

JURNAL TEKNIK SIPIL

Jurnal Teoretis dan Terapan Bidang Rekayasa Sipil

Program Eksperimental Perilaku Siklik Pilar Persegi Berongga Jembatan dengan Beton Berkekuatan Ultra Tinggi

Mohammad Junaedy Rahman

Program Studi Pascasarjana Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Lingkungan - Institut Teknologi Bandung
Jl. Ganesa No.10 Bandung, E-mail: m.junaedy.unm@gmail.com

Bambang Budiono

Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Lingkungan - Institut Teknologi Bandung, Jl. Ganesa No.10 Bandung
E-mail: b.budiono@lapi.itb.ac.id; b.budiono1995@gmail.com

Awal Surono

Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Lingkungan Institut Teknologi Bandung, Jl. Ganesa No.10 Bandung
E-mail: awal1951@hotmail.com

Ivindra Pane

Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Lingkungan - Institut Teknologi Bandung, Jl. Ganesa No.10 Bandung
E-mail: ivpane@gmail.com

Abstrak

Makalah ini membahas perilaku histeretik pilar beton bertulang berpenampang bujursangkar berongga (Hollow Rectangular Section Pier, HRSP) dengan mengaplikasikan material beton berkekuatan ultra tinggi (Ultra High Strength Concrete, UHSC). Program eksperimental dilaksanakan pada dua model spesimen HRSP-UHSC yang dibebani kombinasi gaya aksial tekan yang konstan dan perpindahan lateral siklik quasi static melalui aktuator pada loading frame. Pembebanan lateral berbasis pada control perpindahan sesuai ACI-374.1-05 (2005). Gaya aksial tekan diaplikasikan pada HRSP-70 dan HRSP-60 dengan rasio masing-masing sebesar $0.075f_c'A_g$ dan $0.15f_c'A_g$. Hasil ekeperimental menunjukkan bahwa peningkatan rasio gaya aksial tekan berpengaruh signifikan terhadap peningkatan kekuatan geser pilar, namun selanjutnya pilar mengalami degradasi kekuatan lebih cepat dengan pencapaian drift ratio dan faktor daktilitas perpindahan yang menurun. HRSP-70 mampu mencapai drift ratio 5.80% dengan faktor daktilitas perpindahan 5.35, sedangkan faktor daktilitas perpindahan HRSP-60 menurun menjadi 4.58 pada drift ratio 3.50%. Kecenderungan ini mengakibatkan HRSP-70 mampu mengakomodir degradasi kekakuan dari keadaan leleh pertama sampai pada kondisi batas hingga 82.99%, sedangkan pada HRSP-60 hanya sekitar 77.86%. Begitu pula pendisipasian energi pada HRSP-60 menurun 39.46% setelah gaya aksial tekan dinaikkan sebesar 50%.

Kata-kata Kunci: HRSP-UHSC, Perilaku histeretik, Daktilitas perpindahan, Degradasi kekuatan, dan Disipasi energi

Abstract

This paper discusses the hysteretic behavior of Hollow Rectangular Section Piers (HRSP) by applying Ultra High Strength Concrete (UHSC) material. The experimental program conducted in two models of HRSP-UHSC specimens were loaded by combination of a constant axial compression force and quasi static lateral cyclic loads through actuators on the loading frame. The lateral loads were based on displacement controls in ACI 374.1-05 (2005). The constant axial compression forces were applied into the HRSP-70 and HRSP-60 of $0.075f_c'A_g$ and $0.15f_c'A_g$, respectively. The experimental results indicate that the increasing of the axial compression force ratio enhances the shear strength significantly, but then it experiences higher strength degradations with lower attainment of drift ratio and displacement ductility factor. The HRSP-70 achieved a displacement ductility factor of 5.35 at drift ratio of 5.80%, while HRSP-60 achieved a displacement ductility factor of 4.58 at drift ratio of 3.50%. This trend resulted that HRSP-70 was able to accommodate the stiffness degradation of the first yield state to the ultimate conditions up to 82.99%, while the HRSP-60 was only about 77.86%. Similarly, the energy dissipation of HRSP-60 decreased by 39.46% after the constant axial compression force had been increased 50% from previous specimen.

Keywords: HRSP-UHSC, Hysteretic behavior, Displacement ductility, Strength degradation, and Energy dissipation.

1. Pendahuluan

Gaya aksial tekan yang bekerja pada elemen pilar jembatan akan berpengaruh terhadap perilaku lentur pilar dalam memikul eksitasi gaya lateral. Jika sebagian besar kekuatan pilar terkerahkan untuk memikul gaya tekan maka respon lenturnya menurun dan akan berimplikasi pada rendahnya daktilitas dan pendisipasian energinya. Ketidakmampuan pilar jembatan berperilaku daktail dalam simpangan inelastiknya akan mengakibatkan terjadinya keruntuhan progresif, terutama selama gempa besar terjadi.

Problem umum penggunaan pilar-pilar jembatan tinggi berpenampang solid dengan beton bertulang mutu konvensional adalah masalah susut (*shrinkage*) di awal pelaksanaan (Priestley et al., 1996). Gejala susut ini setidaknya dapat diminimalisir melalui reduksi volume beton dengan menerapkan elemen struktur pilar beton bertulang berpenampang persegi berongga (*Hollow Rectangular Section Pier*, HRSP). HRSP memiliki keunggulan geometris yang selain dapat mereduksi massa kolom tinggi terhadap respon seismik, juga memiliki kekakuan lentur dan torsi yang besar sehingga efisiensi rasio kekuatan/massa dan rasio kekakuan/massa dapat dimaksimalkan (Priestley et al., 1996, Sheikh, 2007, dan Delgado, et al., 2009). Hasil penelitian Maria, et al., (2006) menyimpulkan bahwa pilar berongga persegi berdinding tipis yang didesain sesuai AASHTO-LRFD, *Bridge Design Specifications* (2005) (sekarang telah diperbaharui dengan AASHTO-LRFD, *Bridge Design Specifications*, 2010), ps 5.7.4.7 masih memberikan keamanan yang memadai terhadap gejala tekuk lokal akibat pembebanan aksial tekan dengan efek lentur biaksial. Sheikh, et al., (2007) juga telah membuktikan bahwa rasio luas penampang beton terhadap luas penampang keseluruhan (termasuk penampang rongga) (A_g/A_{og}) ternyata berpengaruh kecil terhadap kapasitas daktilitas pilar jembatan di indeks pengekanan efektif antara 0.05 sampai 0.2 dengan gaya aksial tekan sebesar $0.33f_c'A_g$. Kecenderungan perilaku ini tidak berlaku pada gaya aksial tekan rendah sebesar $0.087f_c'A_g$, dan saat rasio A_g/A_{og} berada di bawah 0.3.

Penggunaan beton berkekuatan ultra tinggi telah menjadi alternatif solusi dari tingginya tuntutan kinerja mekanik dan durabilitas struktur bangunan-bangunan beton modern saat ini. Sejak Richard, and Cheyrezy, (1994) memperkenalkan *Reactive Powder Concrete* (RPC) melalui upaya meminimalisir heterogenitas beton (ukuran maksimum agregat < 600 mm), perbaikan kinerja mikrostruktur, peningkatan daktilitas dengan *micro steel fiber* dan dengan mengoptimalkan *packing density* telah memberikan terobosan lahirnya beton generasi baru berbasis semen Portland yang masuk dalam varian *ultra high strength concrete* (UHSC) dengan kekuatan tekan melebihi 200 MPa dan dengan energi fraktur yang dapat mencapai 40 kJ/m².

Graybeal, (2007) melaporkan bahwa UHSC berserat antara yang dirawat tanpa perlakuan khusus sampai yang diberi perawatan uap (*steam treated*) menghasilkan kekuatan tekan puncak antara 125 – 194 MPa pada regangan tekan antara 0.0036 – 0.0040 mm/mm. Dari pencapaian daktilitas material yang unggul tersebut maka jenis beton ini dapat dikembangkan sebagai material untuk elemen struktur tahan gempa.

Hasil eksperimen dengan beban lateral siklik yang telah dilakukan oleh Zhao, et al (2008) pada elemen pilar persegi berlubang RPC (*reactive powder concrete*) berkekuatan tekan 140 MPa menghasilkan rasio daktilitas perpindahan sebesar 4.8 pada drift ratio 6.4% dengan disipasi energi 5.3×10^5 kN-mm. Meskipun tanpa menyertakan pengaruh gaya aksial tekan, namun hasil yang diperoleh dari eksperimen tersebut telah memberikan gambaran kinerja yang cukup memuaskan. Perbandingan hasil investigasi numerik dari pemodelan material beton berkekuatan normal (OC), beton berkekuatan tinggi (HSC) dan beton berkekuatan ultra tinggi (UHSC) pada pilar berpenampang persegi berongga dalam hubungan beban-perpindahan lateral statik secara non-linear, menghasilkan daktilitas perpindahan struktur Pilar-UHSC yang mencapai 3.14 atau sekitar 1.38 kali lebih besar dari Pilar-OC (Budiono, et al., 2011).

Dari penelusuran tersebut mendorong untuk dilakukannya program uji eksperimental mulai dari pembuatan dan penentuan sifat-sifat mekanik UHSC berserat serta karakteristik tarik baja tulangan, yang kemudian dilanjutkan pada tahapan desain dan pembuatan spesimen pilar berongga persegi beton bertulang HRSP-UHSC sebagai inovasi yang memadukan keunggulan geometris HRSP dan superioritas material UHSC. Program pengujian kombinasi gaya lateral konstan dengan perpindahan lateral siklik (*quasi static reversal*) pada model spesimen HRSP-UHSC ini bertujuan untuk mengetahui perilaku siklik pilar, pada rasio gaya aksial tekan ($P_u/f_c'A_g$) sebesar 0.075 dan 0.15. Rasio gaya aksial tekan tersebut dipilih sebagai representasi dari pilar yang gaya aksial tekannya kurang dari dan lebih besar dari $0.1f_c'A_g$, namun tidak melampaui rasio gaya aksial tekan pilar sesuai AASHTO *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*, (2011) sec. 8.7.2 sebesar $0.2f_c'A_g$. Dengan menggunakan UHSC berserat yang kekuatan dan regangan tekan puncaknya lebih tinggi dari beton mutu tinggi biasa, akan menghasilkan pilar dengan kapasitas gaya aksial tekan yang lebih besar sehingga ketika mengalami kombinasi perpindahan lateral siklik dengan gaya aksial tekan yang lebih tinggi, regangan baja tulangan dapat dioptimalkan untuk mencapai regangan batasnya sehingga pilar mampu mencapai mekanisme failure pada level drift ratio yang perpendahannya lebih panjang dengan daktilitas elemen struktur yang lebih besar, yang merupakan indikator meningkatnya pendisipasian energi pada daerah sendi plastis.

