

PERILAKU LENTUR SAMBUNGAN MODEL TAKIK PADA BALOK APLIKASI UNTUK BETON PRACETAK

The Behaviour Of Coak Connection Model On The Beam Applied For Precast Concrete

Chatarina Niken

Staf pengajar Fakultas Teknik Jurusan Sipil, Universitas Lampung

Jl. Sumantri Brojonegoro No 1 Bandar Lampung, telp 081329055304 Email nikendwihyahyuni@yahoo.com

ABSTRACT

Precast concrete was better than cast in situ reinforced concrete in particular fast and mass work. Precast concrete was already used but the system has connection problem. The research objective was know bending behaviour of notch system connection. The research use full scale simple beam with 13 representative strain gauge and 11 dial gauge (transducer). The beam was loaded vertical reversal loading with implemented increase gradually until maximum load and then continuous monotonic loading until the beam failure. After that the beam was break open to watch bar and concrete condition after loading examination. Research product shown that, most strictly SNI (Indonesian National Standard) condition can reached with 4,66 mm displacement and 17,326 tf loading at elastic beam condition. First crack become at 6,64 tf loading that is equal with 86,8% static loading calculation. Maximum loading was 23,99 tf or 62% static loading calculation, it was appropriate with fatigue theory that reversal loading decrease 40-55 % from static loading. First crack was bending crack and then the crack was develop diagonal type. Type of crack was appropriate with cast in situ reinforced concrete.

Keywords : precast concrete, bending, notch, reversal

PENDAHULUAN

Pemenuhan tuntutan akan kecepatan pelaksanaan bangunan sipil pada dewasa ini semakin meningkat terutama di kota-kota besar. Hal ini disebabkan lahan yang semakin sempit serta lalu lintas semakin padat sehingga diperlukan penyelesaian waktu pembangunan yang pendek. Tuntutan ini dapat dipenuhi oleh sistem beton pracetak. Sistem ini muncul pertama kali di Eropa kemudian pada sekitar tahun 1960 berkembang ke New Zealand dan 1978 berkembang di Kanada. Sistem pracetak telah terbukti dapat diandalkan namun sistem ini baru efektif apabila dipergunakan secara masal dan berulang. Jenis bangunan yang telah menggunakan sistem pracetak antara lain perumahan, apartemen, perkantoran, industri, tempat parkir, arena olah raga dan hotel. Bangunan tersebut banyak ditemukan di negara-negara Eropa seperti Belanda, Belgia, Swedia, New Zealand dan Italia (FIP Commission, 1994).

Hingga saat ini belum ada tatacara analisis, perencanaan dan penilaian kehandalan baku yang dapat dijadikan pedoman bagi para pelaku konstruksi. Struktur beton pracetak pada umumnya direncanakan dengan metode emulasi yaitu dengan menganggap struktur tersebut bersifat seperti struktur monolit sehingga struktur beton pracetak direncanakan dan disesuaikan dengan peraturan yang berlaku bagi rangka beton monolit. Sambungan

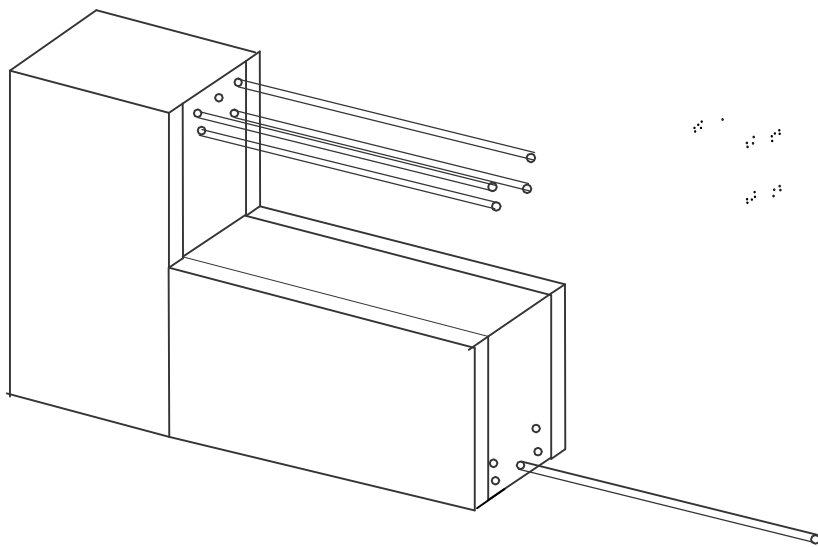
pracetak tidak mempunyai keuntungan dalam kontinuitas tulangan dan integritas bila dibandingkan dengan struktur monolit. Sambungan merupakan bagian struktur pracetak yang paling penting dalam mentransfer gaya dan berperilaku sebagai penghubung disipasi energi antara komponen-komponen pracetak yang disambung (Castro, 1992). Penempatan dan kekuatan sambungan perlu direncanakan dengan baik sehingga kehadirannya tidak menyebabkan keruntuhan prematur pada struktur (Nurjaman, 2000). Beton pracetak belum dipergunakan secara luas karena sambungan masih merupakan kendala.

Sambungan daktil adalah sambungan dimana terjadi deformasi inelastis di dalam sambungan dan untuk mencegah pengembangan deformasi inelastis ke arah manapun digunakan prosedur desain kapasitas. Beton pracetak dapat mempunyai sambungan yang kuat jika semua sambungan masih bersifat elastis selama beban gempa yang direncanakan dan beban gempa ringan serta mempunyai deformasi lebih kecil 10% dari deformasi total struktur. (Priestley, 1996).

Dengan strategi dan rincian penulangan, struktur harus mampu menahan gempa kuat (Nurjaman, 2000). Berkaitan dengan hal tersebut para perencana harus menunjukkan dengan analisa dan hasil pengujian bahwa struktur mempunyai perilaku, kekuatan dan kekakuan yang ekuivalen dengan beton monolit.

Penelitian yang telah dilakukan menggunakan alat sambung mekanis, las atau pratekan. Pelaksanaan penyambungan ini harus

diawasi dengan ketat dan memerlukan alat khusus. Perlu dicari suatu sistem penyambungan yang tidak memerlukan tenaga ahli di lapangan.



Gambar 1. Geometri sambungan takik

Tujuan penelitian ini adalah memberikan alternatif sambungan yang mudah dan tidak memerlukan pengontrolan ketat di lapangan dengan kekuatan yang memadai. Manfaat penelitian ini adalah memberikan masukan alternatif sambungan balok pracetak. Penelitian ini dibatasi dengan anggapan balok bertumpu sendi – rol dan puntir diabaikan. Penelitian ini menggunakan sambungan model takik (lihat Gambar 1).

Sistem Sambungan

Terdapat empat sistem sambungan generik, masing-masing sistem mempunyai dasar mekanisme deformasi inelastis dan penyerapan energi yang berbeda. Kategori keempat sistem tersebut adalah:

1. Sambungan elastis nonlinier
2. Sambungan yang bertumpu pada kelelahan tekan dan tarik aksial dari elemen yang bersambungan.
3. Sambungan yang berdasarkan kelelahan geser
4. Sambungan dengan menambahkan redaman

Material akan runtuh setelah daerah elastis terlampaui dan pada keadaan *post elastis* ini akan terjadi sendi plastis, dengan demikian maka kekuatan sambungan akan dipengaruhi oleh *plastic hinge overstrength factor*.

