

Analisa Inelastis Portal - Dinding Pengisi dengan “Equivalent Diagonal Strut”

Wiryanto Dewobroto¹

wir@uph.edu

Abstrak

Dinding pengisi biasa digunakan sebagai partisi atau penutup luar (cladding) pada struktur portal beton bertulang. Pemasangannya menunggu sampai struktur utama (portal beton bertulang) selesai dikerjakan, sehingga dianggap sebagai komponen non-struktur. Kenyataan menunjukkan, bila ada beban lateral yang besar (gempa), dinding pengisi memberi sumbangan yang besar terhadap kekakuan dan kekuatan struktur, sehingga perilaku keruntuhannya berbeda dibanding portal terbuka. Struktur yang direncanakan berperilaku sebagai portal terbuka daktail saat gempa, akibat dinding pengisi yang tidak merata dapat berubah menjadi struktur yang mempunyai mekanisme keruntuhan soft-storey yang berbahaya.

Perilaku runtuh portal beton bertulang dengan dinding pengisi akibat beban lateral (gempa), rumit dan berperilaku non-linier. Perilaku tersebut sangat tergantung dari hubungan elemen portal dengan dinding pengisi sehingga sulit untuk memprediksinya dengan metoda analitis elastis biasa.

Metoda Diagonal Tekan Ekuivalen (Saneinejad dan Hobbs, 1995) memperhitungkan parameter non-linier dalam memodelkan struktur portal-isi agar “dinding pengisi” menjadi komponen struktur. Metode akan digunakan untuk analisis keruntuhan portal-isi dari eksperimen Universitas Colorado (Mehrabi et al, 1996). Hasil analisis bersifat lower-bound dibandingkan hasil eksperimen, sehingga cocok untuk perencanaan. Parameter empiris pada metoda tersebut perlu dikaji lagi bila dipakai alat untuk menganalisis keruntuhan struktur portal-isi yang sebenarnya.

Kata-kata kunci : dinding pengisi, masonri, diagonal tekan ekuivalen, tahan gempa

Abstract

Masonry infill panels can be frequently found as interior and exterior partition in reinforced concrete (RC) structures. Since they are normally installed after the main structures (RC) finish and considered as architectural element so their presence is often ignored by engineers. But actually, they tend to interact with the bounding frame when the structure is subjected to strong earthquake load, and thus the collapsed behavior of infilled panels frame will be different against the open frame. In such situation while the infilled panels placed in an event location, such structures that have been design as ductile frame can be changed to be soft storey collapsed.

The collapsed behaviors of reinforced concrete frame with infill panel due to lateral force from the earthquake are complicated and non linear. Their behavior is depending on the interaction between frame and infill panel so that it is difficult to predict using ordinary elastic methods.

The Equivalent Diagonal Strut Method (Saneinejad and Hobbs, 1995) accounts for elastic and plastic behavior of infilled frames while they are considered as structural component. The method will be utilized to analyze the performance of RC frame masonry-infilled panels from University of Colorado (Mehrabi et al, 1996) that have been loaded until collapsed in their laboratory. The results value are rather lower-bound compared to the experiment and appropriate for design purposes. The empirical parameter taken in the method should be reviewed again if the method will be used as tools for the collapsed analysis of actual reinforced concrete infilled frames.

Keywords : infill panels, masonry, equivalent diagonal strut, earthquake resistant.

¹ Jurusan Teknik Sipil, Universitas Pelita Harapan

1 Pendahuluan

Dinding pengisi sering digunakan sebagai partisi pemisah dibagian dalam atau penutup luar bangunan pada struktur portal beton bertulang maupun struktur portal baja, khususnya untuk bangunan rendah dan bertingkat sedang. Dinding pengisi tersebut dipasang apabila struktur utama selesai dikerjakan, jadi pelaksanaannya bersamaan dengan pelaksanaan *finishing* bangunan. Oleh sebab itu, dalam perencanaannya dianggap sebagai komponen non-struktur, bahkan keberadaannya tidak menjadi permasalahan dalam pemodelan struktur asalkan intensitas beban yang timbul sudah diantisipasi terlebih dahulu (misal, dianggap sebagai beban merata). Meskipun dikategorikan sebagai komponen non-struktur tetapi mempunyai kecenderungan berinteraksi dengan portal yang ditempatinya terutama bila ada beban horizontal (akibat gempa) yang besar. Interaksi yang timbul kadang menguntungkan kadang merugikan bagi kinerja portal utamanya, dan hal tersebut menjadi perdebatan yang cukup lama.

Kadang kala struktur portal terbuka yang direncanakan dapat berperilaku sebagai portal daktail saat gempa, akibat adanya dinding pengisi yang tidak merata dapat berubah menjadi struktur yang mempunyai mekanisme keruntuhan *soft-storey* yang berbahaya.

Gambar berikut menunjukkan keruntuhan *soft-storey* akibat gempa di Turki tahun 2003 dari sebuah bangunan beton dengan dinding pengisi. Bagian atas digunakan sebagai tempat tinggal dengan banyak dinding sebagai partisi, sedangkan bagian bawah karena digunakan sebagai tempat usaha (toko) relatif sedikit dinding pengisinya. Kondisi tersebut menyebabkan bagian atas relatif sangat kaku dibandingkan bagian bawah sehingga ketika ada gempa struktur bagian bawah hancur total dan bagian atas jatuh menimpa secara utuh.



Gambar 1. *Soft-storey* - Gempa Bingol, Turki 2003

Dari kejadian tersebut, apabila ditinjau dari tampilan fisik geometri terlihat secara jelas bahwa dinding pengisi yang menutup portal (rapat) akan berfungsi sebagai panel yang akan bekerja bersamaan dengan struktur yang efeknya memberi kekakuan yang besar. Struktur rangka dengan dinding pengisi dapat dianggap lebih kaku dan lebih kuat. Meskipun hal tersebut telah dipahami cukup lama, tetapi dalam perencanaan secara umum efek dinding pengisi masih diabaikan, karena perilakunya non-linier sehingga cukup sulit memprediksinya memakai metode elastis biasa.