2. Karakteristik Material UHSC dan Baja Tulangan

Program eksperimental diawali dengan tahap uji coba pembuatan campuran dan pengujian sifat-sifat mekanik material RPC (*Reactive Powder Concrete*) serta pengujian tarik baja tulangan beton. Tipikal komposisi hasil desain campuran RPC diperlihatkan pada **Tabel 1**, telah berhasil diproduksi dengan menggunakan mesin *horizontally twin shaft mixer* pada *batching plant* berkapasitas 5.0 m³ milik PT. ADIMIX Bandung. Dengan memaksimalkan penggunaan dosis superplastisizer sesuai ASTM C494/C494M-04 (2004) Type F, diperoleh slump flow campuran yang penyebarannya sampai diameter 71 cm dalam waktu 30 detik sehingga memenuhi kriteria workabilitas yang dikemukakan oleh Koehler, and Fowler, (2007), untuk *Self Compacted Concrete* (SCC) dengan faktor air-semen (w/c) sebesar 0.22.

Properti mekanik UHSC dan baja tulangan masing-masing diperlihatkan pada **Tabel 2** dan **Tabel 3** dari hasil pengujian beberapa sampel dengan peralatan UTM (*Universal Testing Machine*) berkapasitas 150 ton (di PPAU-ITB, Bandung, tipe *servo hydraulic*) dan 200 ton (di PUSJATAN-Kementerian PU, Bandung, tipe *moving screw*). Kandungan serat pada beton berkontribusi terhadap pencapaian regangan tekan beton pada keadaan tegangan puncak yang mencapai 0.31%. Regangan ini masih dalam kategori rendah jika dibandingkan dengan hasil yang telah diperoleh oleh Graybeal, (2007). Modulus elastisitas beton ditentukan sesuai metode ASTM C469, yang hasilnya hanya berselisih 4,07% lebih rendah jika menggunakan rumusan Graybeal, (2007), $E_c = 3840 \sqrt{f'_c}$ untuk beton berkekuatan ultra tinggi berserat.

Pengujian tarik statik baja tulangan dilaksanakan dengan mengacu pada SNI 07-2529-1991 (1991) pada empat kategori diameter nominal baja ulir (*deform bar*) yang meliputi diameter D8 untuk tulangan sengkang, diameter D10 dan D13 untuk tulangan longitudinal dan

diameter D16 untuk tulangan lentur pada kaki dan kepala pilar seperti yang tertera pada **Tabel 3**. Tegangan dan regangan leleh serta Modulus Young baja ditetapkan dari akhir batas proporsional hubungan tegangan-regangan tarik baja, dengan menggunakan parameter luas penampang berdasarkan diamenter aktualnya.

3. Desain Spesimen Pilar HRSP

Perilaku siklik lateral HRSP-UHSC diamati melalui dua buah pilar yang telah direncanakan untuk memikul kombinasi perpindahan lateral siklik dan beban aksial tekan konstan dengan rasio $P_u/f'_c A_g$ yang kurang dari dan lebih besar dari- 0.10. Desain spesimen pilar HRSP mengikuti spesifikasi peralatan *loading frame* yang digunakan pada Laboratorium Struktur PUSKIM PU, Cileunyi Kab. Bandung, yang konfigurasi adalah sistem *close loop* dengan respon *double curvature*. Spesifikasi peralatan membatasi tinggi total spesimen antara 1900 - 3000 mm, sudah termasuk bagian kepala dan kaki pilar. Batasan gaya aksial tekan maksimum (P_u) adalah 90% dari 2000 kN, dari dua aktuator vertikal yang masing-masing berkapasitas 1000 kN, sedangkan perpindahan lateral diterapkan melalui gaya aktuator horisontal dengan kapasitas maksimum 1000 kN.

Hasil desain dan perlakuan pada kedua spesimen ini diperlihatkan pada **Tabel 4**. Untuk menyesuaikan kebutuhan siklik rencana maka rasio gaya aksial tekan ($P_u/f'_c A_g$) dibuat sebesar 0.075 dan 0.15 dengan kuat tekan beton rencana sebesar $f'_c = 135$ MPa. Penampang berlubang bujurangkar kedua pilar dibuat dengan sisi luar 300 mm dan dengan sisi lubang 140 mm sehingga menghasilkan luas penampang gross sebesar $A_g = 70400$ mm² yang memenuhi estimasi minimum dari Wight, and MacGregor, (2009). Jika rencana gaya aksial tekan tersebut diterapkan pada geometrik pilar yang sama, dengan beton berkekuatan tinggi konvensional (misalnya setengah kali lipat dari kekuatan rencana), maka kedua gaya tekan tersebut

Tabel 1. Komposisi campuran UHSC dengan serat Polypropylene

| Materials | Description | Mass per m ³ (kg) | Mixture proportion to cement weight |
|---------------------|--|---------------------------------|--|
| Portland Cement | Type II | 950 | 1 |
| Silica fume | Amorphous SiO ₂ = 85 to 95% | 114 | 0.12 |
| Superplasticizer | Modified polycarboxylate polymer | 27.1 | 0.03 |
| Silica Sand | Nominal size max. 600 mm | 1064 | 1.12 |
| Ground Quartz | Size = 0.5 - 75 mm | 66.2 | 0.07 |
| Water | Clean water | 208.5 | 0.22 |
| Polypropylene fiber | length = 12 mm and diameter = 18 mm | 0.6 | 0.063 |
| <i>Total weight</i> | | 2430.4 | |

Tabel 2. Hasil pengujian property mekanik UHSC

| Mechanical properties | Unit | Results | Remarks |
|-------------------------|------|---------|---|
| Average strength | MPa | 135 | Average of 7 cylinders ($\text{Æ}100 \times \text{t}200$) |
| Strain at peak strength | | 0.0031 | Compression stress-strain relationship |
| Modulus of Elasticity | GPa | 42.8 | Based on ASTM C469 |
| Poisson ratio | | 0.2 | Calculated by both vertical and horizontal strain gage measurement on perimeter of cylinder surface |
| Modulus of Rupture | MPa | 9.85 | ASTM C78, by simple beam with third-point loading |

Tabel 3. Hasil pengujian tarik baja tulangan

| Steel bars (deform bar) | Nominal diameters | Actual diameters | Yield strain | Yield stress | Young Modulus |
|-------------------------|-------------------|------------------|--------------|--------------|---------------|
| | d_{sn} | d_{sa} | e_{sy} | f_{sy} | E_{so} |
| | mm | mm | mm/mm | MPa | MPa |
| D8 | 8 | 7.95 | 0.00193 | 348.41 | 180525.2 |
| D10 | 10 | 9.82 | 0.00193 | 377.90 | 195804.7 |
| D13 | 13 | 12.88 | 0.00210 | 424.02 | 201916.2 |
| D16 | 16 | 15.82 | 0.00205 | 440.81 | 214716.1 |

sudah tergolong tinggi, yaitu jatuh pada rasio 0.15 dan $0.30f_c'A_g$, yang berarti salah satunya sudah melampaui batas rasio gaya aksial tekan maksimum yang direkomendasikan oleh AASHTO Guide specifications for LRFD Seismic Bridge Design (2011) sec. 8.7.2 yaitu $P_u \leq 0.20f_c'A_g$.

Penggunaan kombinasi tulangan longitudinal 16D10 dan 8D13 dalam konfigurasi dua lapis di setiap sisi dinding pilar menghasilkan rasio penulangan $r_l = 3.29\%$ pada kedua pilar yang memenuhi persyaratan tulangan longitudinal AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2010) sec. 5.7.4.2 antara 1% – 8%. Estimasi awal kapasitas momen berdasarkan gaya aksial tekan rencana diperoleh dari desain diagram interaksi kolom berongga persegi yang mempertimbangkan overstrength faktor 1.25 dengan koordinatnya yang jatuh pada daerah keruntuhan lentur.

Perilaku yang mengakibatkan kedua pilar mengalami *second order effect* tidak diperhitungkan, dan untuk menghindari terjadinya tekuk struktural akibat pengaruh gaya aksial tekan, maka kelangsingan pilar harus memenuhi kriteria sebagai kolom pendek ($kl/r < 22$) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2010) sec. 5.7.4.3. Dari peraturan yang sama, ketebalan dinding pilar berongga juga diatur untuk menghindari tekuk lokal dinding tipis sesuai sec. 5.7.4.7, dimana pada spesimen ini rasio sisi rongga

terhadap tebal dinding pilar diperoleh $l_{wx} = l_{wy} = 140/80 = 1.8 < 15$ dan telah dianggap memenuhi kriteria sehingga *factored resistance* dipakai $f_w = 1$.

Untuk menghindari deformasi geser yang berpengaruh signifikan pada kedua benda uji, Priestley, et al. (1996) menyarankan bahwa perbandingan gaya momen M dan gaya geser V harus melebihi tiga kali tinggi penampang h_{co} pada pilar kantilever ($M/V \geq 3h_{co}$). Jika digeneralisasi pada pilar dengan perilaku *double curvature* yang memiliki tinggi bersih L_c , maka pilar harus memenuhi syarat geometris $L_c \geq 6h_{co}$, sehingga untuk kasus $h_{co} = 300$ mm, dan $L_c = 1800$ mm, syarat geometris pilar sudah dapat diprediksikan untuk dominan berperilaku lentur.

Tulangan transversal tersusun dari konfigurasi sengkang persegi empat yang mengekang inti beton pada setiap sisi dinding pilar ditambah dua tie bar melintang pada tengah inti penampang sehingga menghasilkan formasi tulangan pengekangan enam kaki yang masing-masing berdiameter nominal 8 mm seperti pada Gambar 1. Potongan penampang dinding pilar yang tegak lurus dengan arah perpindahan lateral disebut sebagai bagian flange sedangkan bagian web adalah potongan dinding yang sejajar dengan arah perpindahan lateral tersebut.