Kekuatan sambungan momen dan geser didasarkan pada kapasitas desain

$$\phi_d \cdot S_{DN} \geq \omega \cdot \phi_0 \cdot D \quad (1)$$

dengan:

- ϕ_d : faktor reduksi kekuatan
- S_{DN} : kekuatan nominal sambungan untuk gaya D
- ω : faktor amplifikasi dinamik
- ϕ_0 : *plastic hinge overstrength factor*
- D : momen dan geser yang direncanakan untuk sambungan

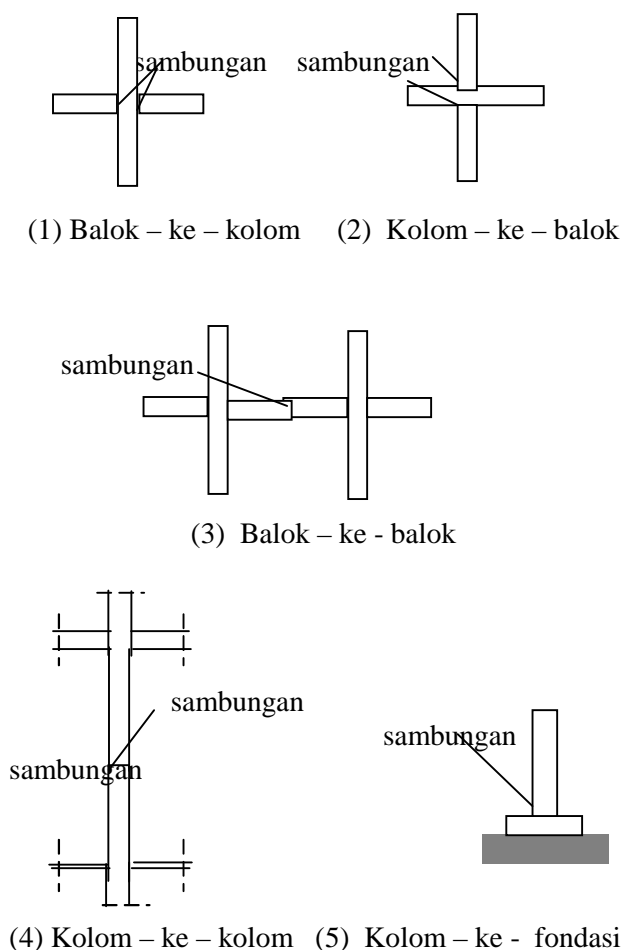
Bila beban yang ditinjau adalah beban statis maka $\omega = 1$ dan untuk beban dinamis 1.25. Nilai ϕ_d dan ϕ_0 didasarkan pada hasil analisis dan experimental, untuk rangka beton pracetak nilai nilai tersebut adalah sebagai berikut. Hubungan rangka pracetak dengan sambungan kuat dapat diklasifikasikan sebagai berikut:

1. balok – ke – kolom
2. kolom – ke – balok
3. balok – ke – balok
4. kolom – ke - kolom
5. kolom – ke - fondasi

Tabel 1. *Plastic hinge overstrength factor* dan faktor amplifikasi dinamik

No	Jenis sambungan	ϕ_d [4]	ϕ_d yang dipakai		ϕ_0	ϕ_0 yang dipakai	ω yang dipakai
			Lentur	Geser			
1	Balok ke sambungan	0.9	0.8	0.6	1.4	1.25	1.0
2	Kolom ke sambungan	0.9	0.8	0.6	1.4	1.25	1.4
3	Balok ke balok	0.9	0.8	0.6	1.4	1.25	1.0
4	Kolom ke kolom	0.9	0.8	0.6	1.4	1.25	1.4
5	Kolom ke fondasi	0.9	0.8	0.6	1.4	1.25	1.0

Kategori hubungan yang mungkin dilaksanakan dapat dilihat pada Gambar 2.



Gambar 2. Kategori sambungan

Pada sambungan elastis non linier sering kali dipakai tendon pratekan *unbonded* yang menghubungkan balok dan kolom. Bila gaya yang bekerja cukup kuat maka sambungan tersebut akan terbuka tetapi tendon masih bersifat elastis. Sifat hubungan deformasi – gaya untuk *loading* dan *unloading* menunjukkan hubungan nonlinier. Keuntungan sistem ini adalah: mengurangi

displacement residual, mengurangi kerusakan pada tingkat simpangan tertentu dan mempunyai rincian sambungan yang sederhana (Priestley,1996).

Sambungan jenis lain adalah sambungan yang bertumpu pada kelelahan tekan dan tarik aksial (*TCY* atau *TCY gap*) dari elemen yang bersambungan. Gaya tarik yang tinggi akan menimbulkan *dowel bending* yang mengakibatkan *interface sliding*. Untuk mengatasi hal ini maka gaya jepitan *prestress* harus cukup tinggi. Gaya tekan yang tinggi dapat menyebabkan tulangan leleh dan menjadi bengkok (Vasconez, 1998).

Pada sambungan dengan kelelahan geser, deformasi titik kumpul akan menurun dengan peningkatan beban siklik. Setelah tulangan balok meleleh titik kumpul runtuh dalam geser (Nakaki, 1999). Khusus untuk pertemuan balok dan kolom di bagian tepi luar portal, efek penjangkaran tulangan sangat berpengaruh terhadap kekuatan sambungan (Castro,1992).

Redaman dapat berupa redaman aktif atau redaman pasif. Redaman pasif bekerja bila ada gaya misalnya sengkang (Socuoglu,1995). Kontrol redaman secara garis besar dapat dibedakan menjadi dua jenis yaitu:

1. *Passive control* : *base isolator, viscoelastic damper, mass damper*
2. *Active control* : *active base isolation, active mass damper dan active bracing system.*

Struktur Daktil

Struktur yang kaku mempunyai waktu getar alami T . Kekuatan lateral struktur yang beraneka ragam menyebabkan waktu getar alami yang berbeda pula. Waktu getar alami yang panjang menunjukkan struktur berperilaku elastoplastis dan struktur bersifat daktil. Respon elastis struktur adalah kemampuan struktur untuk berdeformasi elastis yaitu nilai deformasi maksimum (Δ_{max}). Faktor pembatas gempa R dan μ disebut daktilitas struktur.

$$\mu = \Delta_{max} / \Delta_y \quad (2)$$

$$R = (2\mu - 1) \quad (3)$$

Dimana :

- μ : daktilitas struktur
- Δ_{max} : deformasi maximum
- Δ_y : deformasi saat leleh

Struktur daktil mampu memencarkan energi gempa dan membatasi beban gempa yang masuk struktur, kemampuan ini dimiliki sendi plastis. Tidak ada ketentuan yang baku untuk letak sambungan daktil di balok. Bila respon inelastik terjadi melalui rotasi maka sambungan dapat diletakkan sedekat mungkin terhadap kolom, hal ini merupakan cara praktis untuk meminimalkan kebutuhan sambungan rotasi plastis. Sambungan yang terletak di tengah bentang dapat direncanakan untuk menimbulkan deformasi rangka inelastik melalui deformasi geser inelastik.

