectra and Design*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA, USA
- NIST (2016), *Seismic design of reinforced concrete special moment frames: A guide for practicing engineers, Second Edition*, GCR 16-917-40, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1, produced by the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
- NIST (2017), *Recommended Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Analysis in Support of Seismic Evaluation, Retrofit, and Design*, NIST GCR 17-917-45, prepared by the Applied Technology Council for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland, USA
- NIST (2017), *Guidelines for Nonlinear Structural Analysis and Design of Buildings, Part IIb – Reinforced Concrete Moment Frames*, NIST GCR 17-917-46v3, prepared by the Applied Technology Council for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland, USA
- Nowak, A.S. dan Collins, K.R. (2013), *Reliability of Structures*, 2<sup>nd</sup> Edition, CRC Press, New York, NY, USA

- Patrisia, J.A., Boediono, B., dan Sidi, I.D. (2017), “Evaluasi Reliabilitas Struktur Gedung Thamrin 9-Tower 1 terhadap Beban Gempa MCER”, *Seminar dan Pameran HAKI 2017*, Jakarta, Indonesia, 22-24 Agustus
- Paulay, T. (2002), “An Estimation of Displacement Limits for Ductile Systems”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 583-599
- PEER/ATC (2010), *Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings*, PEER/ATC 72-1, prepared by the Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) and Applied Technology Council (ATC), Redwood City, California, USA
- PEER (2017), *Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings*, Version 2.03, PEER Report 2017/06, May 2017, Berkeley, California, USA
- Priestley, M.J.N. (2000), “Performance Based Seismic Design”, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33(3), 325-346
- Priestley, M.J.N, Calvi, G.M., dan Kowalsky, M.J. (2007), *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, Pavia, Italy
- PuSGen (2017), *Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia Tahun 2017*, Direktorat Bina Teknik Permukiman dan Perumahan, Badan Penelitian dan Pengembangan, Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat, Kabupaten Bandung, Indonesia
- PuSGen (2022), *Peta Deagregasi Bahaya Gempa Indonesia untuk Perencanaan dan Evaluasi Infrastruktur Tahan Gempa*, Pusat Penelitian dan Pengembangan Perumahan dan Permukiman, Direktorat Jenderal Cipta Karya, Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat, Jakarta Selatan, Indonesia
- Qiu, C.X. dan Zhu, S. (2017), “Performance-Based Seismic Design of Self-Centering Steel Frames with SMA-Based Braces”, *Engineering Structures*, 130, 67-82
- Sahoo, D.R. dan Chao, S.-H. (2010), “Performance-Based Plastic Design Method for Buckling-Restrained Braced Frames”, *Engineering Structures*, 32(9), 2950-2958
- Sedgh, R.E., Dhakal, R.P., Lee, C.L., dan Carr, A. (2022), “System Overstrength Factor Induced by Interaction between Structural Reinforced Concrete Walls, Floors and Gravity Frames: Analytical Formulation”, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 55(3), 138-154

- Sengara, I.W., Irsyam, M., Sidi, I.D., Mulia, A., Asrurifak, M., Hutabarat, D., dan Partono, W. (2020), "New 2019 Risk-Targeted Ground Motions for Spectral Design Criteria in Indonesian Seismic Building Code", *4<sup>th</sup> ICEEDM 2019*, Padang, Indonesia, September 26-27
- Shayanfar, M.A., Rezaeian, A.R., dan Zanganeh, A. (2014), "Seismic Performance of Eccentrically Braced Frame with Vertical Link Using PBPD Method", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 23(1), 1-21
- Song, S., dan Zhang, C. (2022), "Performance-Based Plastic Design and Seismic Performance Evaluation of Twisted Diagrids with Shear Links", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 31(16), e1974.
- Tauberg, N.A., Kolozvari, K., dan Wallace, J.W. (2019), "Ductile Reinforced Concrete Coupled Walls: FEMA P695 Study", Report Number UCLA SEERL 2019
- Tjhin, T.N., Aschheim, M.A., dan Wallace, J.W. (2002), "Displacement-Based Seismic Design of Reinforced Concrete Structural Walls," *7th US National Conference on Earthquake Engineering*, Earthquake Engineering Research Institute, Boston, July 21-25
- Uang, C.-M. (1991), "Establishing  $R$  (or  $R_w$ ) and  $C_d$  Factors for Building Seismic Provisions", *Journal of Structural Engineering*, 117(1), 19-28
- Uang, C.-M. dan Bertero, V.V. (1990). "Evaluation of Seismic Energy in Structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 19(1), 77-90
- Uang, C.-M. dan Maarouf, A. (1994), "Deflection Amplification Factor for Seismic Design Provisions", *Journal of Structural Engineering*, 120(8), 2423-2436
- Unal, M.E., Abdullah, S.A., Kolozvari, K., Wallace, J.W., dan Kajiwaru, K. (2023), "Evaluation of ACI 318-19 Provisions for Special Moment Frames and Special Structural Walls Using Data from the E-Defense 10-Story Tests", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 21(15), 6699-6721
- Vamvatsikos, D. dan Cornell, C.A. (2002), "Incremental Dynamic Analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 491-514
- Vamvatsikos, D. dan Cornell, C.A. (2004), "Applied Incremental Dynamic Analysis", *Earthquake Spectra*, 20(2), 523-553.
- Whittaker, A., Hart, G., dan Rojahn, C. (1999), "Seismic Response Modification Factors", *Journal of Structural Engineering*, 125(4), 438-444

- Wongpakdee, N., Leelataviwat, S., Goel, S.C., dan Liao, W.-C. (2014), “Performance-Based Design and Collapse Evaluation of Buckling Restrained Knee Braced Truss Moment Frames”, *Engineering Structures*, 60, 23-31
- Yang, T.Y., Li, Y., dan Leelataviwat, S. (2014), “Performance-Based Design and Optimization of Buckling Restrained Knee Braced Truss Moment Frame”, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 28(6)