Spasi sengkang s diperoleh sesuai rekomendasi Priestley, et al., (1996) dengan tetap menampilkan

Tabel 4. Tipikal hasil desain dan perlakuan pada tiap spesimen

| Specimens | Cross section dimension | | Clear span | Longitudinal reinforcement | | Transverse reinforcement | | Axial Load Ratio | Axial Load | Moment capacity* |
|-----------|-------------------------|------------|------------|----------------------------|-------|--------------------------|------|------------------|------------|------------------|
| | Outer side | Inner side | | d_s | r_l | d_{st} | s | | | |
| | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (%) | (mm) | (mm) | | (kN) | (kN-m) |
| HRSP-70 | 300 | 140 | 1800 | 13 dan 10 | 3.29 | 8 | 70 | 0.075 | 712.8 | 233.9 |
| HRSP-60 | 300 | 140 | 1800 | 13 dan 10 | 3.39 | 8 | 60 | 0.15 | 1425.6 | 304.3 |

*Diperoleh dari diagram interaksi HRSP dengan memperhitungkan over strength factor pada tulangan dan blok tekan beton dari hubungan tegangan-regangan tekan model yang mendekati kondisi natural.

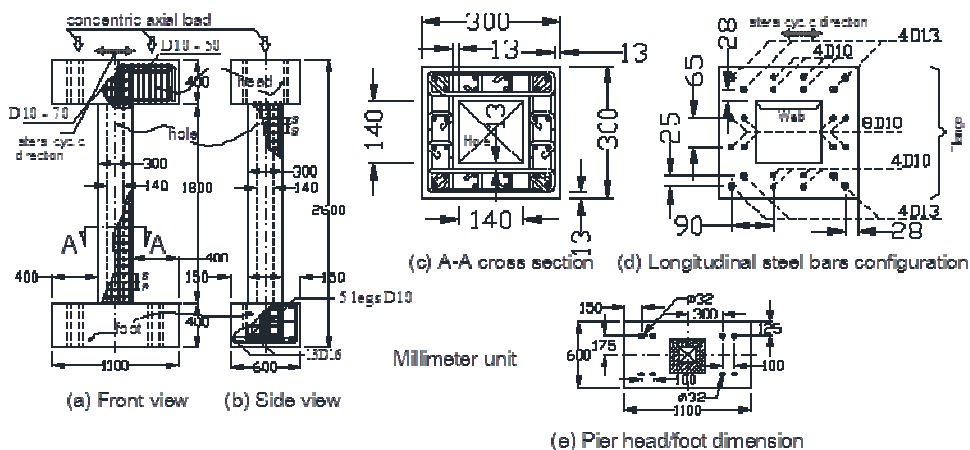
beberapa peraturan sebagai pembanding seperti pada Tabel 5, dimana $f'_c / f_{yh} = 0.35$ dan $A_g / A_{ch} = 1.48$. Komponen pengali $(0.5 + 1.25P_u/f'_c A_g)$ pada rumusan-rumusan yang ada di dalam tabel tersebut akan mereduksi kebutuhan penulangan jika nilainya kurang dari satu atau rasio $P_u/f'_c A_g < 0.4$, sehingga jika tanpa melibatkan komponen tersebut seperti pada rumusan ACI 343R-95, (1995) dan AASHTO-LRFD (2010), akan diperoleh spasi sengkang yang lebih rapat lagi. Peraturan SNI 1726:2012 (2012) juga terlihat akan menghasilkan spasi sengkang yang sedikit lebih rapat dari beberapa peraturan yang lain akibat penggunaan faktor 1.4 yang menggantikan 1.25 pada komponen pengali yang mempertimbangkan gaya aksial tekan tadi. Dengan mengaplikasikan UHSC, kebutuhan tulangan pengekuat akan meningkat dan berarti tulangan sengkang menjadi cukup rapat. Jika syarat penulangan sengkang dari keempat peraturan tersebut harus terpenuhi, maka kondisi ini selain akan menimbulkan kesulitan dalam mengaransemen konfigurasi penulangan yang cukup rapat dan juga akan menyulitkan pelaksanaan pengecoran khususnya pada spesimen pilar berongga dengan ketebalan dinding pilar yang terbatas. Oleh karena itu, penggunaan hasil yang diperoleh dari Priestley, et al. (1996) dianggap lebih memungkinkan untuk diterapkan pada desain spesimen ini.

Tulangan pengekuat yang juga berfungsi sebagai tulangan geser ditempatkan dengan spasi yang sama di sepanjang tinggi bersih pilar, dimana selain karena pertimbangan pengaruh gaya geser yang seragam di sepanjang tinggi pilar, juga untuk mencegah tertekuknya tulangan longitudinal pada kondisi pengekuat yang lemah. Hasil pengecekan terhadap kebutuhan tulangan geser, konfigurasi tulangan pengekuat dengan spasi s pada Tabel 4 tersebut telah melebihi kriteria minimum berdasarkan AASHTO-LRFD Bridge Design Specifications (2010) sec 5.8.2.5 dan SNI 1726:2012 pasal 5.6. Karena perilaku spesimen pilar akan mengalami double kurvatur, maka desain dan konfigurasi pendetailan sendi plastis di bagian pangkal atas dan bawah pilar disamakan.

4. Setup dan Instrumentasi Pengujian

Konfigurasi setup dan instrumentasi pengujian untuk kedua spesimen pilar dengan kombinasi gaya aksial tekan dan perpindahan lateral siklik diperlihatkan pada Gambar 2a dan 2b. Instrumen *Linear Variable Displacement Transducers* (LVDTs) yang terpasang di dalam setup spesimen pilar berguna untuk mengidentifikasi perpindahan pada beberapa bagian benda uji, termasuk untuk mengontrol kondisi statis penjepitan kepala dan kaki pilar pada loading frame. LVDT dengan kode Tr.1 dan Tr.2 adalah sensor untuk perpindahan lateral kepala pilar. Regangan tulangan longitudinal di daerah sendi plastis teridentifikasi melalui tiga pasangan *strain gage* tipe post yield pada pangkal atas dan bawah pilar dengan posisi yang saling berhadapan sejajar dengan arah pembebanan lateral sesuai kode pasangan yang diilustrasikan pada Gambar 2c. *Strain gage* dengan tipe yang sama juga terpasang pada tulangan transversal di daerah sendi plastis untuk mengukur perilaku regangan tulangan tersebut, baik yang searah maupun yang tegak lurus dengan arah perpindahan lateral sesuai Gambar 2d.

Proses pembebanan spesimen diawali dengan mengaplikasikan beban aksial tekan melalui dua aktuator vertikal dengan *load control* sampai target beban tercapai (aktual $P_u = 716.34$ kN untuk HRSP-70 dan $P_u = 1446.34$ kN untuk HRSP-60) dan kemudian dipertahankan bekerja secara konstan sampai di akhir pengujian. Pembebanan lateral siklik selanjutnya diterapkan dengan *displacement control* pada aktuator horisontal secara *quasi static reversal* sesuai ACI Committee 374.1-05 (2005) dengan pola seperti Gambar 2e. Setiap level drift ratio pada pola pembebanan diberi tiga kali siklus kemudian level drift ratio berikutnya ditingkatkan antara 1.25 sampai 1.50 kali dari drift ratio sebelumnya. Setiap peningkatan level drift ratio selalu diawali dengan step peralihan satu siklus sebesar 0.5 kali dari level drift ratio sebelumnya. Pembebanan dilanjutkan sampai perpindahan siklik melampaui drift ratio 3.5%, atau sampai spesimen pilar telah mencapai mekanisme keruntuhannya.



Gambar 1. Dimensi dan detail konfigurasi penulangan spesimen HRSP-UHSC

Tabel 5. Perbandingan beberapa rekomendasi kebutuhan tulangan pengekang sendi plastis pada pilar

| $P_u / A_g f_c'$ | 0.075 | 0.15 |
|---|-------|-------|
| 1. Rekomendasi Priestley, et al. 1996 | | |
| $\frac{A_{sh}}{s} = 0.12h_c \left(\frac{f_c'}{f_{yh}} \right) \left(0.5 + \frac{1.25P_u}{A_g f_c'} \right) + \frac{0.13(\rho_l - 0.01)}{s}$ | 4.294 | 4.972 |
| 2. Persyaratan minimum CALTRANS Bridge Design Specifications 2003, sec. 8.18.2.3 tidak kurang dari yang terbesar dari | | |
| $\frac{A_{sh}}{s} = 0.3h_c \left(\frac{f_c'}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left(0.5 + \frac{1.25P_u}{A_g f_c'} \right)$ | 5.169 | 5.985 |
| $\frac{A_{sh}}{s} = 0.12h_c \left(\frac{f_c'}{f_{yh}} \right) \left(0.5 + \frac{1.25P_u}{A_g f_c'} \right)$ | 4.294 | 4.972 |
| 3. Persyaratan minimum AASHTO-LRFD 2010 sec. 5.10.11.4.1d dan ACI 343R-95, Analysis and Design of Reinforced Concrete Bridge Structures, sec. 11.6.4.6 tidak kurang dari yang terbesar dari | | |
| $\frac{A_{sh}}{s} = 0.3h_c \left(\frac{f_c'}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$ | 8.705 | 8.705 |
| $\frac{A_{sh}}{s} = 0.12h_c \left(\frac{f_c'}{f_{yh}} \right)$ | 7.232 | 7.232 |
| 4. Persyaratan minimum SNI 1726:2012 pasal 7.14.2.2.5 | | |
| $\frac{A_{sh}}{s} = 0.3h_c \left(\frac{f_c'}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left(0.5 + \frac{1.4P_u}{A_g f_c'} \right)$ | 5.267 | 6.181 |
| $\frac{A_{sh}}{s} = 0.12h_c \left(\frac{f_c'}{f_{yh}} \right) \left(0.5 + \frac{1.4P_u}{A_g f_c'} \right)$ | 4.375 | 5.135 |
| Hasil A_{sh}/s yang diperoleh dalam satuan mm^2/mm $f_{yh} = 1.12f_{sy}$ (mempertimbangkan overstrength factor) A_{ch} = Luas inti beton yang terkekang | | |

5. Hasil Eksperimen

5.1 Respon histeresis hubungan perpindahan - beban lateral dan kekuatan pilar

Hasil pengujian siklik kedua benda uji ditampilkan dalam diagram respon histeretik seperti pada Gambar 3 yang berupa kurva loop tertutup (*close loop curve*) hubungan beban-perpindahan lateral siklik hasil pembacaan rata-rata dari transducer Tr.1 dan Tr.2. Kurva tersebut menggambarkan kemampuan elemen pilar untuk berdeformasi secara inelastik melalui beberapa *loop cycles* peningkatan intensitas perpindahan lateral sebelum mengalami penurunan kekuatan secara drastis.