Sambungan daktil dalam kolom dapat menimbulkan rotasi inelastik atau *displacement* geser. Dengan demikian dalam sistem sambungan daktil deformasi inelastis dikonsentrasikan di sambungan sedangkan bagian rangka yang menuju ke sambungan bersifat elastis. *In situ* "wet" joint diletakkan di ujung balok. Daerah ini dirancang secara khusus untuk memenuhi daktilitas dan direncanakan sebagai sendi plastis. Prosedur ini telah luas digunakan di New Zealand tanpa hambatan yang berarti. Prosedur konstruksi tersebut secara sungguh-sungguh memenuhi sistem prosedur dan mempunyai *performance* sistem beton bertulang monolit, untuk ini tidak dibutuhkan aturan desain yang khusus.

Daktilitas beton pracetak dengan sambungan "dry" timbul dari variasi sambungan baut dimana letak respon inelastik direncanakan terjadi. Pengujian pada beberapa sambungan memperlihatkan kerusakan saat batas *drift* (simpangan) pada desain lebih kecil dari pada struktur beton bertulang monolit.

Sendi Plastis

Sendi plastis terbentuk bila seluruh penampang telah mencapai regangan leleh atau hancur. Sendi plastis mampu memencarkan energi, gempa dan membatasi besar gempa yang masuk struktur. Lokasi sendi plastis pada rangka beton pracetak dengan sambungan kuat dapat dipilih untuk memenuhi mekanisme deformasi "kolom kuat balok lemah" dimana respon inelastik diharapkan terjadi pada beban gempa.

Lokasi sendi plastis dibatasi kriteria sebagai berikut:

1. Sambungan balok – ke – kolom : penampang kritis sendi plastis terletak pada jarak lebih dari tinggi balok dari sambungan.

2. Sambungan kolom - ke – balok : penampang kritis dapat terjadi dimanapun sepanjang bentang balok di antara permukaan kolom.
3. Sambungan balok – ke – balok : penampang kritis dari sendi plastis dapat terjadi dimanapun sepanjang bentang balok di antara permukaan kolom tetapi lebih dari tinggi balok dari sambungan.
4. Sambungan kolom – ke – kolom : penampang kritis dapat terletak dimanapun sepanjang bentang balok di antara permukaan kolom
5. Sambungan kolom – ke – fondasi : bila sambungan ini menahan momen dan sendi plastis di dasar kolom diperlukan maka agar terjadi mekanisme inelastis penampang kritis dapat terletak sejarak lebih dari lebar kolom dari sambungan kolom dan fondasi. Lebar kolom yang dipilih disesuaikan dengan arah momen.

Pembentukan sendi plastis dapat ditentukan dahulu terlepas dari kekuatan dan karakteristik gempa. Perencanaan tersebut disebut desain kapasitas. Mekanisme goyang dengan pembentukan sebagian besar sendi plastis pada balok-balok lebih baik dari pada pembentukan sendi plastis yang terpusat pada ujung-ujung kolom yang berdekatan dengan lantai.

1. Pada mekanisme pertama pemencaran energi gempa terjadi pada banyak unsur. Pada mekanisme kedua pemencaran energi terpusat pada sejumlah kecil kolom-kolom struktur.
2. Ketidakstabilan karena P (gaya aksial kolom) dan Δ P jauh lebih kecil dari mekanisme kedua
3. Daktilitas struktur lebih mudah dipenuhi pada balok dari pada kolom

Gaya tarik pada tulangan atas balok terdiri dari gaya lekat sepanjang tulangan dalam titik kumpul (bagian yang lurus) dan gaya yang berasal dari tegangan tumpuan (dari bagian tulangan yang dibengkokkan). Jika sendi plastis terjadi pada balok maka akan terjadi penetrasi regangan tarik inelastis ke dalam inti titik kumpul yang akan mengakibatkan gaya lekat sepanjang tulangan tidak efektif, sehingga penyaluran tulangan yang dibengkokkan menjadi sangat penting guna menghindari tercabutnya tulangan. Tegangan tumpuan pada bengkokan tulangan dapat dimobilisasi dengan baik bila pada titik kumpul diberi sengkang yang memadai (Tumilar,2000).

Desain Kapasitas

Prinsip desain kapasitas pada dasarnya adalah pemilihan elemen penahan gempa yang utama. Elemen tersebut direncanakan dan didetail sehingga dapat memencarkan energi gempa dengan deformasi elastis yang cukup besar tanpa runtuh, sedangkan untuk elemen lain mempunyai kekuatan yang cukup.

Faktor - faktor yang dapat menjamin terjadinya mekanisme tersebut adalah :

1. Peningkatan kuat lentur balok sebagai elemen utama pemencar energi gempa
2. Pengaruh beban dinamis pada kolom

Pendekatan desain kapasitas ditujukan untuk:

1. Merencanakan *force inelastic deformation*
2. Meletakkan deformasi inelastis dalam sambungan
3. Melindungi elemen-elemen pracetak

Konsep desain kapasitas direncanakan terhadap beban gempa ringan namun dengan strategi dan rincian penulangan yang mampu menahan gempa kuat dalam arti boleh rusak tetapi tidak runtuh (Nurjaman,2000).

Kuat Lentur

Adalah penting mengetahui secara tepat kuat lentur di daerah sendi plastis balok yang direncanakan sebagai bagian yang lemah agar diketahui :

1. Kolom lebih kuat
2. Kegagalan getas karena geser tidak terjadi sebelum terjadinya sendi plastis dengan deformasi lentur yang cukup besar.

Saat balok berdeformasi inelastik kekuatannya sulit diketahui. Perlu dipastikan bahwa kuat lentur balok lebih besar dari pada kuat nominalnya.

Faktor-faktor penyebab peningkatan kuat lentur balok adalah :

1. f_y aktual lebih besar dari nilai yang ditentukan
2. Pengaruh *strain hardening* tidak diperhitungkan dalam perencanaan balok
3. Pengaruh peningkatan tegangan dan regangan beton karena pengekangan yang baik

Untuk memperhitungkan pengaruh tersebut maka SK - SNI menentukan faktor penambahan sebagai berikut :

$$\phi_o = 1.2 \text{ untuk } f_y < 400 \text{ MPa}$$

$$\phi_o = 1.4 \text{ untuk } f_y > 400 \text{ MPa}$$

Sehingga kapasitas penampang balok

$$M_{\text{kap balok}} = \phi_o M_{\text{n aktual balok}} \quad (4)$$

Momen lentur di tumpuan dan di lapangan sering tidak berimbang sehingga tinggi balok tidak dimanfaatkan secara optimal. Balok sebenarnya mampu mendistribusi momen melalui aksi inelastik.