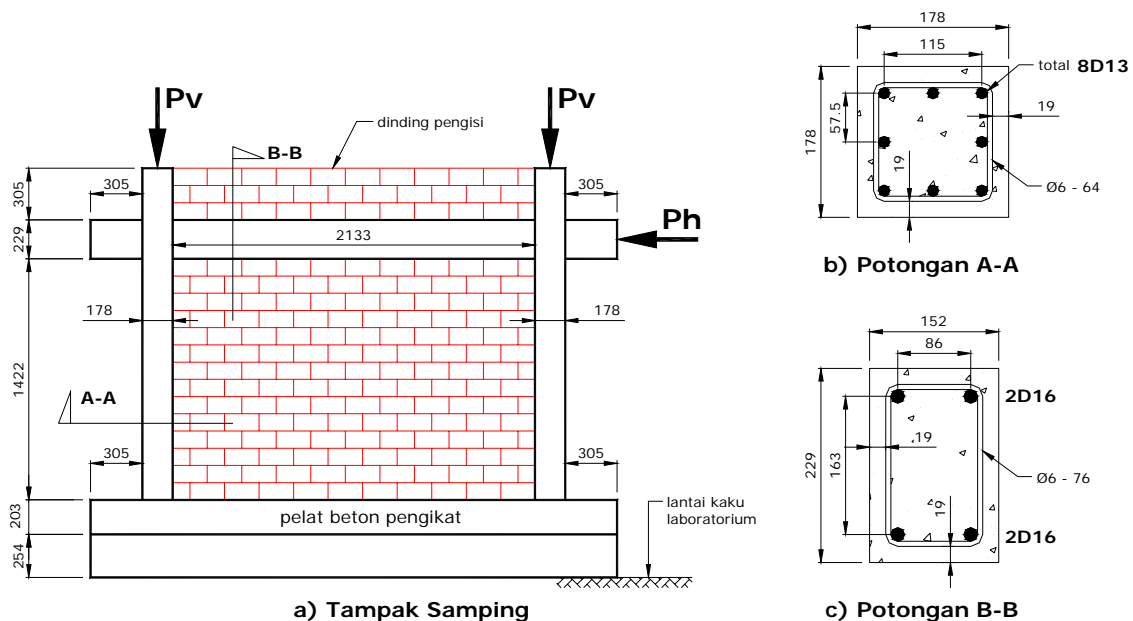
Perilaku portal-isi terhadap pembebanan lateral telah lama diselidiki, misalnya Holmes (1961), Stafford Smith (1962, 1966, 1967), Mainstone – Week (1970) , Dawe – Sheah (1989), Flanagan et al. (1992), Mander et al. (1993) dan lainnya. Dari berbagai penelitian yang ada, ditinjau dari kesederhanaannya dan kelengkapannya maka metode *Equivalent Diagonal Strut* yang diajukan Saneinejad – Hobbs (1995) sangat menjanjikan untuk ditelaah lebih lanjut. Metode tersebut telah memperhitungkan perilaku elastis dan plastis dari portal-isi dengan mempertimbangkan adanya daktilitas yang terbatas dari material

dinding pengisi. Dalam makalahnya, diperlihatkan juga bahwa metode tersebut memberi prediksi yang lebih mendekati hasil eksperimen maupun analitis (m.e.h) dibandingkan metode-metode lain sebelumnya. Metoda *Equivalent Diagonal Strut* dapat digunakan untuk memprediksi kekuatan dan kekakuan portal-isi dengan memasukkan berbagai kemungkinan yang ada, misalnya aspek rasio dinding pengisi ; berbagai tipe sambungan (sendi / semi-rigid) ; juga ketidak-rapatan dinding akibat susut (*shrinkage*) . Dari sisi perkembangan analisa struktur non-linier berbasis komputer, metode *Equivalent Diagonal Strut* juga mendapat perhatian khusus, bahkan diadopsi untuk menjadi salah satu option program IDARC2D (<http://civil.eng.buffalo.edu/idarc2d50/>) dalam melakukan analisa non-linier struktur portal-isi dan telah dikalibrasi secara ekperimental (Madan et al. , 1997).

Memahami perilaku portal-isi dan mengetahui metode analisa yang memuaskan akan memberi solusi untuk perencanaan konstruksi bangunan tahan gempa di Indonesia yang lebih realistis dan ekonomis. Penelitian ini akan membahas metode *Equivalent Diagonal Strut* dan memakainya untuk mengevaluasi ulang struktur portal-isi eksperimental dari Universitas Colorado (Mehrabi et al., 1996) sehingga dapat diketahui kelebihan dan kekurangannya dibandingkan kondisi keruntuhan yang sebenarnya.

2 Konfigurasi Portal-Isi Yang Ditinjau

Portal-isi yang akan dianalisis adalah konfigurasi yang digunakan dalam riset eksperimen Universitas Colorado (Mehrabi et al., 1996), memakai struktur beton bertulang yang umumnya berperilaku kompleks dibanding portal-isi baja. Riset tersebut juga menguji portal terbuka (tanpa dinding pengisi) sebagai pembanding. Konfigurasinya adalah :



Gambar 2. Portal-Isi Universitas Colorado (Mehrabi et al , 1996)

“Pelat beton pengikat” pada sampel uji diatas diikat dengan baut baja khusus pada lantai kaku laboratorium sehingga kolom dapat dianggap terjepit penuh. Untuk mensimulasi adanya beban gravitasi dari lantai diatasnya (bangunan sebenarnya) maka pada kedua kolom sampel uji diberikan beban vertikal konstan P_v sebesar 294 kN. Sedangkan beban lateral P_h diberikan secara bertahap monotonik sampai terjadi runtuh.

Untuk dinding pengisi digunakan masonri dari blok beton padat ukuran 194 x 92 x 92 mm yang dilekatkan dengan mortar. Masonri diuji secara individu maupun dalam bentuk terpasang, yaitu dalam bentuk prisma masonri tiga lapis.

Parameter individu masonri dan mortar:

- Kuat tekan masonri = 15.57 MPa
- Kuat tekan silinder mortar = 15.98 MPa

Parameter prisma tiga lapis dinding masonri:

- Modulus secant dinding pengisi = 9515 MPa
- Kuat tekan prisma dinding pengisi, $f'_m = 15.09$ MPa
- Regangan pada tegangan maksimum, $\epsilon_c = 0.0029$

Mutu beton untuk struktur portal adalah:

- Modulus secant beton = 21910 MPa
- Kuat tekan beton $f'_c = 29.52$ MPa
- Regangan pada tegangan maksimum $\epsilon_{cu} = 0.0018$
- Modulus rupture = 6.75 MPa
- Kuat tarik beton $f_{ct} = 3.29$ MPa (dari uji split silinder)

Mutu baja tulangan untuk struktur beton bertulang adalah :

- $\varnothing 6$ mm (polos) $f_y = 367$ MPa $f_u = 449$ MPa
- D13 mm (ulir) $f_y = 420$ MPa $f_u = 661$ MPa
- D16 mm (ulir) $f_y = 413$ MPa $f_u = 661$ MPa

Perilaku keruntuhan yang dapat diamati adalah timbul retak diagonal/sliding pada dinding pengisi yang terbentuk pada beban lateral maksimum pada salah satu arah, kemudian beban drop ketika terjadi retak geser pada kolom searah beban. Kemudian beban lateral dapat ditingkatkan kembali secara bertahap bersamaan dengan penambahan lendutan dan semakin membukanya retakan tersebut dan test uji diakhiri.