HRSP-70 pada Gambar 3a dengan rasio gaya aksial tekan sebesar 0.075 (kurang dari $0.10f_c' A_g$) terlihat mampu mengakomodir respon hysteretic loop lebih banyak sampai pada level drift ratio 7.5%. Kekuatan puncak terjadi pada kisaran drift ratio 1.5% dengan

gaya geser sebesar 244.4 kN, setelah itu menurun secara gradual melampaui drift ratio 3.5% sampai di level 5.8% dengan kekuatan rata-rata 209.5 kN. Kurva envelope HRSP-70 tidak diteruskan sampai pala level drift ratio 7.5%, karena pada level tersebut kekuatan pilar telah menurun secara progresif dalam tiga kali siklus, dan juga kekuatan pilar telah berada di bawah 80% kekuatan puncak ($0.8F_{c-peak}$), sesuai pembatasan kapasitas respon pilar yang dikemukakan oleh Priestley, et al, (1996), atau sesuai kriteria FEMA P-750 (2009).

Keadaan yang berbeda terlihat pada respon histeretik spesimen HRSP-60 pada Gambar 3b dengan rasio gaya aksial tekan 0.15, dimana kekuatan puncak tercapai lebih tinggi yaitu rata-rata sebesar 295.9 kN pada drift ratio 1.5%. Penurunan secara gradual kurva respon envelope spesimen HRSP-60 yang tidak melebihi standar 20% di bawah kekuatan puncak dan tercapai hanya sampai di level drift ratio 3.5%, yaitu sebesar 253 kN. Pada level drift ratio 4.5%, kekuatan pilar mengalami penurunan yang drastis hanya dalam dua

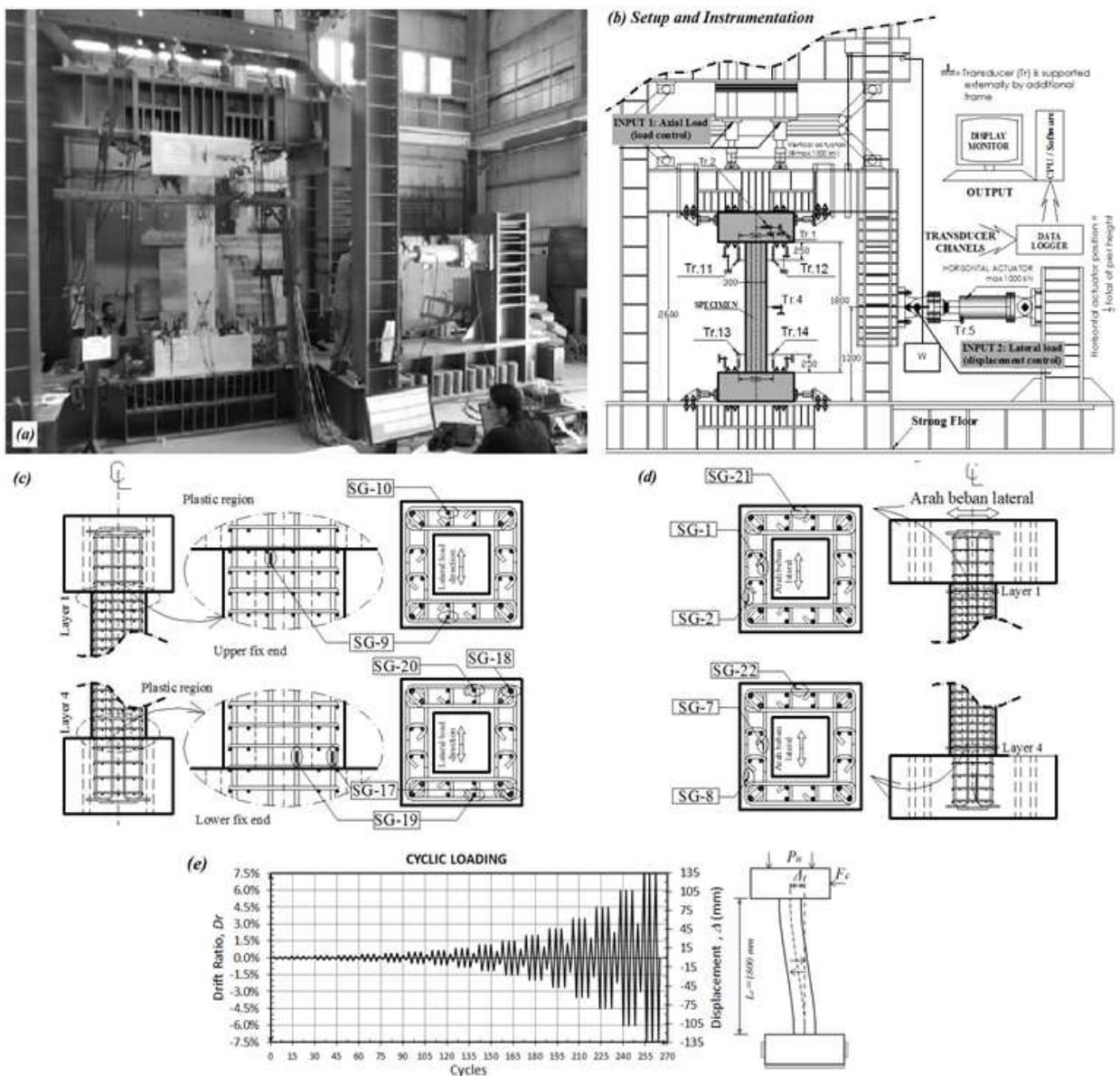
siklus pembebanan, sehingga bagian ini dianggap telah mengalami failure dan tidak diperhitungkan lagi.

Kurva-kurva histeretik dari kedua spesimen yang diperlihatkan pada **Gambar 3a** dan **3b** juga terlihat mengalami efek pinching yang berupa penyempitan kurva respon loop histeretik ketika alur simpangan spesimen berbalik arah mendekati posisi tegak. Penyempitan ini mengakibatkan berkurangnya luas kurva loop histeretik atau menurunnya disipasi energi elemen pilar. Mekanisme pinching diawali ketika bukaan retak mulai muncul di zona penampang yang mengalami tarik dan baja tulangan longitudinal mengalami leleh serta lekatan beton mengalami slip di dalam suatu level beban perpindahan tertentu. Ketika terjadi peralihan kurva perpindahan histeretik,

kekuatan pilar tidak segera dapat meningkat secara penuh, dimana respon lentur menurun dan beralih menjadi respon geser, sehingga peningkatan kekuatan dapat terpulihkan lagi setelah bukaan retak tadi kembali menutup di zona tertekan.

5.2 Pola retak spesimen pilar

Gambaran pola retak sesuai dengan tahapan pencapaian drift ratio dari spesimen HRSP-70 diperlihatkan pada **Gambar 4** dan HRSP-60 pada **Gambar 5**, sedangkan hasil identifikasi tahapan pola retak dari kedua spesimen dirangkum pada **Tabel 6**. Secara umum, retak awal dari kedua spesimen terjadi di daerah sisi luar flange saat mengalami tarik dengan alur horisontal tegak lurus terhadap sumbu vertikal



Gambar 2. Setup dan instrumentasi pengujian model pilar: a) loading frame, b) tipikal instrumentasi pengujian dan c) Strain gage pada tulangan longitudinal dan d) strain gage pada tulangan transversal e) Pola pembebanan lateral siklik sesuai ACI Committee 374.1-05

pilar. Retak awal pada spesimen HRSP-70 terjadi di daerah tarik pangkal bawah saat perpindahan siklik dorong mencapai drift ratio 0.23%, sedangkan pada spesimen HRSP-60, terjadi lebih awal saat mengalami siklik dorong di drift ratio 0.18% pada daerah tarik pangkal bawah. Retak tersebut kemudian berangsur-angsur menjalar melewati tebal flange kemudian berbelok turun saat memasuki bagian web dengan membentuk sudut inklinsi terhadap sumbu vertikal pilar.

Setelah retak pertama, kekuatan pilar masih terus meningkat sampai sebelum selimut beton mulai terkelupas (*cover spalling*). Sudut inklinsi retak dari pola yang terbentuk adalah rata-rata 42° pada HRSP-70 dan 40° pada HRSP-60. Besaran sudut retak ini lebih besar dari nilai tetapan di dalam desain kontribusi geser tulangan longitudinal V_s berdasarkan UCSD-MOD yang dikemukakan oleh Calvi, et al (2005) sebesar 30° . Pola retak yang demikian ini menunjukkan bahwa kedua dinding bagian web lebih cenderung berkontribusi memberikan respon geser terhadap pilar. Cover spalling pertama dari kedua spesimen terjadi pada saat siklus pembebanan berada di level drift ratio 1.5%, dan setelah itu kekuatan pilar berangsur-angsur menurun di level drift ratio selanjutnya. Cover spalling pertama ini umumnya di bagian pangkal atas dan bawah pada bagian sudut luar yang menunjukkan bagian yang mengalami konsentrasi tegangan terbesar.