Tujuan redistribusi momen adalah :

1. Mengurangi momen maximum di tumpuan sehingga diperoleh momen yang rata
2. Menyamakan momen akibat gempa pada balok dan kolom interior
3. Memanfaatkan penuh tulangan lentur positif. Tulangan lentur positif disyaratkan 50 % dari tulangan lentur negatif

4. Mengurangi momen yang masuk ke kolom
Dalam melakukan redistribusi momen harus diusahakan :

1. Keseimbangan statis selalu terpenuhi
2. Kemampuan portal dalam menahan beban lateral tidak berubah
3. Tidak terjadi sendi plastis pada ujung kolom dasar

Besar momen yang dapat didistribusi harus dibatasi agar nilai momen tidak berbeda jauh dengan analisa elastis sehingga retak yang berlebihan karena gempa kecil dapat dihindari. Nilai maximum redistribusi momen :

$$30 [1 - 4/3 (\rho - \rho')] \% \text{ dengan} \quad (5)$$
$$\rho - \rho' < 0.5 \rho_b$$

dengan :

ρ : perbandingan luas tulangan tarik dan luas efektif penampang beton

ρ' : perbandingan luas tulangan tekan dan luas efektif penampang beton

ρ_b : ρ dalam keadaan berimbang

Kelelahan Bahan dan Pengaruh Frekuensi

Bahan akan rusak kalau mengalami pembebanan dan pelepasan beban berulang atau mengalami tegangan bolak-balik pada tegangan yang lebih kecil dari pada kekuatan tertinggi bahan pada pembebanan statis. Besar tegangan yang dibutuhkan untuk menimbulkan kegagalan menjadi lebih kecil dengan bertambahnya jumlah siklus tegangan. Gejala melunaknya perlawanan bahan terhadap tegangan berulang disebut kelelahan atau *fatigue*. Kekuatan besi karena tegangan bolak balik dapat diambil sama dengan 0.40-0.55 kali kekuatan ultimit pada pembebanan statis (Timoshenko,1988)

Perencanaan Benda Uji

Sistem dan tipe sambungan tiap pracetak sangat unik, sehingga uji laboratorium mutlak harus dilakukan untuk memverifikasi asumsi perencanaan, menguji kehandalan atau untuk mendapatkan suatu parameter perencanaan. Pada sistem pracetak berbentuk rangka, sambungan adalah komponen paling utama yang pada umumnya mengatur perilaku seluruh sistem. Dengan demikian pengujian diarahkan pada komponen ini. Adalah suatu yang umum diterima bahwa jika suatu pengujian skala penuh atau komponen dengan skala 1:1 cukup dibuat satu benda uji untuk tiap dimensi namun dengan pemasangan sejumlah sensor yang representatif. Untuk dimensi yang lain dapat dilakukan pemodelan matematis/numerik berdasarkan pengujian dari beberapa dimensi komponen (Amri,1999). Oleh sebab itu maka pengujian balok dilakukan dengan skala penuh berdasarkan pada perhitungan gedung

berlantai 6 untuk menahan gempa zone 6 dan keadaan tanah lembek. Tulangan silang dipasang untuk meningkatkan ketahanan terhadap beban siklik (Paulay, 1992).

METODE PENELITIAN

Bahan Penelitian

1. Semen portland tipe I merk Tiga Roda dari toko dalam keadaan baik tertutup rapat dalam kemasan 50 kg.
2. Pasir dari gunung Galunggung dan harus memenuhi syarat SK SNI T - 15 - 1990 - 03.
3. Batu pecah dari daerah Lagadar Propinsi Jawa Barat dengan ukuran maximum 20 mm untuk beton di daerah bukan sambungan dan 10 mm untuk daerah sambungan karena tulangan di daerah sambungan lebih rapat.
4. Tulangan baja yang dipakai adalah tulangan ulir berdiameter 16 mm merk KS untuk tulangan longitudinal dan tulangan polos diameter 12mm untuk sengkang di sambungan, diameter 10mm untuk sengkang di luar sambungan serta diameter 6 mm untuk tulangan silang di sambungan. Tulangan dibersihkan dari karat yang menempel dengan sikat baja dan amplas. Dilakukan uji tarik dan uji kuat lekat tulangan.
5. *Conbectra STD* bubuk berwarna putih keabu-abuan produksi Fosroc untuk mengisi bagian yang belum dicor, bahan tidak menyusut, bebas chlorida, tebal maximum 100 mm satu zak berisi 25 kg dicampur dengan 4 liter air diaduk sampai rata minimum tiga menit. Satu zak akan terbentuk $0,0123 \text{ m}^3$ beton.
6. *Conbectra EP 10 TG* : terdiri atas 2 jenis bahan yaitu cairan bahan dasar dan cairan peneras dipakai dengan perbandingan berat 3 : 1 diproduksi Fosroc, berfungsi mengisi bagian kosong lubang selongsong tulangan dan pori. Cairan tersebut diinjeksikan dalam beton dengan tekanan 1,5 bar.
7. *Bonding agent BA - 102* : cairan berwarna putih kental berfungsi untuk melekatkan beton pracetak produksi Fosroc, dioleskan pada beton pracetak.
8. Triplek tebal 4 mm dan kayu kaso untuk begisting. Pralon PVC diameter 7/8 inci untuk membuat lubang tempat tulangan lentur yang dimasukkan.

9. Pralon PVC diameter 7/8 inci untuk membuat lubang tempat tulangan lentur yang dimasukkan

Peralatan

- 1) *Compression testing machine* merk Shimadzu, kapasitas 500 ton untuk memberikan beban pada balok
- 2) *Portable data logger* kapasitas 10 *channell*, untuk men set perbedaan *tranducer*
- 3) *Swich box* kapasitas 30 *channel* untuk merekam data *strain gauge*
- 4) *Displacement tranducer* kapasitas 10 mm untuk mengukur *displacement* bagian luar balok
- 5) *Strain gauge* merk Tokyo Sokki Kenkyujo untuk mengukur *displacement* tulangan.