C Diagonal crack

Gambar 3. Kondisi Keruntuhan Sampel Uji Portal-Isi

Hasil uji eksperimen “portal-isi” dan “portal-terbuka” diperoleh data sebagai berikut

Tabel 1. Hasil Eksperimen (Mehrabi et al. , 1996)

Sampel	Secant stiffnes kN/mm	Retak ke-1 dinding		Uji lateral maks		Kondisi keruntuhan
		Beban kN	Lendutan mm	Beban kN	Lendutan mm	
Portal terbuka	4.21	-	-	106.31	65.28	Lentur
Portal isi	129.65	277.68	3.30	277.68	3.30	Retak diagonal

Pada uji beban monotonik, *secant-stiffnes* didefinisikan sebagai kemiringan garis dari titik awal kurva beban-lendutan ke titik dimana 50% gaya tahanan maksimum tercapai.

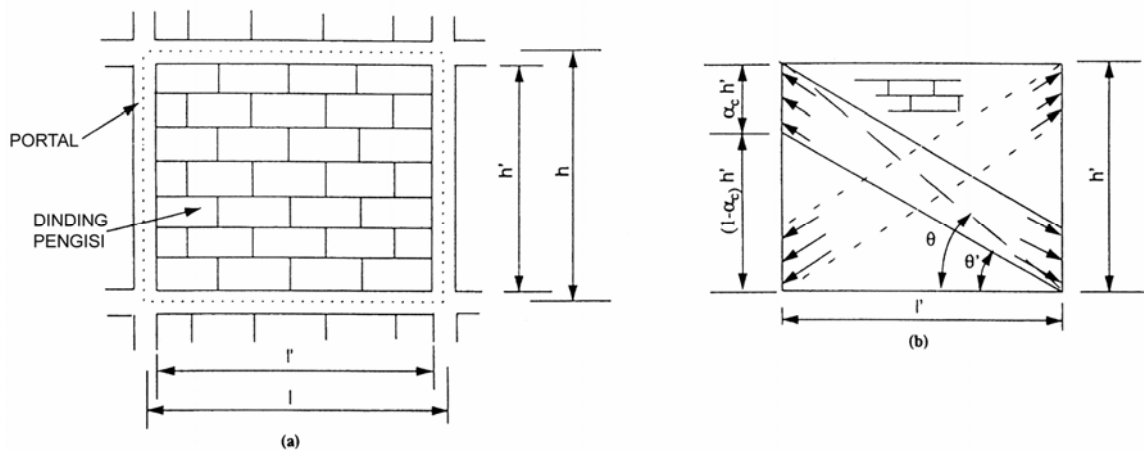
3 Diagonal Tekan Ekivalen

Diagonal Tekan Ekivalen atau *Equivalent Diagonal Strut* adalah metode untuk analisa inelastis portal-isi yang diajukan Saneinejad – Hobbs (1995).

3.1 Prinsip Analisis

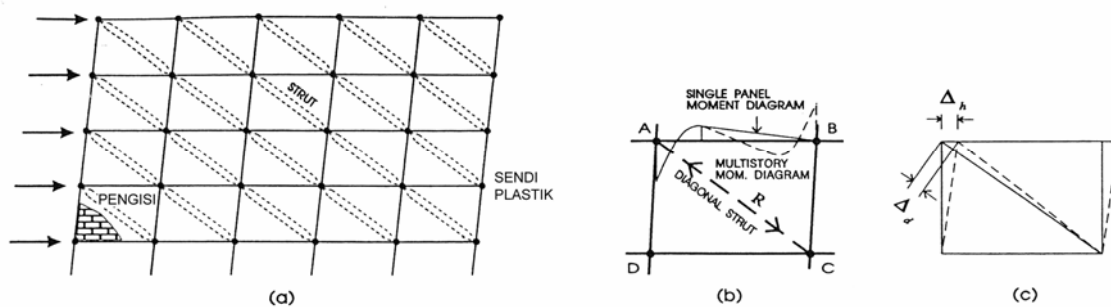
Portal-Isi dapat dianggap sebagai portal tidak bergoyang (*braced framed*), dimana dinding pengisi akan berfungsi sebagai diagonal tekan ekivalen (*equivalent diagonal strut*).

Diagonal tekan ekivalen hanya kuat terhadap gaya tekan saja. Pengaruh beban lateral bolak-balik akibat gempa dapat diatasi dengan terbentuknya diagonal tekan pada arah lain yang juga mengalami tekan. Apabila properti mekanik (A_d dan E_d) dari diagonal tekan ekivalen dapat dicari maka portal-isi dapat dianalisis sebagai “portal terbuka dengan diagonal tekan ekivalen”, tentu saja “diagonal” harus ditempatkan sedemikian agar hanya mengalami tekan saja. Properti mekanik yang dicari dengan metode tersebut didasarkan pada kondisi keruntuhan yang bersifat non-linier dan sekaligus diperoleh juga resistensi atau kuat nominal dari diagonal tekan ekivalen.



Gambar 4. a) Portal Isi ; b) Penopang Diagonal Bolak-balik

Dengan konsep perencanaan berbasis kuat batas atau beban terfaktor , selanjutnya portal berpenopang ekivalen (*equivalent braced frame*) dapat dianalisis dengan cara manual atau komputer sebagai portal berpenopang biasa (*ordinary braced frame*). Gaya-gaya pada diagonal tekan ekivalen hasil analisis selanjutnya dibandingkan dengan kuat nominal yang dipunyainya dan dievaluasi, bila perlu dapat dilakukan perubahan geometri dan dianalisis ulang. Demikian seterusnya sampai diperoleh konfigurasi yang baik.



Gambar 5. Portal-Berpenopang-Ekivalen

Keterangan: (a) model portal pada kondisi beban puncak / ultimate ; (b) distribusi momen pada portal ; (c) deformasi lateral

3.2 Asumsi Dasar

Untuk mendapatkan properti mekanik dari diagonal tekan ekuivalen yang bersifat *lower-bound* yang konsisten dan rasional, Saneinejad and Hobbs (1995) berdasarkan test percobaan dan penelitian analitis “m.e.h” mengambil asumsi berikut sebagai dasarnya :

1. Deformasi lateral terjadi sebanding dengan besarnya beban lateral yang ada sampai suatu batas dimana dinding pengisi secara bertahap hancur dan kekuatannya akan drop akibat daktilitas dinding yang terbatas. Ada tiga mode kehancuran yang teridentifikasi secara jelas pada portal-isi akibat pembebanan lateral, yaitu :

- *Corner crushing* (CC) ; bagian sudut hancur, minimal salah satu ujung diagonal
- *Diagonal compression* (DC) ; dinding pengisi hancur pada bagian tengah diagonal
- *Shear* (S) ; keruntuhan geser arah horizontal pada nat sambungan dinding

Timbulnya retak diagonal sejajar arah gaya bukan indikasi kehancuran tetapi hanya digunakan sebagai persyaratan batas untuk kondisi layan.