Sampai pada keadaan ultimit terlihat pola retak kedua spesimen cenderung telah terdistribusi dari pangkal atas atau bawah (*fix end*) melebar ke arah tengah. Distribusi retak pada HRSP-70 dan HRSP-60 masing-masing menyebar rata-rata pada kisaran 688 mm dan 599 mm. Distribusi pola retak yang lebih panjang pada HRSP-70 mengindikasikan disipasi energi yang lebih besar dengan jumlah retak yang lebih banyak dibanding HRSP-60. Pada level drift ini, kerusakan sudah mulai nampak terjadi di sekitar kedua ujung terjepit tersebut sejak dari terjadinya cover spalling di bagian sudut dan menjalar ke bagian *flange*. Kerusa-

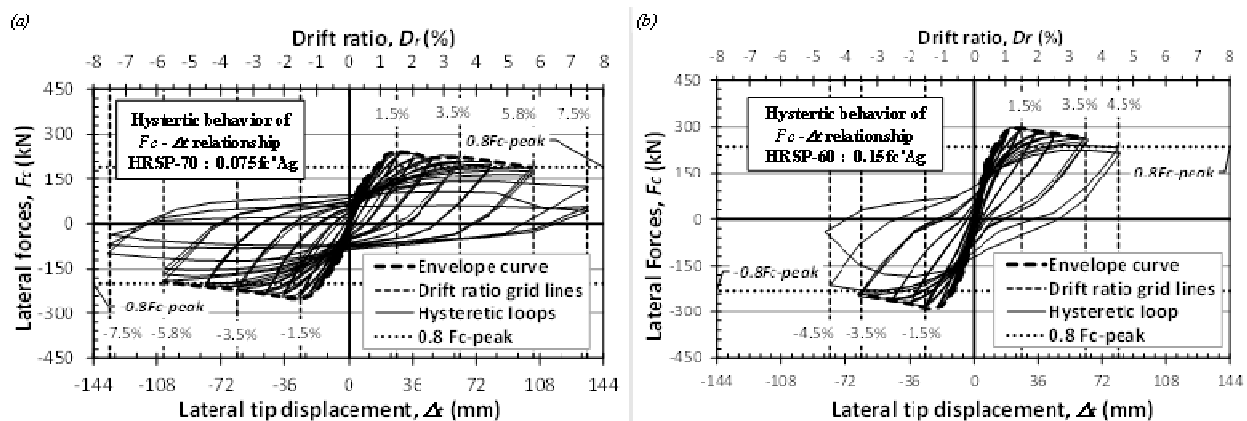
kan ini juga semakin meningkat di daerah web akibat akumulasi dari retak geser pada daerah tersebut. Keadaan ini menunjukkan terbentuknya sendi plastis yang sesuai mekanisme pada pilar dengan perilaku *double bending*.

Akibat gaya aksial tekan yang lebih besar pada HRSP-60, kapasitas pilar dominan terkerahkan untuk memikul tekan sehingga kemampuan untuk berdeformasi lentur menurun dan akhirnya mekanisme keadaan ultimit tercapai hanya sampai pada drift ratio 3.5%. Keadaan ini ditandai dengan crushing pada inti beton dan pelebaran spalling selimut beton di bagian sudut luar pilar serta tekuk tulangan terbentuk ketika level drift ratio ditingkatkan lagi. Kerusakan yang signifikan pada spesimen HRSP-70 seperti yang digambarkan sebelumnya baru terlihat setelah memasuki level drift ratio 5.75%. Meski demikian, drift ratio kedua spesimen pilar masih memenuhi kriteria ACI Committee 374.1-05 yang membatasi drift ratio minimal 3.5%.

5.3 Perilaku tegangan-regangan siklik tulangan

Perilaku tegangan-regangan siklik pada tulangan longitudinal diperoleh dari pemodelan dengan metode Menegotto-Pinto (1973) yang direview oleh Yu, (2006). Contoh hasil analisis tegangan-regangan siklik dari baja tulangan pada kedua pangkal pilar HRSP-70 dan HRSP-60 diperlihatkan pada **Gambar 6**. Pada **Gambar 6a** dan **6b** ditampilkan hasil analisis berdasarkan indentifikasi regangan dari strain gage SG-10 dan SG-17 spesimen HRSP-70 yang masing-masing terpasang pada tulangan D10 di pangkal atas dan D13 pada pangkal bawah pilar. Untuk HRSP-60 diwakili oleh SG-10 pada tulangan D10 di pangkal atas dan SG-17 pada tulangan D13 di daerah pangkal bawah pilar, masing-masing sesuai **Gambar 6c** dan **6d**.

Setelah kondisi leleh terjadi pada tulangan longitudinal, pola hubungan tegangan-regangan tulangan pada kedua spesimen terlihat memiliki sifat regangan yang tidak berbalik secara penuh (*non reverse*) dari tarik

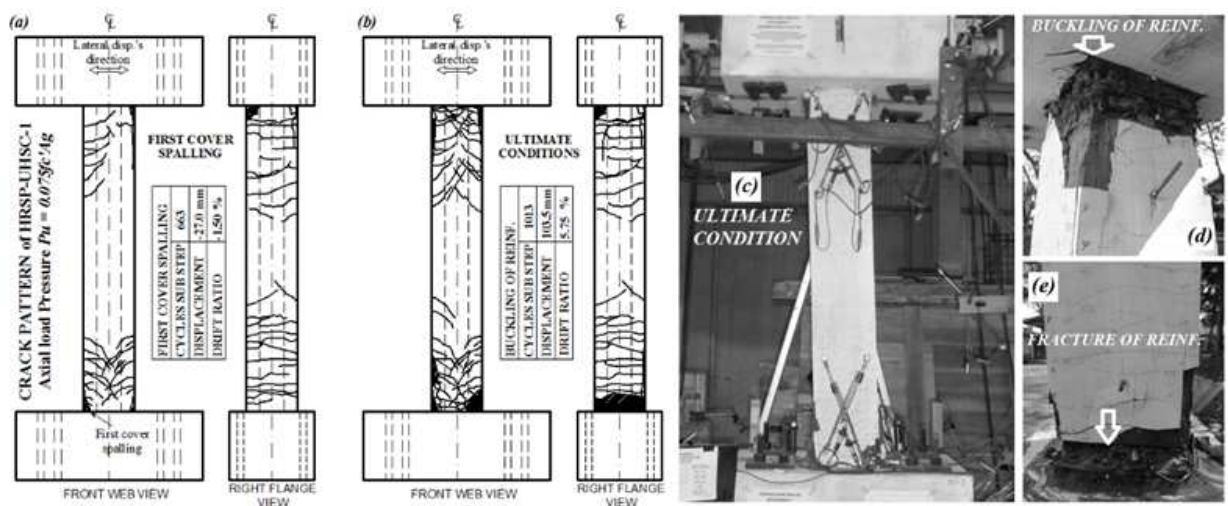


Gambar 3. Diagram histeretik hubungan gaya - perpindahan lateral: a) spesimen HRSP-70, b) spesimen HRSP-60

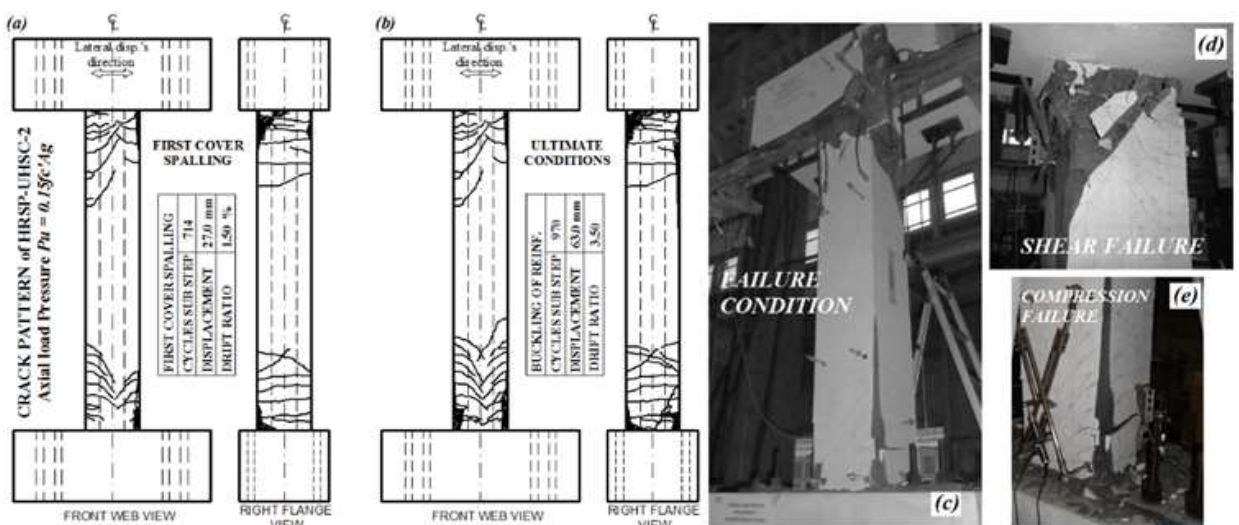
menjadi tekan atau sebaliknya ketika perpindahan pilar berbalik arah (**Gambar 6a** dan **6c**). Bahkan terdapat kondisi dimana respon regangan tulangan setelah leleh yang cenderung statik atau regangan tidak berubah sama sekali dari tarik menjadi tekan sampai pembebanan siklik berakhir (**Gambar 6b** dan **6d**). Perilaku siklik tulangan pada spesimen HRSP-70 setelah leleh didominasi oleh regangan tarik sehingga terjadi kondisi dimana tegangan telah berubah menjadi tekan namun regangan masih tarik (**Gambar 6a** dan **6b**). Pada HRSP-60 selain ada tulangan yang mengalami dominasi regangan tarik (**Gambar 6d**), juga mulai terjadi adanya tulangan yang mengalami dominasi regangan tekan dalam perilaku sikliknya setelah leleh (**Gambar 6c**), sebagai pengaruh dari gaya aksial tekan yang besar. Keadaan perilaku siklik yang *non reverse* ataupun statik ini dipengaruhi oleh dua faktor yang bekerja secara simultan yaitu pengaruh tegangan sisa

(*residual stress*) pada baja tulangan dan pengaruh slip pada lekatan antara beton dengan tulangan (*bond slip*). Akibat residual stress setelah leleh, regangan tarik tulangan tidak langsung dapat terpulihkan untuk berubah menjadi tekan setelah perpindahan berbalik arah atau sebaliknya. Bond slip mengakibatkan regangan tulangan dan beton sudah mulai tidak kompatibel lagi, sehingga ketika regangan beton telah berubah menjadi tekan atau tarik, tulangan tidak secara langsung dapat mengikuti perubahan tersebut.

