

STUDI EKSPERIMENTAL PERILAKU MEKANIS DAN KEKUATAN SAMBUNGAN PELAT DASAR KOLOM BAJA DENGAN PEMBEBANAN MONOTONIK

Sugeng Riyanto¹, Suliyanto²

1.2. Staf Pengajar Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Malang
email: gusriyan74@yahoo.com

Abstrak

Sambungan pelat dasar kolom (*column-base plate*) adalah salah satu komponen struktural terpenting dari struktur baja yang berfungsi untuk menyebarkan beban kolom ke pondasi beton. Perilaku sambungan pelat dasar kolom tergantung pada nilai momen. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui perilaku mekanis dan kekuatan sambungan pelat dasar kolom baja, mengetahui kurva hubungan rotasi-momen sambungan pelat dasar kolom baja hasil eksperimen terhadap kekuatan rencana. Spesimen yang digunakan berupa 3 tipe sambungan pelat dasar dengan dimensi kolom baja profil WF150x75 mm tinggi 100 cm, dimensi pelat dasar 125x260 mm tebal 7 mm, dan pondasi beton dengan dimensi 250x250x500 mm. Konfigurasi pemasangan baut angkar, 4 baut angkar terpasang di dalam sayap kolom, 4 baut angkar terpasang di luar sayap kolom, dan 6 baut angkar terpasang di dalam sayap kolom 2 baut angkar dan 4 baut angkar di luar sayap kolom. Analisis pendekatan teoritis kekuatan sambungan pelat dasar kolom mengacu pada Eurocode 3. Hasil pengujian menunjukkan bahwa kekuatan sambungan pada batas linier untuk tipe sambungan NPC pada rotasi 0,02 radian dengan nilai momen 5,546 kNm, dan batas linier tipe NSFC 11,010 kNm dan tipe NFC 18,401 kNm pada rotasi 0,015 radian. Batas momen maksimum untuk tipe NPC 8,789 kNm pada rotasi 0,07 radian, tipe NSFC 15,895 kNm dan tipe NFC 27,651 kNm pada rotasi 0,06 rad. Disimpulkan bahwa perilaku dan kekuatan sambungan tipe NFC kekuatannya lebih besar dibandingkan tipe yang lain, dari kurva hubungan rotasi-momen untuk masing-masing tipe sambungan hasil eksperimen menunjukkan perilaku sambungan semi-kaku.

Kata-kata kunci: *Column-base plate*, kekuatan, perilaku mekanik, Eurocode 3

1. PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Konstruksi bangunan rangka baja yang juga dikenal sebagai steel Moment Resisting Frame (MRF) dan Braced Frame (BF) keduanya umum digunakan pada konstruksi bangunan struktur baja di Indonesia yang diperhitungkan untuk menahan beban gempa (*seismic*). Salah satu komponen struktural penting dari struktur baja ini adalah sambungan pelat dasar kolom (*column-base plate*), dimana fungsi dari pelat dasar kolom adalah untuk menyebarkan beban kolom kepada pondasi beton.

Dasar kolom juga seringkali harus menahan momen disamping beban aksial tekan. Gaya aksial menyebabkan tekanan antara pelat dasar dan permukaan kontak (pondasi beton). Bila bekerja beban momen maka tegangan tekan awal pada sisi tarik dalam arah terlentur akan tereduksi, bahkan sering hingga nol, sehingga hanya tinggal baut angkar yang harus memberikan ketahanan terhadap gaya tarik. Pada sisi tekan, bidang kontak tetap dalam kondisi tekan. Pengangkatan akan dapat mengalami deformasi rotasi terutama tergantung pada panjang baut angkar yang tersedia untuk deformasi secara elastis. Juga perilakunya dipengaruhi oleh ada tidaknya tegangan tarik awal pada baut angkar. (deWolf, 1990, Wald, F dkk. 2008)

Pelat dasar kolom (*column-base plate*) pada umumnya diklasifikasikan kedalam dua kelompok: 1) Pelat dasar kolom tidak tertanam/ *exposed column-base plate* dan 2) Pelat dasar kolom tertanam/ *embedded column-base plate*. Walaupun pembagian ini ditentukan oleh posisi pelat dasar (*base plate*) dalam hubungannya dengan elemen pondasi. (Hajjar dkk. 2005)

Didasarkan pada penempatan penahanan (*anchoring*) sambungan pelat dasar kolom diklasifikasikan dengan: a) Sambungan nominal tetap/ *nominally fixed connections* adalah sambungan dengan batang penahanan/ angkar terletak di bagian luar sambungan, b) Sambungan nominal disematkan/

nominally pinned connection berarti sambungan dengan batang penahanan terletak di tengah sambungan. (Adany dkk. 2000).