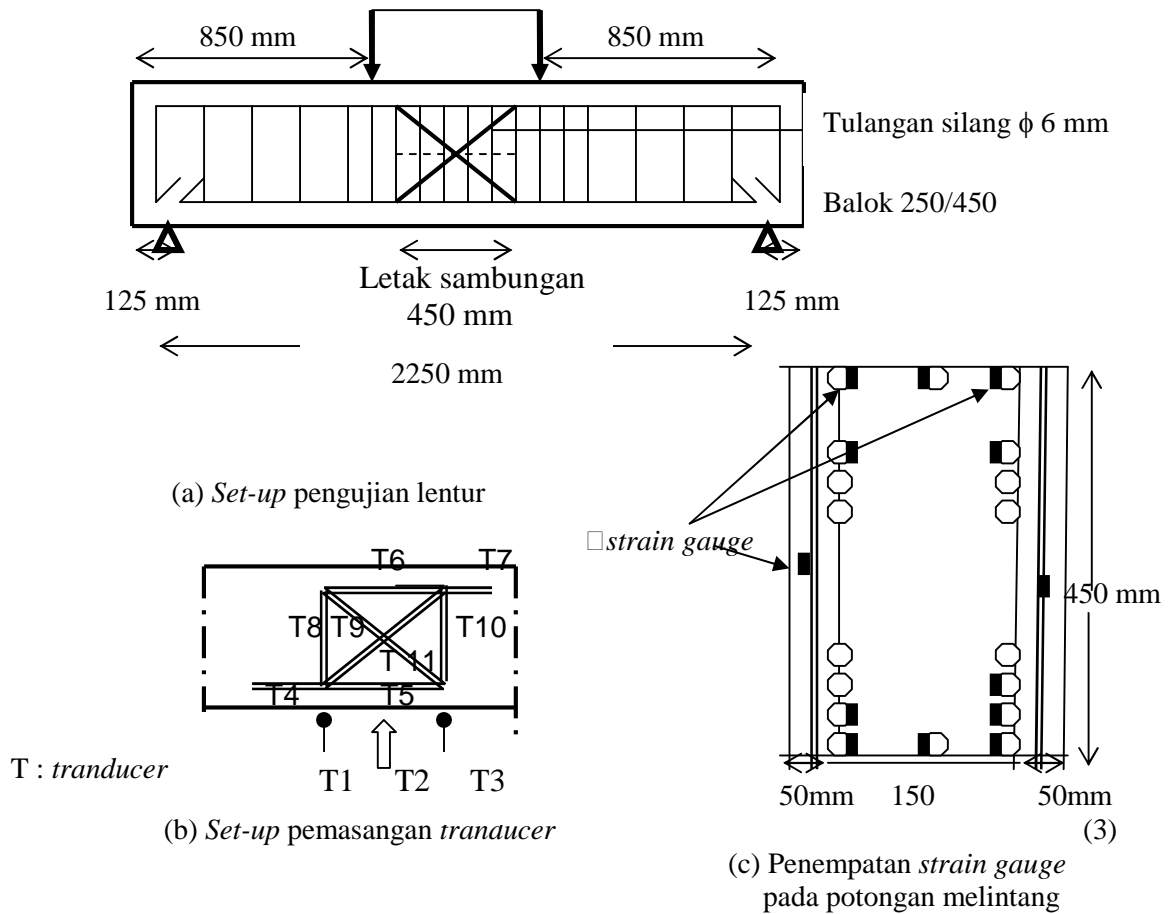
Pelaksanaan Penelitian

Penelitian dilaksanakan di Balai Struktur dan Balai Bahan Bangunan Pusat Penelitian dan Pengembangan Pemukiman Cileunyi Wetan Kabupaten Bandung Propinsi Jawa Barat. Penelitian dilaksanakan dalam dua tahap yaitu :

1. Pemeriksaan bahan
2. Pengujian balok

Pengujian kuat tekan dilakukan pada campuran coba, serta campuran beton yang diperuntukkan di luar dan pada sambungan. Pengujian dilakukan dengan benda uji silinder diameter 15 cm dan tinggi 30 cm. Pengujian tekan juga dilakukan pada bahan *conbectra STD* dengan benda uji silinder diameter 10 cm dan tinggi 20 cm. Pengujian kuat tarik baja tulangan dan kuat lekat juga dilakukan.

Pemeliharaan benda uji dilakukan dengan merendamnya dalam air. Pengujian dilaksanakan pada umur 7 hari, 28 hari dan saat pengujian. Untuk mengetahui perilaku lentur, balok dibebani seperti Gambar 3.1. *Tranducer* sebanyak 10 buah dipasang seperti Gambar 3.2 atau Gambar 7, di bagian tengah dipasang *wire gauge T2* yang merupakan pengukur regangan dengan kepekaan rendah namun mampu memonitor sampai balok hancur. *Strain gauge* sebanyak 11 buah dipasang di tulangan seperti Gambar 3.3. dipasang menempel pada tulangan setelah pemasangan tulangan selesai, *strain gauge* dilindungi dengan ditutup kertas pelindung agar tidak rusak karena pengecoran.



Gambar 2. Set-up pengujian lentur, pemasangan *transducer* dan penempatan *strain gauge*

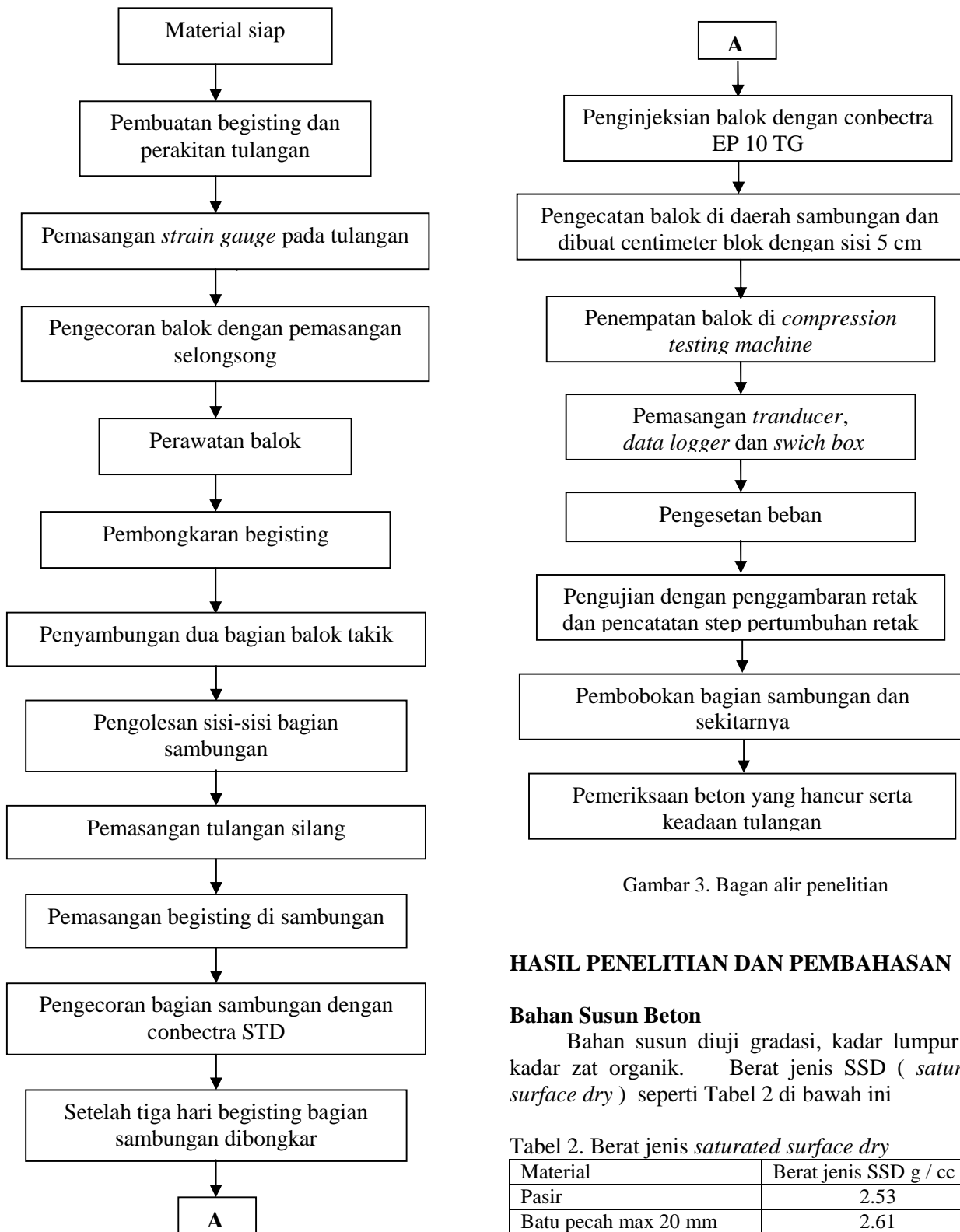
Setelah bahan dan alat pengecoran siap pengecoran dilaksanakan dan diambil 3 sampel bahan dari beton dengan agregat besar dan 3 buah sampel beton dengan agregat kecil untuk pengujian tekan berbentuk silinder. Setiap balok dirawat dengan ditutup karung basah selama satu minggu, kemudian begisting dibongkar. Dua bagian balok yang ditakik disambung dengan hati-hati. Langkah selanjutnya adalah mengoleskan *bonding agent* BA – 102 pada dinding ditempat sambungan di ketiga sisinya, lalu dipasang tulangan silang dengan cara dikaitkan. Setelah begisting di tempat sambungan selesai dipasang kemudian dilakukan pengecoran dengan *conbectra* STD.