Pelelehan pertama terjadi ketika regangan siklik baja tulangan (sesuai posisi yang diilustrasikan pada **Gambar 2c**) telah melampaui regangan leleh dari hasil uji tarik baja sesuai **Tabel 3** sebelumnya. Hasil investigasi hubungan tegangan-regangan siklik tulangan longitudinal, menunjukkan kedua spesimen pilar umumnya mengalami leleh pertama pada kisaran drift



Gambar 4. Pola retak spesimen HRSP-70: a) Drift Ratio 1.5%, b) Drift ratio 5.75%, c) foto keadaan aktual ultimate condition d) kondisi failure tulangan tertekuk, e) kondisi failure tulangan terputus



Gambar 5. Pola retak spesimen HRSP-60: a) Drift Ratio 1.5%, b) Drift ratio 3.5%, c) foto keadaan aktual failure condition d) kondisi keruntuhan akibat dominasi geser, e) kondisi terjadinya keruntuhan tekan

ratio 0.5% sampai 0.65% atau pada kisaran rata-rata 60% sampai 70% beban puncak. Namun demikian, spesimen HRSP-70 dominan terjadi pada drift ratio 0.50% sedangkan HRSP-60 pada drift ratio 0.65%. Pelelehan pertama tulangan longitudinal umumnya terjadi di antara setelah retak pertama dan sebelum terjadinya cover spalling, yang mana berarti pelelehan tulangan terjadi setelah beberapa retak terdistribusi pada daerah pangkal pilar dan sebelum pilar mencapai respon pembebanan puncaknya.

Regangan leleh tulangan transversal yang terpasang melintang dan sejajar dengan arah perpindahan lateral teridentifikasi baru terjadi di akhir siklus pembebanan masing-masing spesimen seperti yang ditampilkan pada Tabel 7. Pada akhir siklus pembebanan ini, beton pada bagian pangkal pilar telah mengalami kerusakan yang signifikan sehingga kontribusi beton terhadap respon geser pilar mulai menurun dan berangsur-angsur hilang digantikan oleh tulangan transversal. Meski demikian ada beberapa bagian tulangan transversal tersebut yang tidak mengalami leleh sampai di akhir siklus. dan strain gage yang tidak berfungsi.

6. Analisis dan Pembahasan

6.1 Faktor daktilitas pilar perpindahan

Daktilitas perpindahan menggambarkan kemampuan berdeformasi inelastik pilar secara struktural. Parameter-parameter faktor daktilitas dari envelope kurva histeretik ditentukan dengan pendekatan seperti yang diilustrasikan pada Gambar 7a sebagaimana yang telah dilakukan oleh Shim, et al. (2008). Titik perpindahan leleh (D_y) ditetapkan dari proyeksi titik perpotongan garis kekakuan elastis (K_{yI}) yang melewati $0.75F_{c,peak}$ (sesuai rekomendasi FEMA P-750, 2009 sec. 14.2.4.7.11 yaitu antara $0.6F_{c,peak}$ sampai $0.9F_{c,peak}$) dengan garis respon kekuatan puncak $F_{c,peak}$ pada sumbu absis. Perpindahan kondisi batas (D_u) diperoleh dari pembatasan degradasi kekuatan yang tidak lebih dari 20% respon puncak (Priestley, et al, 1996).

Faktor daktilitas perpindahan (m_D) adalah perbandingan antara perpindahan kondisi ultimit dengan perpindahan saat leleh pertama $m_D = D_u / D_y$, yang hasilnya diperlihatkan seperti pada Gambar 7b dan 7c. Faktor daktilitas perpindahan pila=r HRSP-70 tercapai sebesar $m_D = 5.35$ pada rasio gaya aksial tekan $0.075f'_c A_g$ dan ketika gaya aksial tekan dinaikkan dua kali lipat pada spesimen HRSP-60, faktor daktilitas perpindahan menurun menjadi $m_D = 4.58$ atau berkurang sebesar 14.4%. Meningkatnya gaya aksial tekan juga mempengaruhi peningkatan kemiringan secant garis kekakuan elastik atau *initial stiffness* yaitu rata-rata $K_{yI} = 18161.22$ kN/m untuk HRSP-60 dan pada HRSP-70 lebih kecil 35.5% dengan kemiringan $K_{yI} = 11719.37$ kN/m. Faktor daktilitas perpindahan dari kedua spesimen tersebut masih menunjukkan nilai faktor yang berada pada kisaran $3 \leq m_D \leq 6$ sesuai batasan yang dikemukakan oleh Priestley, et al, (1996). Sedangkan jika berdasarkan pada kebutuhan daktilitas elemen struktur kolom atau pilar tunggal pada *Seismic Design Category D* di dalam *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design (2011)* sec. 4.9 terlihat daktilitas perpindahan HRSP-70 melebihi spesifikasi yang haru memenuhi $m_D \leq 5$.

Dengan pendekatan pada Gambar 7a tersebut, juga dapat diketahui perpindahan saat leleh pertama spesimen HRSP-70 yang rata-rata terjadi pada drift rasio 1.02%, sedangkan pada spesimen HRSP-60 terjadi pada 0.77%, yang mana nilai-nilai prediksi ini terlihat cukup besar jika dibandingkan dengan kondisi aktual awal tulangan longitudinal mengalami leleh pada kedua daerah pangkal pilar.

6.2 Degradasi kekakuan pilar

Kekakuan spesimen pilar ditentukan dari kemiringan secant yang dibentuk dari koordinat kurva envelope hubungan gaya-perpindahan lateral pada setiap spesimen sesuai yang digambarkan oleh Priestley, et al, (1996) sebagai kekakuan efektif, $K_{eff} = F_{ov} / D_{ov}$ yaitu perbandingan nilai respon gaya lateral rata-rata $F_{ov} =$

Tabel 6. Hasil identifikasi tahapan dan karakteristik pola retak

| Specimen | Drift ratio (%) | Displacement (mm) | *Extend of crack pattern distribution (mm) | Cycles sub step | Average inclined crack | Remarks |
|----------|-----------------|-------------------|--|-----------------|------------------------|-----------------------------|
| HRSP-70 | -0.23 | -4.14 | | 139 | | First crack on flange |
| | -0.50 | -9.00 | | 335 | 42° | First inclined crack on web |
| | -1.50 | -27.00 | 623 | 663 | | First cover spalling |
| | -3.50 | -63.00 | 684 | 879 | | After cover spalling |
| | 5.75 | 103.50 | 688 | 1013 | | Ultimate condition |
| HRSP-60 | -0.18 | -3.24 | | 188 | | First crack on flange |
| | -0.30 | -5.40 | | 292 | 40° | First inclined crack on web |
| | 1.50 | 27.00 | 502 | 714 | | First cover spalling |
| | -3.50 | -63.00 | 599 | 970 | | Ultimate condition |

*Measured from either top or bottom base to mid height region of specimens

$1/2 (|F_{c(i)pull}| + |F_{c(i)push}|)$ dengan perpindahan lateral rata-rata $D_{av} = 1/2 (|D_{(i)pull}| + |D_{(i)push}|)$ di setiap level drift ratio yang hasilnya berupa kurva *static push over* yang ditunjukkan pada **Gambar 8a**.

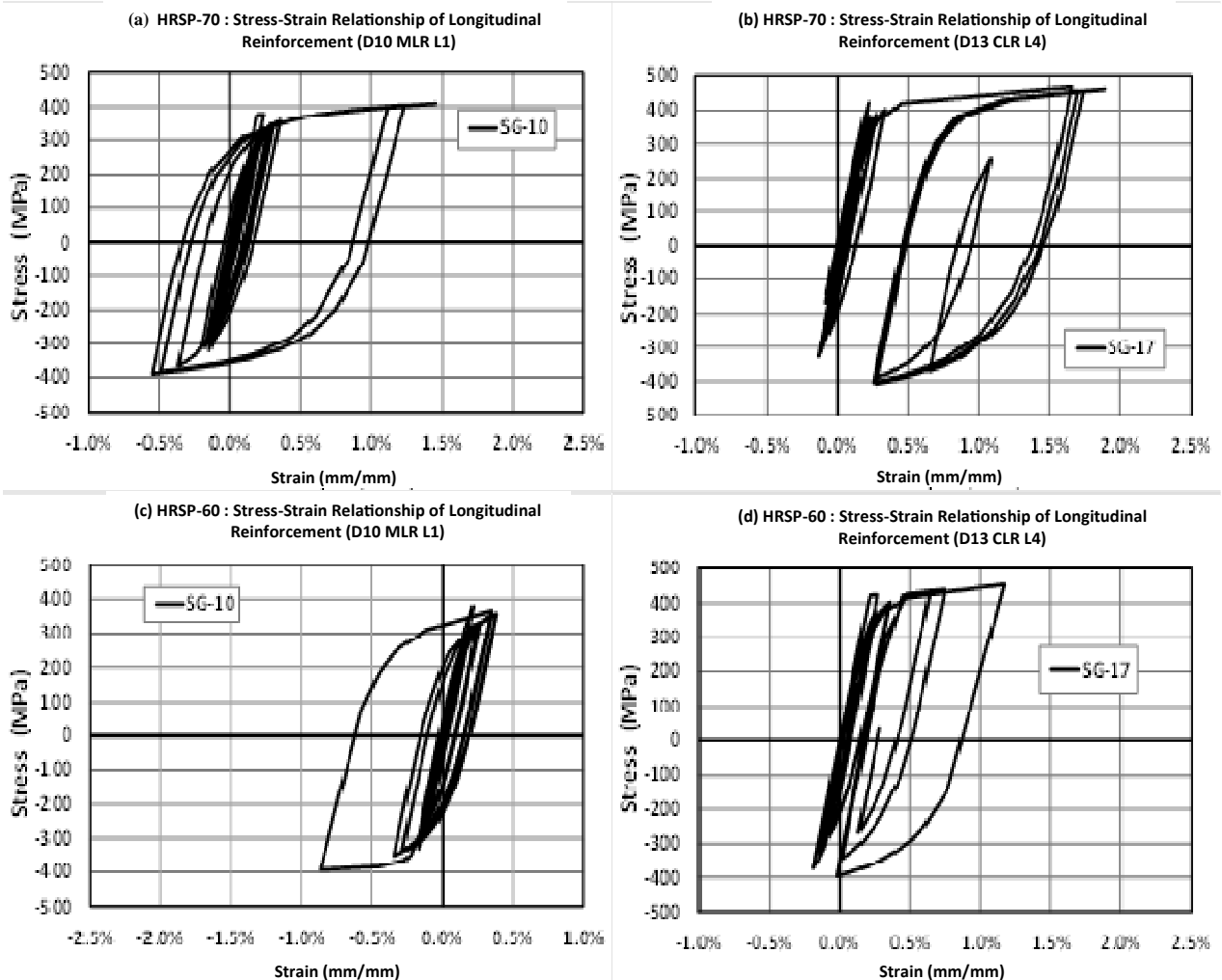
Hasil perhitungan kekakuan efektif di setiap level perpindahan rata-rata spesimen diperlihatkan pada **Gambar 8b**. Degradasi kekakuan efektif spesimen pilar HRSP-70 dengan gaya aksial tekan $0.075f_c'A_g$, menurun berangsur-angsur sampai mencapai level drift ratio yang lebih tinggi dibanding spesimen pilar HRSP-60 dengan gaya aksial tekan $0.15f_c'A_g$. Penurunan kekakuan efektif yang lebih drastis terjadi pada drift ratio awal sampai respon puncak terjadi, kemudian menurun lagi secara gradual dan lebih landai sampai keadaan ultimit masing-masing pilar tercapai.