Kesesuaian antara perilaku yang diasumsi dan kondisi aktual dari struktur ini tergantung pada akurasi rancangan dan detail masing-masing komponen struktur. Namun demikian, ada keterbatasan ketentuan rancangan terhadap beban horisontal untuk sambungan ini di Indonesia.

Dari uraian di atas, maka perlu dilakukannya studi eksperimen perilaku mekanis dan kekuatan sambungan pelat dasar kolom baja tidak tertanam akibat beban monotonik, yang diharapkan dapat memberikan gambaran perilaku mekanis dan kekuatan sambungan yang sebenarnya.

1.2 Rumusan Masalah

1. Bagaimana perilaku mekanis dan kekuatan sambungan terhadap beban monotonik?
2. Berapa besar perbedaan kekuatan sambungan hasil eksperimen terhadap kekuatan rencana?
3. Bagaimana kurva hubungan rotasi-momen sambungan pelat dasar hasil eksperimen?

1.3 Batasan Masalah

1. Tipe sambungan adalah sambungan pelat dasar kolom baja tidak tertanam (*exposed column base plate*).
2. Baut untuk batang angkar adalah baut BJ-37.
3. Beban yang diberikan adalah pembebanan monotonik.
4. Gaya arah aksial tidak ada.
5. Kondisi pengujian sampai pada taraf leleh.
6. Pelat dasar dan kolom disambung dengan las.

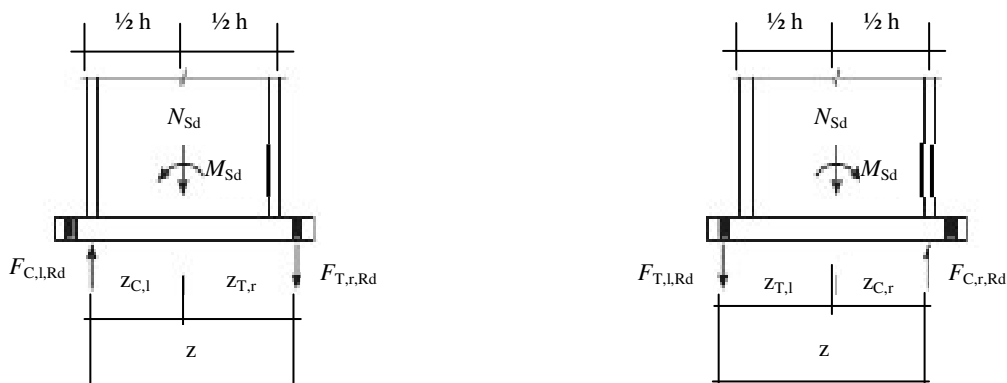
1.4 Tujuan Penelitian

1. Mengetahui perilaku mekanis dan kekuatan sambungan pelat dasar kolom baja hasil eksperimen dengan pembebanan monotonik.
2. Mengetahui nilai perbedaan kekuatan sambungan pelat dasar kolom baja hasil eksperimen terhadap kekuatan rencana.
3. Mengetahui kurva hubungan rotasi-momen sambungan pelat dasar kolom baja hasil eksperimen.

2. TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Kekuatan Sambungan

Menurut Eurocode 3 untuk Konfigurasi sambungan pelat dasar kolom dengan beban momen yang paling dominan ditunjukkan pada Gambar 1



Gambar 1. Konfigurasi Pembebanan pada Sambungan Dasar Kolom (Sumber: Eurocode 3, prEN-1993-1-8, hal. 87)

Tahanan momen atau kekuatan sambungan dinyatakan sebagai $M_{j,Rd}$ yang nilainya adalah:

$$M_{j,R,d} = \min \left\{ \frac{F_{T,l} \cdot z}{\frac{z_{C,r}}{e} + 1}; \frac{-F_{C,r} \cdot z}{\frac{z_{T,l}}{e} - 1} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

dengan: $F_{T,l}$ = desain hambatan tarik sisi kiri, $F_{C,r}$ = desain hambatan tekan sisi kanan, z = lengan momen, $z_{C,r}$ = lengan momen tekan dari sisi kanan sambungan, $z_{T,l}$ = lengan momen tarik dari sisi kiri sambungan, e = eksentrisitas.