Langkah selanjutnya dimasukkan *conbectra* EP 10 TG untuk mengisi selongsong atau lubang yang disiapkan untuk masuknya tulangan lentur. Pemasukan *conbectra* dalam beton dengan cara injeksi bertekanan 1.5 bar. Bila di ujung-ujung balok telah menetes berarti cairan telah memenuhi selongsong dan pori-pori yang ada.

Setelah berumur 3 hari dilakukan pengujian lentur. Beban dari *compression testing machine* terpusat, dengan besi penyangga beban dijadikan dua titik yang bekerja pada sepertiga bentang balok.. *Tranducer* vertikal, horizontal maupun silang dipasang pada sambungan seperti Gambar 3.2 dan di set pada *data logger* serta *swich box*.

Beban diberikan secara bertahap dengan sistem balok diberi beban dan kemudian beban dilepaskan secara bertahap sampai balok hancur, keretakan yang terjadi digambar. Beban saat retak pertama dan saat hancur dibandingkan dengan perhitungan teoritis dan grafik dari *tranducer* serta *strain gauge* dianalisa.

Setelah selesai pengujian diadakan pemeriksaan retak dan pembobokan di bagian sambungan untuk mengetahui keadaan tulangan dan memeriksa material beton dan keadaan selongsong apakah cairan injeksi benar – benar memenuhi seluruh selongsong.



Gambar 3. Bagan alir penelitian

HASIL PENELITIAN DAN PEMBAHASAN

Bahan Susun Beton

Bahan susun diuji gradasi, kadar lumpur dan kadar zat organik. Berat jenis SSD (*saturated surface dry*) seperti Tabel 2 di bawah ini

Tabel 2. Berat jenis *saturated surface dry*

Material	Berat jenis SSD g / cc
Pasir	2.53
Batu pecah max 20 mm	2.61
Batu pecah max 10 mm	2.55

Penentuan rencana campuran terbagi menjadi dua bagian yaitu untuk daerah bukan sambungan dan daerah sambungan. Agregat kasar dicampur sedemikian rupa dengan cara coba-coba sehingga hasil campuran tersebut memenuhi grafik 7 dan 8 dari SK SNI T-15-1990-03.

Kuat Tekan Beton

Hasil uji tekan silinder umur 28 hari tertera pada Tabel 3 di bawah ini.

Tabel 3. Hasil uji silinder beton

Material	Jumlah sampel	Kuat tekan silinder (MPa)
Beton dengan batu pecah max 10 mm	3	30.31
Beton dengan batu pecah max 20 mm	3	30.26

Jadi kekuatan beton di sambungan sama dengan kekuatan beton di luar sambungan dan sesuai rencana

Kuat Tarik Baja Tulangan

Kuat tarik baja tulangan seperti Tabel 4 di bawah ini.

Tabel 4. Kuat tarik baja tulangan

Diameter (mm)	Jumlah sampel	Kuat tarik baja tulangan (MPa)	
		Leleh	Putus
D 16	3	521.0	669.5
W 12	3	297.4	447.5
W 10	3	271.1	390.3
W 6	3	233.3	402.6

Perhitungan analitis didasarkan pada f_c' 30.31 MPa dan f_y 521 MPa.

Kuat Lekat Baja Tulangan

Kuat lekat baja tulangan baja tulangan D 16 mm tercantum dalam Tabel 5 di bawah ini.

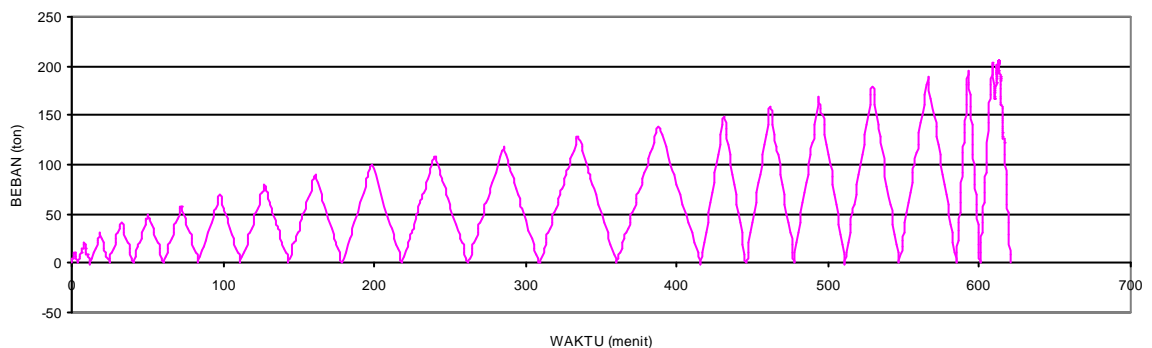
Tabel 5. Kuat lekat baja tulangan

Material baja D16 dengan	Jumlah sampel	Kuat lekat (MPa)
Beton	4	6.45
Conbectra	2	5.7