Membesarnya gaya aksial tekan pada spesimen pilar HRSP-60 mengakibatkan kekakuan efektif dan kekuatan spesimen pilar rata-rata meningkat lebih besar dibandingkan pada HRSP-70. Namun demikian,

peningkatan kekakuan tersebut mengakibatkan spesimen pilar HRSP-60 menjadi kurang daktail, dimana setelah leleh pertama terjadi sampai pada kondisi batas yang ditetapkan, HRSP-70 mampu mengakomodir pengurangan kekakuan sampai sekitar 82.99%, sedangkan pada HRSP-60 hanya sekitar 77.95%.

6.3 Disipasi energi

Disipasi energi menyatakan seberapa besar energi yang dapat diserap dan kemudian dipancarkan oleh struktur dalam bentuk kerusakan akibat *crack* dan *crushing* pada daerah-daerah tertentu (sendi plastis) selama pembebanan histeretik berlangsung. Besarnya disipasi energi spesimen pilar di tiap level drift ratio diperhitungkan sebagai luasan loop cycles (daerah yang diarsir) dari titik A sampai B sesuai **Gambar 9a**, yang secara matematis diekspresikan sebagai w_i , dengan W sebagai total energi yang terdisipasi sampai mekanisme keruntuhan terjadi. Total energi tersebut adalah akumulasi dari semua luas *loop cycles* ketiga di setiap level



Gambar 6. Contoh hubungan tegangan-regangan siklik tulangan longitudinal: a) Hasil SG-10 pada tulangan D10 di HRSP-70, b) Hasil SG-17 pada tulangan D13 di HRSP-70, c) Hasil SG-10 pada tulangan D10 di HRSP-60, dan d) Hasil SG-17 pada tulangan D13 di HRSP-60

Tabel 7. Hasil identifikasi pelelehan pertama tulangan transversal

| Specimen | Reinf. | Strain Gage | Strain gages position | Cycles Step | Strain (mm/mm) | Stress (MPa) | Drift ratio, % | Remarks |
|----------|---------|-------------|-----------------------|-------------|----------------|--------------|----------------|---------|
| HRSP-70 | D8 | SG-1 | Layer 1 | 1002 | 0.0018 | 330.72 | -5.75 | Yield |
| | | SG-2 | Layer 1 | | 0.0017 | 311.77 | | |
| | | SG-21 | Layer 1 | | 0.0020 | 348.28 | | |
| | | SG-7 | Layer 4 | | 0.0013 | 243.53 | | |
| | | SG-8 | Layer 4 | | 0.0022 | 348.41 | | |
| HRSP-60 | D8 | SG-22 | Layer 4 | 1001 | 0.0022 | 348.33 | -5.75 | Yield |
| | | SG-1 | Layer 1 | 947 | 0.0019 | 343.54 | -3.50 | Yield |
| | | SG-2 | Layer 1 | | error data | | | |
| | | SG-21 | Layer 1 | | 0.0005 | 84.85 | | |
| | | SG-7 | Layer 4 | | 0.0007 | 118.24 | | |
| SG-8 | Layer 4 | 0.0020 | 347.80 | | | | | |
| | | SG-22 | Layer 4 | | error data | | | |

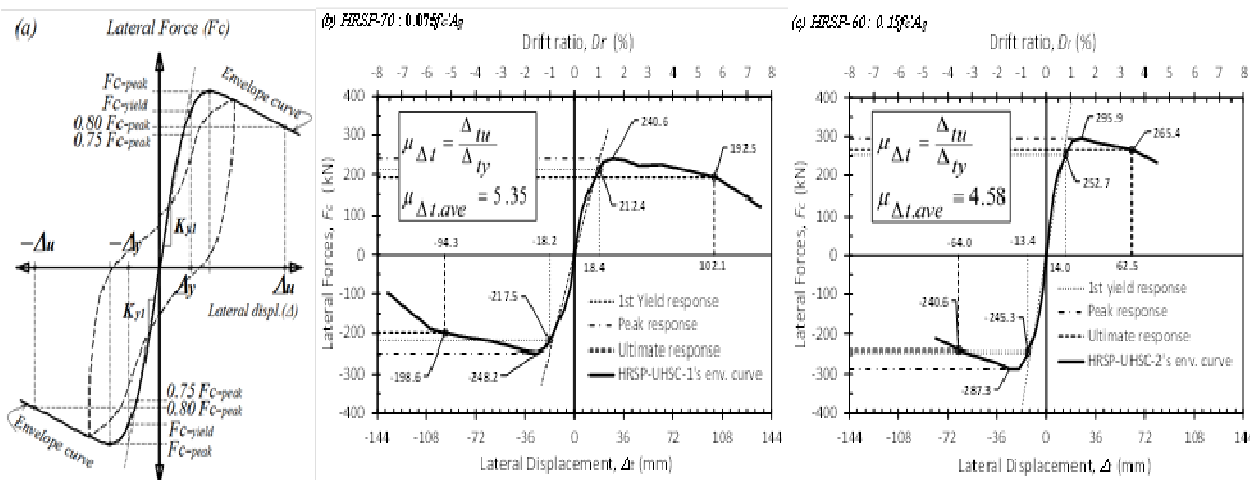
perpindahan siklik sesuai kriteria ACI Commitee 374.1-05. Gambaran besarnya disipasi energi di tiap level drift ratio dan nilai kumulatif sampai kondisi failure pada kedua spesimen pilar ditampilkan seperti pada Gambar 9b dan 9c.

Grafik disipasi energi spesimen HRSP-70 dan HRSP-60 pada Gambar 9b dan 9c, memberikan gambaran bahwa pemencaran energi di setiap siklus mengalami peningkatan yang tajam setelah siklus perpindahan melewati respon puncaknya. Setelah melewati level drift ratio 1.5% maka loop cycles yang terbentuk menjadi semakin membesar sehingga akumulasi energi yang dapat diserap dan dipencarkan oleh elemen pilar di sepanjang pembebanan siklik juga mengalami peningkatan. Disipasi energi kumulatif pada spesimen pilar HRSP-70 mencapai 114.16 kN-m sampai di drift ratio 5.8% dan pada HRSP-60 hanya sebesar 69.11 kN-m atau menurun sekitar 39.46% ketika gaya aksial tekan meningkat sebesar 50%. Dengan gaya aksial tekan sebesar $0.075f_c'A_g$, respon geser spesimen HRSP-70 berkurang dan perilaku sikliknya didominasi oleh lentur.

7. Kesimpulan

Hasil eksperimen ini telah membuktikan bahwa jenis beton bubuk reaktif (RPC) dapat mencapai level *Ultra High Strength Concrete* (UHSC) dengan daktilitas material yang lebih unggul sehingga dapat dikembangkan sebagai material elemen struktur tahan gempa. Dari rangkaian program eksperimental pengujian kombinasi gaya aksial tekan konstan dengan perpindahan lateral siklik secara quasi static pada dua spesimen pilar HRSP-UHSC, diperoleh beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Penggunaan beton berkekuatan ultra tinggi pada pilar berongga (HRSP-UHSC) telah memberikan kinerja pilar yang memuaskan pada rasio gaya aksial tekan 0.075 dan $0.15f_c'A_g$ yang ditandai dengan daktilitas perpindahan kedua pilar yang masih memenuhi kriteria $3 \leq m_D \leq 6$ sesuai yang dikemukakan oleh Priestley, et al., (1996) dan masih memenuhi batasan minimum pencapaian drift ratio 3.5% sesuai ACI Committee 374.1-05, (2005).



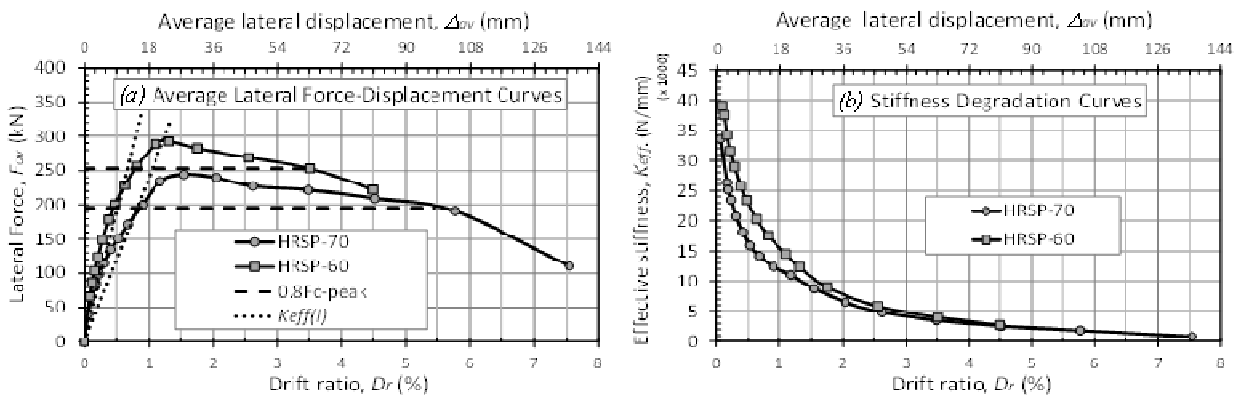
Gambar 7. Penentuan daktilitas perpindahan spesimen pilar: (a) Metode penentuan kondisi leleh dan kondisi ultimit, b) spesimen HRSP-70, dan c) spesimen HRSP-60

- Rumusan Priestley, et al., (1996) yang digunakan dalam desain tulangan pengekang sendi plastis masih tergolong memadai untuk diterapkan pada pilar berongga beton bertulang berkekuatan ultra tinggi, terbukti dari perilaku kedua spesimen pilar yang masih mampu mencapai kondisi yang daktail dan perilaku tekuk tulangan terjadi setelah *drift ratio* melampaui 3.5%.
- Pola retak kedua spesimen terkonsentrasi pada daerah pangkal pilar kemudian terdistribusi semakin melebar ke arah tengah bentangan, yang cenderung lebih lebar pada spesimen dengan gaya aksial tekan lebih rendah.
- Tulangan longitudinal mengalami leleh pertama setelah awal retak terjadi pada sisi luar flange, sedangkan tulangan sengkang baru mengalami leleh pertama setelah pilar akan mencapai keadaan ultimit yang seiring dengan terjadinya kerusakan yang signifikan pada inti beton.
- Respon regangan siklik tulangan longitudinal pasca leleh yang umumnya membentuk pola non reverse sampai statik adalah pengaruh dari adanya residual stress dari baja tulangan dan bond slip antara tulangan dengan beton.