2. Panjang blok tegangan desak yang diusulkan tidak lebih dari 0.4 tinggi panel pengisi :

$$\alpha_c h \leq 0.4h' \quad \text{dan} \quad \alpha_b l \leq 0.4l' \quad (1)$$

Dimana α prosentase panjang bidang kontak dari tinggi atau lebar panel , sub-skrip c = kolom dan b = balok. Notasi h atau l untuk jarak as-ke-as portal; sedangkan h' dan l' adalah jarak bersih panel, lihat Gambar 4.

3. Interaksi panel / dinding pengisi dengan portal ditunjukkan dengan besarnya gaya geser yang diperoleh dari rumus berikut :

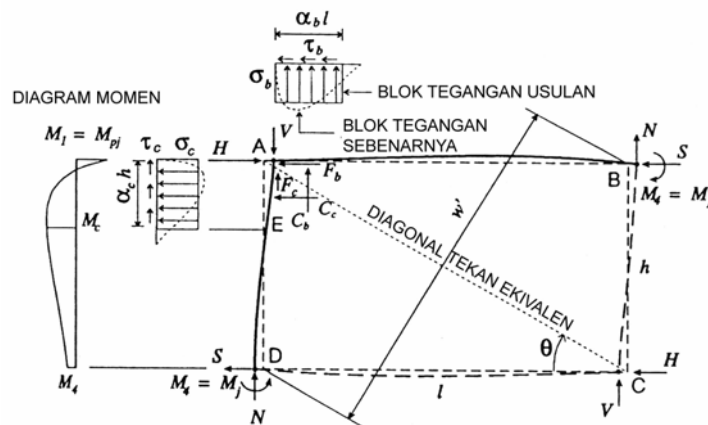
$$F_c = \mu \cdot r^2 \cdot C_c \quad \text{dan} \quad F_b = \mu \cdot C_b \quad (2)$$

Dimana μ = koefisien gesek panel-portal ; C = gaya normal pada bidang kontak ; F = gaya geser (lihat Gambar 6) ; subskrip c = kolom dan b = balok ; $r = h/l < 1.0$

4. Terjadinya sendi plastis pada bagian sudut yang dibebani umumnya terjadi pada beban puncak (*peak load*) dan dapat dituliskan sebagai berikut :

$$M_A = M_C = M_{pj} \quad (3)$$

Dimana M_A dan M_C = bending momen pada sudut yang dibebani (titik A dan C pada Gambar 6) ; M_{pj} = tahanan momen plastis paling kecil dari balok, kolom atau sambungan, disebut *joint plastic resisting moment*.



Gambar 6. Keseimbangan Gaya Pada Portal-Isi

5. Karena dinding pengisi mempunyai daktilitas yang terbatas, maka deformasi portal pada beban puncak juga terbatas kecuali pada bagian sudut yang dibebani, dengan demikian portal masih dalam kondisi elastis.

$$M_B = M_D = M_j < M_{pj} \quad (4)$$

$$M_c = \beta_c M_{pc} \quad ; \quad M_b = \beta_b M_{pb} \quad (4a, b)$$

Dimana M_B dan M_D = bending momen pada sudut yang tidak dibebani (titik B dan D pada Gambar 6) ; M_j =merujuk pada salah satu nilai tersebut ; M_c dan M_b = momen elastis terbesar yang ada pada kolom (c) dan balok (b) ; dan M_{pc} dan M_{pb} = tahanan momen plastis dari kolom dan balok. Saneinejad dan Hobb, (1995) menetapkan :

$$\beta_c \leq \beta_0 = 0.2 \quad \text{dan} \quad \beta_b \leq \beta_0 = 0.2 \quad (5)$$

Dimana β_0 = nominal atau batas atas (*upper-bound*), nilai dari faktor reduksi β .

3.3 Penurunan Rumus

3.3.1 Kondisi Keseimbangan

Gambar 6 memperlihatkan keseimbangan gaya balok atas dan kolom kiri dari portal-isi dengan beban diagonal sampai beban puncak (peak). Dalam analisisnya, dianggap bagian tepi dinding berada pada garis netral portal, sehingga $h' \cong h$ dan $l' \cong l$. Gaya interaksi dianggap terdistribusi merata sepanjang panjang bidang kontak ekuivalen yang diusulkan, yaitu $\alpha_c h$ dan $\alpha_b l$. Panjang bidang kontak aktual harus diatur agar sesuai dengan blok tegangan persegi yang diusulkan. Keseimbangan gaya pada portal-isi menjadi :

$$V = H \tan \theta \quad ; \quad H = C_c + F_b + 2S \quad ; \quad V = C_b + F_c + 2N \quad (6a,b,c)$$

sedangkan keseimbangan rotasi dari portal-isi akan memenuhi persamaan berikut :

$$C_c \left(\frac{h}{2} - \alpha_c \frac{h}{2} \right) - F_c \frac{l}{2} - C_b \left(\frac{l}{2} - \alpha_b \frac{l}{2} \right) + F_b \frac{h}{2} = 0 \quad (7)$$

Dimana

$$C_c = \sigma_c t \alpha_c h \quad ; \quad C_b = \sigma_b t \alpha_b l \quad (8a,b)$$

$$F_c = \tau_c t \alpha_c h \quad ; \quad F_b = \tau_b t \alpha_b l \quad (9a,b)$$

dimana H dan V adalah komponen horizontal dan vertikal dari gaya luar ; S dan N adalah gaya geser dan gaya aksial berturut-turut sepanjang bidang kontak dari kolom; σ dan τ adalah tegangan kontak normal dan geser merata yang diusulkan dari dinding pengisi; dan θ adalah sudut diagonal tekan.

3.3.2 Gaya-gaya Portal

Jika statis momen gaya-gaya yang beraksi pada kolom dan balok diambil terhadap titik A (lihat Gambar 6) dan diselesaikan untuk geser dan gaya aksial kolom akan menghasilkan :

$$S = -0.5 \sigma_c t \alpha_c^2 h + \frac{(M_{pj} + M_j)}{h} \quad ; \quad N = -0.5 \sigma_b t \alpha_b^2 l + \frac{(M_{pj} + M_j)}{l} \quad (10a,b)$$

Catatan, S dan N juga mewakili gaya aksial dan geser diluar bidang kontak dari balok, untuk mendapatkan keseimbangan dari nodal yang tidak dibebani. Pengaruh M_j terhadap

beban runtuh umumnya kecil yaitu kurang dari 2% sehingga dapat diabaikan (Saneinejad dan Hobbs, 1995).