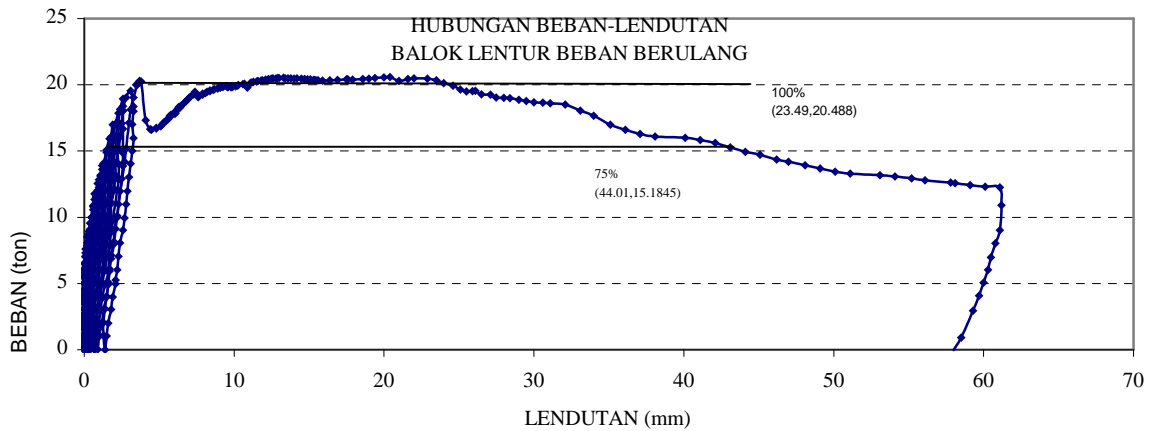
Perilaku Balok Lentur

Beban seperti Gambar 3 diberikan dan dilepaskan secara bertahap sebesar 0.2-0.5 ton dari siklus awal sampai siklus 9, dari siklus 9 sampai 14 kecepatan pembebanan 5 ton/menit, siklus 14 sampai 19 kecepatan 10 ton/menit dan selanjutnya lebih kurang 25 ton per menit sampai hancur. Balok menunjukkan penurunan beban setelah siklus 20 atau step 554 oleh sebab itu pembebanan dilanjutkan secara monotonik sampai hancur. Grafik hubungan beban dan waktu seperti Gambar 4 Hubungan beban – lendutan dapat dilihat pada Gambar 5 dan grafik momen – kurvatur seperti Gambar 6.. Dari gambar tersebut diperoleh beban maximum 23.99 ton dengan lendutan 20.114 mm saat beban diberikan secara monotonik. Lendutan maximum yang mampu dicapai balok tersebut adalah 61.09 mm dengan beban 12.248 ton atau sebesar 51 % terhadap beban maximum pada step 691. Sebagai acuan kekakuan adalah dari titik (0,0) ke titik dengan beban 0.75 beban maximum (Hawkins, 2000) yaitu beban 17.99 ton terjadi pada step 515 dengan lendutan 2.39 mm.

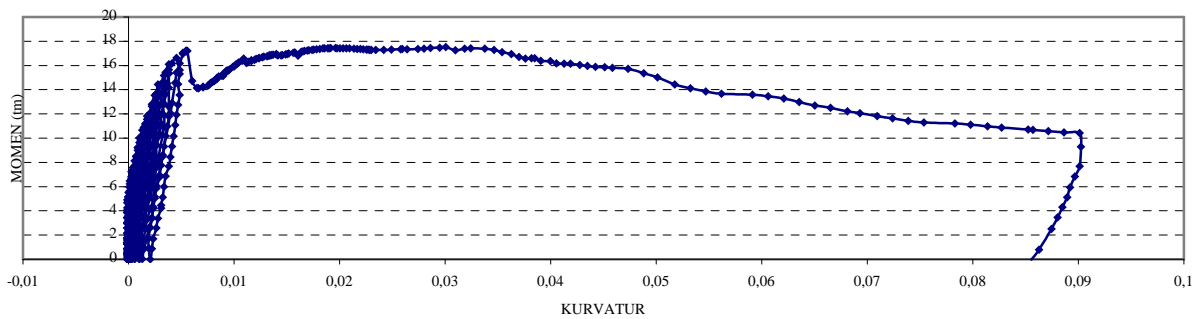
Kehandalan struktur ditentukan dari degradasi kekuatan sebesar 20 % hal ini terjadi pada step 554 dengan beban 19.2 ton dengan lendutan 3.09 mm. Perhitungan analitis berdasarkan anggapan balok dibebani secara monoton. Perbandingan hasil pengujian dan perhitungan tercantum pada Tabel 1 Dari Tabel 1 di atas beban maximum tercapai 23.99 ton. Beban maximum ini dicapai setelah balok banyak retak, dengan demikian beban lebih ditahan oleh baja tulangan dari pada beton. Beban maximum yang dicapai 62 % terhadap perhitungan dengan beban statis. Hal ini sesuai dengan uraian kelelahan bahan di atas, dimana tulangan yang dibebani bolak-balik akan menurun kekuatannya sebesar 40-55 % dari kekuatan ultimit beban statis. Beban saat terjadi retak pertama sebesar 86.8% retak pertama hasil perhitungan hal ini disebabkan karena kelelahan bahan.



Gambar 4. Hubungan beban yang diberikan dan waktu pembebanan



Gambar 5. *Lup histerisis beban – lendutan*



Gambar 6. *Lup histerisis momen - kurvatur*

Tabel 6. Hasil pengujian dan hasil perhitungan balok lentur

No	Uraian	Percobaan			Perhitungan (ton)
1.	P maximum	23.99 ton	$\Delta = 20.11 \text{ mm}$	Saat Monotonik	38.674
2.	P retak I	6.64 ton	$\Delta = 0.09 \text{ mm}$	Step 152	7.65
3.	P 51 %	12.25 ton	$\Delta_{\max} = 61.09 \text{ mm}$	Step 314	
4.	P_y transducer 1	16.98 ton	$\Delta_y = 2.67 \text{ mm}$	Step 454	
	P_y transducer 2	17.13 ton	$\Delta_y = 5.29 \text{ mm}$	Step 603	
	P_y transducer 3	16.86 ton	$\Delta_y = 5.39 \text{ mm}$	Step 601	
5.	P 75 %	17.99 ton	$\Delta = 2.39 \text{ mm}$	Step 515	
6.	P 80 %	19.2 ton	$\Delta = 3.09 \text{ mm}$	Step 554	

Bila lendutan dibatasi sesuai kriteria *performance* terketat SNI yaitu 1/480 bentang atau 4.7 mm maka hal itu akan terpenuhi pada kondisi elastis step 598 dengan beban 17.326 ton.

Transducer 1,2 dan 3 adalah *transducer* yang dipasang pada batas kiri sambungan, batas tengah sambungan dan batas kanan sambungan sesuai Gambar 3.2. Batas sambungan kiri yaitu *transducer*

dengan posisi tepat pada batas pengecoran. Pada daerah ini lendutan leleh dicapai lebih dahulu dari pada bagian tengah dan batas sambungan kanan. Besar lendutan tersebut 50% dari lendutan di tengah sambungan dan batas sambungan kanan. Dengan demikian dapat dikatakan, batas sambungan yang langsung menerima beban lendutan leleh terjadi lebih dahulu dari pada di tempat lain.

Dari Tabel 6 tersebut di atas beban yang dicapai batas sambungan kiri hampir sama dengan beban di batas sambungan kanan, maka kemampuan menahan beban pada batas sambungan kiri sama dengan batas sambungan kanan. Daktilitas pada ketiga *tranducer* tersebut tertera pada Tabel 7 di

bawah ini. Daktilitas sebelah kiri lebih besar dari pada sebelah kanan dan sama dengan bagian tengah, dengan demikian bagian terlentur yang tidak melalui sambungan (bagian kiri dan tengah) lebih kurang dua kali lipat dari pada di bagian terlentur yang melalui sambungan.