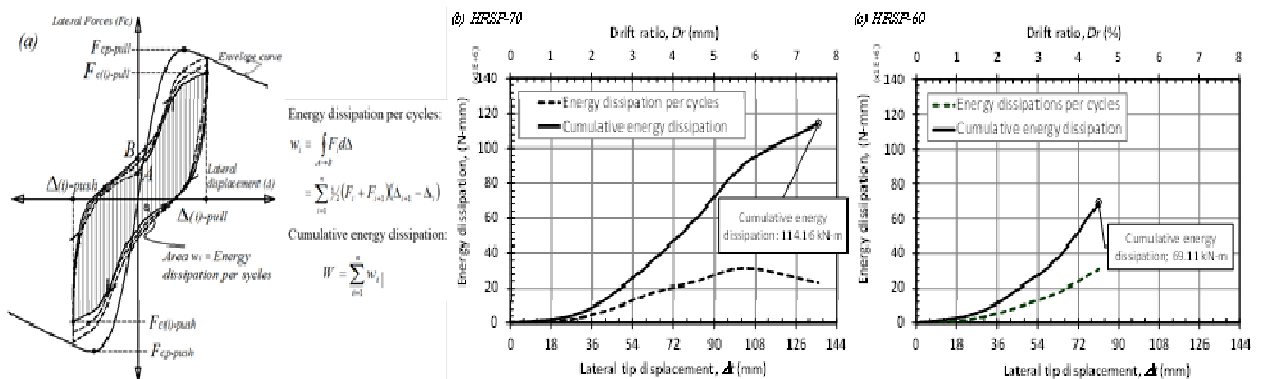
Perbandingan hasil pengujian spesimen pilar diperlihatkan pada **Tabel 8**, dimana pilar HRSP-70 dengan rasio gaya aksial tekan yang lebih rendah mampu mengakomodir respon loop hysteric lebih banyak sampai pada level drift ratio yang lebih tinggi sehingga disipasi energi kumulatif dan degradasi kekakuannya juga lebih besar

Ucapan Terima Kasih

Penulis mengucapkan terima kasih kepada PT. Wijaya Karya Beton yang telah memberikan dukungan dana penelitian ini melalui kerja sama penelitian dengan Fakultas Teknik Sipil dan Lingkungan, Institut Teknologi Bandung (FTSL-ITB) dengan nomor kontrak perjanjian KU.09.09/WB-0A.1356 /2012 dan 2000/11.C09/DN/2012.



Gambar 8. Kurva hubungan gaya-perpindahan lateral efektif dan kurva degradasi kekakuan pada model pilar HRSP-70 dan HRSP-60 dibawah pengaruh gaya aksial tekan



Gambar 9. Kurva hubungan disipasi energi - drift ratio: a) Ilustrasi metode penentuan besarnya energi yang terdisipasi pada struktur, b) Spesimen HRSP-70 dan c) Spesimen HRSP-60

Tabel 8. Rangkuman hasil pengujian siklik

| Specimen | Ductility m_D | Drift ratio D_r | Effective stiffness (kN/m) | | Stiffness degradation | Energy dissipation W_{tot} (kNm) |
|----------|--------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|-----------------------|---------------------------------------|
| | | | Initial stiff. K_{Iy} | Ult. Stiff. K_u | | |
| HRSP-70 | 5.35 | 5.8% | 11719.37 | 1995.22 | 82.99% | 114.16 |
| HRSP-60 | 4.58 | 3.5% | 18161.22 | 4003.45 | 77.95% | 69.11 |

Daftar Pustaka

- AASHTO-LRFD Bridge Design Specifications, 2010, *Published by American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*, Fifth Edition, ISBN: 978-1-56051-451-0, Pub Code: LRFDUS-5, Washington DC 20001.
- AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2011, *Published by American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*, Second Edition, ISBN: 978-1-56051-521-0, Pub Code: LRFDSEIS-2, Washington DC 20001.
- ACI 343.R - 95, 1995, *Analysis and Design of Reinforced Concrete Bridge Structures*, Reported by ACI-ASCE Committee 343, March, 1.
- ACI 374.1 - 05, 2005, *Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary*, Reported by American Concrete Institute (ACI) Committee 374 adopted ACI T1.1/T1.1R-01 as ACI 374.1-05 on October, 12.
- ASTM C494/C494M - 04, 2004, *Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete*, United States: American Society of Testing Materials (ASTM) International, Published February.
- ASTM C469 - 94, 1994, *Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression*, United States: American Society of Testing Materials (ASTM) International, Published July.
- ASTM C78 - 02, 2002, *Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading)*, United States: American Society of Testing Materials (ASTM) International, Published July.
- Budiono, B., Kurniawan, R., dan Rahman, M.J., 2011, *Perilaku Elemen Struktur Beton Bertulang Beton Bubuk Reaktif (Reactive Powder Concrete) dengan Beban Lateral Statik Monotonik*, Proceeding 1st Indonesian Structural Engineering and Material Symposium (1st ISEMS), Department of Civil Engineering - Parahyangan Catholic University, Bandung, 17-18 November, ISBN: 978-979-97606-5-4, Page 1-15.
- CALTRANS, 2003, *Bridge Design Specifications*, California Transportation (CALTRANS), September.
- Calvi, G.M., Pavese, A., Rasulo, A., and Bolognini, D., 2005, *Experimental and Numerical Studies, on the Seismic Response of R.C Hollow Bridge Piers*, Springer, Bulletin of Earthquake Engineering, 3: 367-297.
- Delgado, R., Delgado, P., Pouca, N.V., Arede, A., Rocha, P., and Costa, A., 2009, *Shear Effect on Hollow Section Piers under Seismic Action: Experimental and Numerical Analysis*, Springer Science, Bull Earthquake Eng. 7:377-389.
- FEMA (Federal Emergency Management Agency) P-750, 2009, *NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) FEMA of the U.S. Department of Homeland Security, By the Building Seismic Safety Council of the National Institute of Building Sciences, 2009 Edition*.
- Graybeal, A.B., 2007, *Compressive Behavior of Ultra-High-Performance Fibre-Reinforced Concrete*, *ACI Materials Journal*, Vol. 104, No. 2, Page 146 - 152, March-April.
- Koehler, E.P., and Fowler, D.W., 2007, *Inspection Manual for Self-Consolidating Concrete in Precast Members*, Product 0-5134-P1, TxDOT Project 0-5134: Self-Consolidating Concrete for Precast Structural Applications, Center for Transportation Research The University of Texas at Austin, August.
- Maria, H.S., Wood, S.L., Breen, J.E., 2006, *Behavior of Hollow Rectangular Reinforced Piers Subjected to Biaxial Loading*, *ACI Materials Journal*, Title no. 103-S41, Vol. 103, No. 3, Page 390-398, May-June.
- Menegotto, M., and Pinto, P.E., 1973 "Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending," Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, International Association for Bridge and Structural Engineering, (ABSE) Lisbon, Portugal, pp. 15 -22.
- Priestley, M.J.N., Seible, F., and Calvi, G.M., 1996, *Seismic Design and Retrofit of Bridge*, New York: John Wiley and Sons, Inc.
- Richard, P., and Cheyrezy, M., 1994, *Reactive Powder Concretes With High Ductility and 200 - 800 Mpa Compressive Strength*, *ACI Materials Journal*, Vol. 144, page 507-518.
- Sheikh, M.N., Vivier, A., and Legeron, F., 2007, *Seismic Vulnerability of Hollow core Concrete Bridge Piers*, Proceeding of the 5th International Conference on Concrete under Severe Condition of Environment and Loading (CONSEC07), France, 2007, 1445-1454.

- Shim, C.S., Chung, C-H., and Kim, H.H., 2008, *Experimental Evaluation of Seismic Performance of Precast Segmental Bridge Piers with a Circular Solid Section*, Engineering Structures 30 2782-3792, Elsevier.
- SNI 07-2529-1991, *Metode Pengujian Kuat Tarik Baja Beton*, Standar Nasional Indonesia (SNI), Badan Standardisasi Nasional (BSN), CS 91.100.30.
- SNI 1726 2012, *Tata cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung*, Badan Standardisasi Nasional (BSN), ICS 91.120.25;91.080.01.
- Wight, J.K. and MacGregor, J.G., 2009, *Reinforced Concrete, Mechanics and Design*, Fifth Edition, Prentice-Hall, Inc. USA
- Yu, W., 2006, *Inelastic Modeling of Reinforcing Bars and Blind Analysis of the Benchmark Tests on Beam Column Joints under Cyclic Loading*, Master Degree dissertation in Earthquake Engineering, Rose School, Istituto Universitario di Studi Superiori and Università degli Studi di Pavia, December.
- Zhao. G.Y., Yan., G.P. and Hao, W.X., 2008, *Seismic Performance of RPC Hollow Rectangular Bridge Columns*, Beijing, China: The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17.