3.3.3 Beban Runtuh

Jika gaya kontak C_c & F_b dan juga gaya geser kolom S dari Pers.(8a),(9b) dan (10a) disubstitusikan Pers.(6b) maka dihasilkan beban runtuh (*collapse load*) sebagai berikut:

$$H = \sigma_c t (1 - \alpha_c) \alpha_c h + \tau_b t \alpha_b l + 2 \frac{(M_{pj} + M_j)}{h} \quad (11)$$

3.3.4 Tegangan Kontak Nominal

Pada beban puncak, dinding pengisi yang mengalami kerusakan (*failure*) akibat kombinasi tegangan normal dan geser beraksi pada bidang kontak dibagian sudut yang dibebani. Kriteria leleh terkenal Tresca hexagonal yang dijelaskan Chen (1982) secara matematik mencukupi untuk menunjukkan kombinasi tegangan tersebut, sebagai berikut :

$$\sigma^2 + 3\tau^2 = f_c^2 \quad (12)$$

Dimana f_c adalah tegangan tekan efektif dari dinding pengisi, bilamana tegangan tersebut dapat dianggap sebagai blok tegangan persegi seperti terlihat pada Gambar 6, maka Pers.(2) dapat juga ditulis dalam terminologi tegangan kontak sebagai berikut :

$$\tau_c = \mu \cdot r^2 \cdot \sigma_c \quad \text{dan} \quad \tau_b = \mu \cdot \sigma_b \quad (13)$$

Dengan mengkombinasikan Pers.(12) dan (13) dapat diperoleh nilai batas atas (*upper-bound*) nominal dari tegangan normal kontak sebagai berikut :

$$\sigma_{c0} = \frac{f_c}{\sqrt{1+3\mu^2 r^4}} \quad ; \quad \sigma_{b0} = \frac{f_c}{\sqrt{1+3\mu^2}} \quad (14)$$

3.3.5 Panjang Bidang Kontak Portal - Dinding Isi

Solusi eksak matematik untuk menghitung panjang bidang kontak portal – dinding isi relatif kompleks dan perlu *trial-error*, sehingga perlu cara pendekatan tetapi relatif teliti.

Pada Gambar 6 , tanda slope dari diagram momen pada kolom terletak pada lokasi yang relatif berdekatan dengan daerah pemisahan portal dengan dinding-isi yang diusulkan yaitu titik E. Dengan demikian, gaya geser pada titik E relatif kecil dan dapat diabaikan. Statis momen dari gaya-gaya yang bekerja pada kolom sepanjang E-A adalah :

$$M_{pj} + M_c - 0.5(\alpha_c h)^2 \sigma_c t = 0 \quad (15a)$$

Hubungan yang serupa juga dapat dituliskan untuk komponen balok yaitu

$$M_{pj} + M_b - 0.5(\alpha_b l)^2 \sigma_b t = 0 \quad (15b)$$

Substitusikan M_c dan M_b dari Pers.(4) ke Pers.(15) , sehingga panjang bidang kontak dapat diperoleh sebagai berikut :

$$\alpha_c h = \sqrt{\frac{2M_{pj} + 2\beta_c M_{pc}}{\sigma_c t}} \leq 0.4h' \quad ; \quad \alpha_b l = \sqrt{\frac{2M_{pj} + 2\beta_b M_{pb}}{\sigma_b t}} \leq 0.4l' \quad (16a,b)$$

Salah satu apakah β_c atau β_b akan mendekati nilai batas atas, $\beta_0 = 0.2$, pada saat bidang kontak yang dimaksud mengembangkan tegangan normal nominal yang berkaitan.

Sehingga panjang bidang kontak dapat dianggap bernilai sembarang. Substitusikan nilai nominal dan dikombinasikan dengan Pers.(1) akan menghasilkan:

$$\alpha_c h = \sqrt{\frac{2M_{pj} + 2\beta_0 M_{pc}}{\sigma_{c0} t}} \leq 0.4h' \quad ; \quad \alpha_b l = \sqrt{\frac{2M_{pj} + 2\beta_0 M_{pb}}{\sigma_{b0} t}} \leq 0.4l' \quad (17)$$

3.3.6 Tegangan Kontak

Kerusakan (*failure*) dinding pengisi pada sudut yang dibebani tidak perlu terjadi pada bidang pertemuan balok dan kolom secara bersamaan. Maka Pers.(14) hanya menjadi batas atas nominal tegangan kontak. Memasukkan Pers.(8) dan (9) ke Pers.(7) akan memberikan:

$$\sigma_b \alpha_b (1 - \alpha_b - \mu r) = r^2 \sigma_c \alpha_c (1 - \alpha_c - \mu r) \quad (18)$$

Hubungan diatas hanya akan terpenuhi pada bidang kontak yang sebenarnya, dihasilkan dari tegangan kontak nominal pada Pers.(14) sebagai berikut :

$$\text{Jika } A_c > A_b \text{ maka } \sigma_b = \sigma_{b0} \text{ dan } \sigma_c = \sigma_{c0} \left(\frac{A_b}{A_c} \right) \quad (19a)$$

$$\text{Jika } A_c < A_b \text{ maka } \sigma_c = \sigma_{c0} \text{ dan } \sigma_b = \sigma_{b0} \left(\frac{A_c}{A_b} \right) \quad (19a)$$

dimana

$$A_c = r^2 \sigma_{c0} \alpha_c (1 - \alpha_c - \mu r) \text{ dan } A_b = r^2 \sigma_{b0} \alpha_b (1 - \alpha_b - \mu r) \quad (20a,b)$$

3.3.7 Beban Runtuh Ultimate

Ketika lendutan portal bertambah setelah melampui beban puncak, dinding pengisi akan kehilangan kekuatannya karena sifatnya alaminya getas (*brittle*). Meskipun demikian, M_j akan meningkat sampai tahanan momen plastis pada sambungan M_{pj} . Karena pada Pers. (11) sumbangan tahanan dari dinding pengisi dan portal diberikan secara terpisah maka beban runtuh ultimate menjadi:

$$H_u = \frac{4M_{pj}}{h} \quad (21)$$

Yang mana menunjukkan kekuatan portal tanpa dinding pengisi.