Tabel 7. Daktilitas maximum *tranducer* di sambungan

<i>Tranducer</i>	Daktilitas maximum (μ_{max})	Lendutan di μ_{max} (mm)	Step	Beban (ton)	Degradasi kekakuan Maximum 2 siklus berurutan
1: batas sambungan kiri	13.15	35.12	727	14..39	16.74 % Siklus 12-13
2: tengah	12.77	61.09	742	10.92	46.61 % Siklus 7-8
3: batas sambungan kanan	7.95	37.85	723	15.61	10.45 % Siklus 8-9

Degradasi kekakuan di tengah bentang sangat besar disebabkan sampai siklus ke 6 bagian tengah bentang mempunyai lendutan konstan ke atas dengan beban pada siklus tersebut 5.786 ton. Keadaan tersebut dapat terjadi bila bagian sambungan relatif lebih kaku dari pada bagian yang tidak disambung. Pada siklus ke 7 dan seterusnya balok melendut ke bawah secara bertahap. Degradasi kekakuan 46.61% terjadi saat berubahnya balok dari keadaan melendut ke atas menjadi melendut ke bawah.

Gambar retak yang terjadi dapat dilihat pada Gambar 7 atau Gambar 8 yang menunjukkan belahan yang terjadi pada batas sambungan. Retak pertama

pada batas sambungan kiri dan kanan pada step 152 selanjutnya retak muncul di daerah sambungan pada step 206 dan berkembang pada step 300 an, 400 an dan 600 an. Pada step 300 an retak menyebar ke kanan dan kiri sambungan dan berkembang pada step 400 an, 500 an dan 600 an. Penyebaran retak ke kanan sejauh 500 mm dan penyebaran ke kiri sejauh 400 mm. Retak yang terjadi adalah retak lentur yang berkembang menjadi retak miring. Pasca pengujian dilakukan pembobokan di sambungan dan sekitarnya dan diadakan pemeriksaan beton serta tulangan. Pola retak bagian samping terlihat pada Gambar 9.



Gambar 7. Penempatan *tranducer* dan gambar retak



Gambar 8. Belahan pada batas sambungan

kekuatan hanya mengandalkan tulangan lentur dan tulangan silang sampai bagian tersebut leleh pada P 16.86 ton dengan deformasi 5.39mm. Pengamatan dari pembobokan balok menunjukkan pembengkokan tulangan silang hal ini menunjukkan tulangan silang menahan gaya tekan tinggi dan mengalami kelelahan.

Dengan demikian sambungan takik mempunyai perilaku dan kemampuan yang bersesuaian dengan balok monolit. Diperlukan kecermatan dalam pengesetan penyambungan yaitu memasukkan tulangan lentur di tempatnya. Dalam pengangkutan perlu diperhatikan perlindungan tulangan lentur agar tidak membahayakan para pekerja. Perlu dilanjutkan dengan penelitian perilaku gesernya.

KESIMPULAN

- 1) Beban leleh pada batas sambungan dan tengah sambungan tidak mempunyai perbedaan yang berarti, beban leleh tersebut sebesar 16,86 ton pada siklus 11. Beban maximum yang dapat dicapai 23,99 ton atau sebesar 62 % beban statis dengan lendutan
- 2) Beban maximum yang dapat dicapai 23,99 ton atau 62% beban statis dengan lendutan 20,11 mm pada beban monotonik setelah siklus ke 20.
- 3) Batas lendutan terketat 1/480 bentang yaitu 4,67 mm berdasar SNI T15 - 1991 tercapai pada kondisi elastis step 598, beban 17,326 ton.
- 4) Retak pertama terjadi pada step 152 siklus 6,64 ton atau 86,8 % retak pertama perhitungan dengan beban statis. Retak yang terjadi adalah retak lentur pada step 152 kemudian lalu berkembang menjadi retak miring pada step 312.
- 5) Dari pengamatan pasca pengujian, analisa hasil pengujian, hasil perhitungan dengan anggapan balok monolit dan pengamatan keretakan dapat diperoleh kesimpulan sebagai berikut. Sistem sambungan ini mempunyai perilaku lentur seperti struktur monolit namun disarankan dilakukan peninjauan terhadap mekanisme geser.

DAFTAR PUSTAKA

Amri Syafei dan Nurjaman Hari Nugraha, 1999, *Kriteria Kebutuhan Uji Laboratorium untuk Perencanaan Tahan Gempa Sistem Bangunan Pracetak*, Seminar dan Pameran Aplikasi Metode Prefabrikasi, *Formwork* dan Sistem Pracetak Dalam Konstruksi, Gedung dan Bangunan Sipil, Jakarta.

- Castro JJ , Imai H & Yamaguchi T, 1992, *Seismic Performance of Precast Concrete Beam - Column Joints*, Earthquake Engineering, Tenth World Conference, Balkema, Rotterdam.
- Departemen Pekerjaan Umum , 1991, *SK SNI T – 15-1991-03 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*,” Yayasan LPMB, Bandung.
- FIP Commission on Prefabrication, 1994, *Planning and Design Handbook on Precast Building Structure*, SETO Ltd, London.
- Hawkins Neil, PhD, SK Ghosh, PhD, 2000, *Proposed Revision to 1997 NEHRP Recommended Provision for Seismic Regulations for Precast Concrete Structures. Part 2-Seismic- Force- Resisting System*, PCI Journal.
- Nakaki, S.D., John F Stanton dan S.(Sri) Sritharan,” *An Overview of the PRESS Five Story Precast Test Building*”, PCI Journal, Maret-April 1999, hal 26 s.d.39.
- Nurjaman Hari Nugraha, 2000, *Penentuan Model dan Parameter Titik Kumpul untuk Analisis Struktur Rangka Beton dengan Sistem Pracetak dan Sistem Hibrid Berdasarkan Uji Laboratorium*, Desertasi Program Pasca Sarjana Institut Teknologi, Bandung.
- Paulay T dan Priestley MJN, 1992, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building*”, John Wiley & Sons, Inc, Kanada.
- Priestley Nigel, 1996, *Seismic Design Philosophy for Precast Concrete Frames*, University of California, San Diego, Structural Engineering International.
- Sucuoglu, H., 1995,” *Inelastic Seismic Response of Precast Concrete Frames with Constructed Plastic Hinges*,” Department of Civil Engineering, Middle East Technical University, Ankara 065311, Turkey, Computer and Structural, Vol 56, N01, hal 121 s.d 131,1995.
- Tumilar Steffie, 2000, *Panel Pertemuan dari Balok dan Kolom Portal Struktur Beton* ”, Universitas Indonesia, Jakarta
- Timoshenko S, 1988, *Perhitungan Kekuatan Bahan*, Jilid II, Restu Agung, Jakarta, 1988.
- Vasconez ,R.M., Antoine E.Naaman dan James K. Wight,” *Behavior of HPRC Connections for Precast Concrete Frames Under Reversed Cyclic Loading*”, PCI Journal, November - Desember 1998, hal 58 s.d.71.