3.3.8 Beban Lateral Penyebab Retak pada Dinding Pengisi

Beban lateral penyebab retak pada dinding dapat didekati dengan

$$H_{ii} = 2\sqrt{2}th'f_t \cos^2 \theta \quad (22a)$$

Selanjutnya kontribusi portal dipertimbangkan dengan menganggap bahwa prosentasi yang diterima portal pada waktu meninjau retak nilainya sama dengan prosentasi yang diterima portal pada waktu beban runtuh total sehingga dapat ditulis :

$$H_t = H_{ii} \frac{H}{C_c + F_b} \quad \text{dimana} \quad \frac{H}{C_c + F_b} \geq 1.0 \quad (22b)$$

3.3.9 Perpindahan Lateral

Membandingkan dengan diagram beban-lendutan yang dihasilkan dalam analisa NLFE maka Saneinejad dan Hoob (1995) mencari hubungan empiris untuk memprediksi perpindahan lateral pada beban puncak dan hasilnya adalah :

$$\Delta_h = 5.8\varepsilon_c h \cos \theta (\alpha_c^2 + \alpha_b^2)^{0.333} \quad (23)$$

3.3.10 Kekakuan (*stiffness*)

Kekakuan sekan dari portal-isi pada saat beban puncak didefinisikan sebagai :

$$K = \frac{H}{\Delta_h} \quad (24a)$$

Diagram beban-lendutan portal-isi adalah berbentuk parabolik, sedangkan kekakuan awal (initial) dari portal-isi didekati sebagai dua kali nilai kekakuan secant dan hal tersebut sudah dibuktikan dengan NLFE (Saneinejad dan Hoob, 1995).

$$K_0 = 2 \frac{H}{\Delta_h} \quad (24b)$$

Perpindahan lateral portal-isi dipengaruhi oleh adanya celah atau gap antara panel dan portal, sedangkan nilai-nilai diatas dianggap tidak ada gap (rapat), kalaupun ada dianggap cukup kecil sehingga relatif diabaikan.

3.4 Metoda Perencanaan Umum

3.4.1 Metoda Dasar

Portal-isi tunggal yang dibebani secara diagonal sampai tahap puncak ternyata tidak mengalami mekanisme keruntuhan plastis , tetapi hanya mengalami lentur yang besarnya tidak terlalu signifikan yaitu pada sudut yang tidak dibebani. Selanjutnya diketahui bahwa perilaku portal-isi yang terdiri dari panel ganda hampir sama dan disimpulkan bahwa perilaku portal-isi dengan panel tunggal sama dengan perilaku portal-isi dengan banyak panel seperti yang terdapat pada gedung bertingkat. Konklusi yang dapat diambil bahwa apabila properti mekanik dinding pengisi diperoleh maka selanjutnya dapat dimodelkan sebagai batang diagonal tekan pengganti dan dianalisis seperti struktur rangka umumnya.

3.4.2 Diagonal Tekan Ekuivalen

Dikaitkan dengan struktur portal bertingkat dengan dinding pengisi (Gambar 5) , M_j dapat dihilangkan dari Pers.(11) , sehingga daya dukung horizontal dari portal isi adalah

$$H = \sigma_c t (1 - \alpha_c) \alpha_c h + \tau_b t \alpha_b l + \frac{2M_{pj}}{h} \quad (25)$$

Term ke-1 dan ke-2 adalah tahanan dinding pengisi, lalu term ke-3 adalah tahanan portal yang dibebani sampai kondisi batas. Dengan demikian bagian dinding pengisi dapat digantikan dengan tahanan diagonal penopang ekuivalen sebagai berikut

$$H = R \cos \theta + \frac{2M_{pj}}{h} \quad (26)$$

Sedangkan R tergantung dari tiga macam keruntuhan yang terjadi dan dipilih yang paling kecil (menentukan).

Keruntuhan Sudut / Ujung Diagonal (CC=corner crushing)

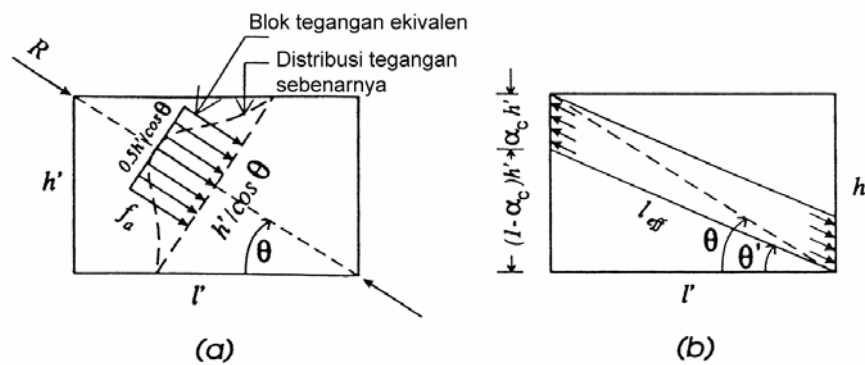
Mode keruntuhan sudut atau ujung diagonal (CC=corner crushing) maka tahanan diagonal dapat dihitung dari:

$$R = R_{CC} = \frac{(1-\alpha_c)\alpha_c t h \sigma_c + \alpha_b t l \tau_b}{\cos \theta} \quad (27)$$

Keruntuhan Tekan Diagonal (DC=diagonal compression)

Dinding pengisi yang langsing dapat mengalami keruntuhan tekan diagonal ditengah panel. Kehancuran tersebut akibat ketidak-stabilan dinding pengisi akibat timbulnya diagonal tekan yang besarnya dapat dihitung dari:

$$R = R_{DC} = \frac{0.5h'tf_a}{\cos \theta} \quad (28)$$



Gambar 7. Tekan Diagonal a). Blok Tegangan Ekuivalen b). Pita Diagonal

Kuat tekan aktual dinding masonri tergantung dari arah tegangan tetapi pendekatan dengan kuat prisma f'_m dari ACI 530-88 dapat digunakan sehingga

$$f_a = f_c \left[1 - \left(\frac{l_{eff}}{40t} \right)^2 \right], \text{ dimana } f_c = 0.6\phi \cdot f'_m \text{ dengan } \phi = 0.65 \quad (29)$$

Panjang efektif pita diagonal tergantung dari panjang bidang kontak dan geometri panel pengisi dan secara konservatif dapat diambil sebagai berikut :

$$l_{eff} = \sqrt{(1-\alpha_c)^2 h'^2 + l'^2} \quad (30)$$

Keruntuhan Geser (S=shear)

Dinding pengisi dari masonri dapat mengalami retak horizontal sepanjang panel akibat gaya geser yang berlebihan. Gaya geser horizontal total yang menyebabkan keruntuhan (S) dapat dihitung sebagai berikut

$$H_s = \frac{\gamma v t l'}{1 - 0.45 \tan \theta'} < 0.83 \gamma t l' \quad (31)$$

Gaya diagonal tekan yang berkesuaian dengan gaya horizontal tersebut adalah

$$R = R_s = \frac{\gamma v t l'}{(1 - 0.45 \tan \theta') \tan \theta} < \frac{0.83 \gamma t l'}{\cos \theta} \quad (32)$$

Dimana ν diambil 0.25 MPa dan 0.41MPa masing-masing untuk dinding masonri tanpa grouting dan dengan grouting, sedangkan $\tan \theta' = (1 - \alpha_c)^{1/\mu}$.

Properti Luas Penampang Diagonal Tekan Ekivalen

Diagonal gaya dengan tegangan tekan merata ekivalen, f_c , dapat diproporsikan dengan menggabung pers. (27) (28) (30) dan (34) lalu dibagi dengan f_c untuk mendapatkan luas penampang batang tekan ekivalen sebagai berikut :

$$A_d = \frac{(1 - \alpha_c)\alpha_c th \frac{\sigma_c}{f_c} + \alpha_b tl \frac{\tau_b}{f_c}}{\cos \theta} \leq 0.5 \frac{th' \frac{f_a}{f_c}}{\cos \theta} \leq \frac{\gamma \nu t l'}{(1 - 0.45 \tan \theta) f_c} \leq \frac{0.83 \gamma t l'}{f_c \cos \theta} \quad (33)$$

3.4.3 Kekakuan Diagonal Tekan Ekivalen

Modulus elastisitas sekan dari diagonal tekan ekivalen pada kondisi beban puncak dihitung sebagai berikut:

$$E_d = \frac{f_c}{\varepsilon_c} = \frac{df_c}{\Delta_d} \quad (34)$$

dimana $\Delta_d = \Delta_h \cos \theta$ dan d = panjang diagonal panel

Dengan mengganti Δ_y dan d maka rumus diatas dapat ditulis dalam bentuk lendutan horizontal puncak sebagai berikut

$$E_d = \frac{hf_c}{\Delta_h \cos^2 \theta} \quad (35)$$

Modulus elastisitas (initial) yang digunakan pada analisis dapat diambil dua kali nilai modulus secant sebagai berikut

$$E_{d0} = \frac{2hf_c}{\Delta_h \cos^2 \theta} \quad (36)$$

3.5 Aplikasi Metode Diagonal Tekan Ekivalen

Selanjutnya metode tersebut akan digunakan untuk mengevaluasi konfigurasi portal-isi dari Universitas Colorado dengan urutan sebagai berikut.

3.5.1 Penetapan Parameter

$\mu = 0.45$ (diambil dari ketentuan ACI 530-88).

$\varepsilon_c = 0.0029$

$$r = \frac{h}{l} = \frac{1422 + \frac{229}{2}}{2311} \approx 0.67$$

$$\theta = \tan^{-1} r = \tan^{-1} 0.67 = 33.8^\circ$$

Tegangan tekan efektif dinding pengisi dari masonri beton Pers.(29)

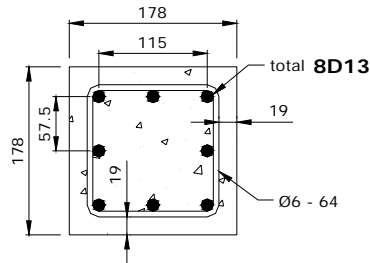
$$f_c = 0.6 * 0.65 * 15.09 = 5.89 \text{ MPa}$$

3.5.2 Hitungan Kekuatan

Batas atas tegangan kontak nominal Pers.(14)

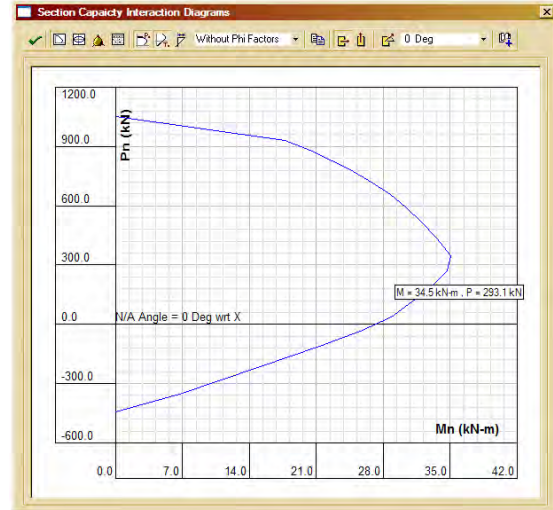
$$\sigma_{c0} = 5.56 \text{ MPa} \quad \text{dan} \quad \sigma_{b0} = 4.65 \text{ MPa}$$

Momen plastis kolom pada saat beban aksial kolom = 294 kN

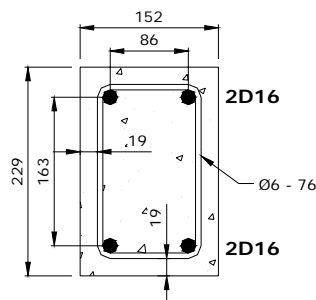


Pot. Kolom

Dengan bantuan software CSI Section Builder dapat dibuat diagram iteraksi , dan pada beban aksial $P_n = 294 \text{ kN}$ diperoleh $M_n = 34.5 \text{ kNm}$, jika $M_{pc} = \phi M_n$ dan $\phi = 1$ maka $M_{pc} = 34.5 \text{ kNm}$.

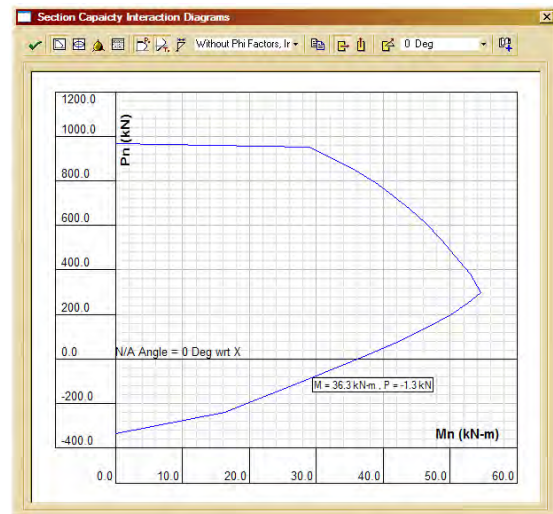


Momen plastis balok pada saat beban aksial balok = 0 kN , tetapi $f_y = 125\% f_{y0}$



Pot. Balok

Pada beban aksial $P_n = 0 \text{ kN}$ diperoleh $M_n = 36.3 \text{ kNm}$, jika $M_{pb} = \phi M_n$ dan $\phi = 1$ maka $M_{pb} = 36.3 \text{ kNm}$.



Panjang bidang kontak portal dengan dinding pengisi

Hubungan balok dan kolom menyatu maka M_{pj} adalah nilai terkecil dari M_{pc} dan M_{pb} memakai Pers.(16a,b) :

$$\alpha_c h = 0.4 \text{ m} \leq 0.4h' (0.569 \text{ m}) \rightarrow \alpha_c = 0.26$$

$$\alpha_b l = 0.44 \text{ m} \leq 0.4l' (0.853 \text{ m}) \rightarrow \alpha_b = 0.19$$

Tegangan Kontak Pers.(20a,b) : $A_c = 0.285$ dan $A_b = 0.20$

Karena $A_c > A_b$ maka sesuai Pers.(19a) $\sigma_b = \sigma_{b0} = 4.65 \text{ MPa}$ dan $\sigma_c = 3.9 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \mu \cdot \sigma_b = 0.45 * 4.65 = 2.1 \text{ MPa}$$

Keruntuhan CC , dihitung memakai Pers.(27) : $R = R_{CC} = 225 \text{ kN}$

Keruntuhan DC , dihitung memakai Pers.(28 ~ 30) :

$$l_{eff} = 2378 \text{ mm} ; f_a = 3.43 \text{ MPa} \text{ sehingga } R = R_{DC} = 271 \text{ kN}$$

Keruntuhan Geser (S=shear)

$$\text{Masonri dengan grout} \rightarrow v=0.41 \text{ MPa} ; \tan \theta' = (1 - \alpha_c) \frac{h'}{l'} = (1 - 0.26) \frac{1422}{2133} = 0.49 .$$

$$\text{Memakai Pers.(32) diperoleh : } R = R_s = 200 \text{ kN} < \frac{0.83\gamma l'}{\cos \theta} (316 \text{ kN})$$

Daya Dukung Horizontal Portal Isi

Dari tiga mode keruntuhan yang ditinjau, keruntuhan geser akan terjadi lebih dahulu dibanding mode keruntuhan yang lain sehingga dianggap paling menentukan.

$$\therefore R = R_s = 200 \text{ kN} , \text{ memakai Pers.(26) diperoleh } H = 211 \text{ kN} \text{ (keruntuhan geser)}$$

Gaya Horizontal Penyebab Retak Dinding Pengisi

$$C_c = \sigma_c t \alpha_c h = 3.9 * 92 * 400 = 143520 \text{ N} = 143.52 \text{ kN}$$

$$F_b = \tau_b t \alpha_b l = 2.1 * 92 * 440 = 85008 \text{ N} = 85 \text{ kN}$$

$$\frac{H}{C_c + F_b} = \frac{211}{143.52 + 85} = 0.923 < 1.0 \text{ sehingga } \frac{H}{C_c + F_b} = 1.0$$

$$H_t = H_{ti} = 2\sqrt{2} t h' f_t \cos^2 \theta = 2\sqrt{2} * 92 * 1422 * 0.215 * \cos^2 33.8^\circ * 10^{-3} = 66.1 \text{ kN}$$

Catatan : f_t , tegangan tarik efektif dinding pengisi, diambil = 0.215 MPa (ACI 530-88)

3.5.3 Hitungan Deformasi dan Kekakuan Sekan Portal-Isi

Memakai Pers.(23) diperoleh $\Delta_h = 10.1 \text{ mm}$, yaitu deformasi lateral pada beban puncak. Sedangkan kekakuan sekan initial pakai Pers.(24b) diperoleh $K_0 = 41.78 \text{ kN/mm}$.

3.5.4 Parameter Diagonal Tekan Ekivalen

Luas penampang ekivalen dari diagonal tekan pada dinding pengisi

$$A_d = \frac{R}{f_c} = \frac{200000}{5.89} = 33956 \text{ mm}^2$$

Modulus elastisitas (initial) yang digunakan pada analisis dapat diambil dua kali nilai modulus sekan sebagai berikut

$$E_{d0} = \frac{2hf_c}{\Delta_h \cos^2 \theta} = \frac{2 * 1537 * 5.89}{10.1 * \cos^2 33.8^\circ} = 2596 \text{ MPa}$$

Dengan mengetahui parameter dari Diagonal Tekan Ekivalen (A_d dan E_{d0}) maka dinding pengisi dapat dimodelkan sebagai STRUT untuk dianalisis sebagai struktur rangka biasa (lihat pemodelan struktur pada Gambar 5).

3.6 Evaluasi Terhadap Hasil Eksperimen

Akurasi metode Saneinejad dan Hobbs (1995) akan dibandingkan dengan hasil eksperimen struktur portal-isi yang sebenarnya dalam tabulasi berikut.

Tabel 2. Perbandingan Hasil Analitis dengan Eksperimen (Mehrabi et al. , 1996)

Sampel	Secant stiffnes kN/mm	Retak ke-1 dinding		Uji lateral maks		Kondisi keruntuhan
		Beban kN	Lendutan mm	Beban kN	Lendutan mm	
Portal terbuka eksperimen	4.21 (10%)	-	-	106.31 (50%)	65.28 (646%)	Lentur
Analisis portal isi dengan "Diagonal Tekan Ekuivalen"	41.8 (100%)	66.1	-	211.00 (100%)	10.1 (100%)	Geser
Portal isi eksperimen	129.65 (310%)	277.68	3.30	277.68 (132%)	3.30 (33%)	Retak diagonal ditengah

4 Kesimpulan

Secara umum disimpulkan bahwa metode Diagonal Tekan Ekuivalen memberikan prediksi numerik yang berada diantara struktur "portal terbuka" dan "portal-isi" hasil eksperimen dan hasilnya dalam batas-batas yang mencukupi atau **lower bound** yang sesuai digunakan untuk perencanaan (hasilnya cukup konservatif).

Metode belum dapat memprediksi secara tepat besarnya gaya lateral penyebab keruntuhan dari portal-isi. Adapun prediksi terhadap "kekuatan" lebih baik daripada "kekakuan".

Dalam menggunakan metode tersebut, ada beberapa parameter yang mesti ditentukan. Parameter diambil dari peraturan-peraturan yang terkait. Dicurigai bahwa pemilihan parameter tersebut yang menyebabkan terjadinya perbedaan cukup banyak dibanding hasil eksperimen. Oleh karena itu untuk keperluan analisis keruntuhan dari suatu portal-isi diperlukan studi lebih lanjut mengenai pemilihan nilai dari parameter tersebut.

5 Daftar Pustaka

1. Dawe, J.L., and Seah, C.K. (1989). "Behavior of masonry infilled steel frames." *Can. J. Civ. Engrg.*, Vol.16, 865 – 876
2. Ellul, F., D' Ayala, D. (2003). "The Bingol, Turkey Earthquake of the 1st of May 2003 - Field Report." Architecture & Civil Engineering Department University of Bath.
3. Holmes, M. (1961). "Steel frames with brickwork and concrete infilling.", *Proc., Instn. of Civ. Engrs.*, London, England, Part 2. Vol. 19, 473 – 478
4. Madan, A., Reinhorn, A.M., Mander, J.B., Valles, R.E. (1997). "Modeling of Masonry Infill Panels for Structural Analysis.", *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 123(10), 1295-1302
5. Mehrabi, A.B., Shing, P.B., Schuller, M.P., Noland, J.L. (1996). "Experimental Evaluation of Masonry-Infilled RC Frames.", *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 122(3), 228-237
6. Mehrabi, A.B., Shing, P.B. (1997). "Finite Element Modeling of Masonry-Infilled RC Frames.", *J. Struct. Engrs.*, ASCE, 123(5), 604-613.
7. Stafford Smith, B. (1966). "Behavior of square infilled frames." *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol.92, 381 – 403.
8. Saneinejad, A., Hobbs, B. (1995). "Inelastic Design of Infilled Frames.", *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 121(4), 634-650.