Ketika dasar kolom dibebani oleh momen lentur, maka baut angkar di daerah tarik akan mentransfer gaya yang bekerja, hal ini menyebabkan pemanjangan baut angkar dan terlenturnya pelat dasar. Kegagalan daerah tarik dapat disebabkan oleh pelat leleh, kegagalan baut angkar, atau kombinasi keduanya. Maka nilai hambatan tarik yang sesuai dengan kegagalan yang terjadi adalah sebagai berikut:

Mode 1 : mekanisme kegagalan plastik pelat.

$$F_{T,Rd1} = \frac{4.M_{pl,Rd}}{m} \dots\dots\dots (2)$$

Mode 2 : mekanisme kombinasi kegagalan dari pelat dan baut.

$$F_{T,Rd2} = \frac{2.M_{pl,Rd} + n.\Sigma B_{t,Rd}}{m + n} \dots\dots\dots (3)$$

Mode 3 : mekanisme kegagalan baut patah.

$$F_{T,Rd3} = \Sigma B_{t,Rd} \dots\dots\dots (4)$$

Desain hambatan tarik diambil sebagai nilai terkecil yang diperoleh dari persamaan 2 – 4 sebagai berikut:

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,Rd1}, F_{T,Rd2}, F_{T,Rd3}) \dots\dots\dots (5)$$

dengan: $M_{pl,Rd}$ = momen lentur pelat dasar, $B_{t,Rd}$ = kekuatan tarik maksimum baut, m = jarak sumbu baut ke tepi las, n = jarak sumbu baut ke tepi pelat.

2.2 Kekakuan Sambungan

Sambungan pelat dasar kolom yang dibebani oleh momen lentur akan mengalami tekan dan tarik pada elemen sambungan, maka kekakuan total dari komponen sambungan ditentukan berdasarkan kekakuan masing-masing komponen (Wald F,dkk. 2008).

Kekakuan komponen tekan k_c sebagai berikut:

$$k_c = \frac{E_c \sqrt{b_{eff} \cdot L_{eff}}}{1,275 \cdot E_s} \dots\dots\dots (6)$$

dengan : E_c = Modulus elastisitas tekan beton, E_s = modulus elastisitas baja, b_{eff} = lebar efektif sayap T-stub tekan, L_{eff} = lebar efektif sayap T-stub tekan.

Sedangkan untuk kekakuan komponen tarik adalah kekakuan komponen tarik ekivalen dari lentur pelat dan tarik baut yang nilainya ditentukan berdasarkan kondisi sebagai berikut:

Kondisi terjadi gaya ungkit (prying force):

- Kekakuan komponen lentur pelat:

$$k_{T,Pl} = \frac{0,85 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3}{m^3} \dots\dots\dots (7)$$

- Kekakuan komponen tarik baut:

$$k_{T,Bt} = \frac{1,6 \cdot A_s}{L_{be}} \dots\dots\dots (8)$$

Kondisi tidak terjadi gaya ungkit (prying force):

- Kekakuan komponen lentur pelat:

$$k_{T,Pl} = \frac{0,425 \cdot \ell_{eff} \cdot t_p^3}{m^3} \dots\dots\dots (9)$$

- Kekakuan komponen tarik baut:

$$k_{T,Bt} = \frac{2,0 \cdot A_s}{L_{be}} \dots\dots\dots (10)$$

dengan : t_p = tebal pelat dasar, A_s = luas penampang baut angkar, L_{be} = panjang efektif baut angkar bagian tertanam.

Kekakuan komponen tarik ekivalen dinyatakan sebagai k_T untuk kondisi terjadi/ tidak terjadi gaya ungkit (prying force) sebagai berikut:

$$k_T = \frac{k_{T,Pl} \cdot k_{T,Bt}}{k_{T,Pl} + k_{T,Bt}} \dots\dots\dots (11)$$

Kekakuan total komponen sambungan pelat dasar kolom sebagai berikut:

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{k_C} + \frac{1}{k_T} \dots\dots\dots (12)$$

Kekakuan rotasi lentur pelat dasar kolom tergantung pada momen lentur yang besarnya adalah:

$$S_{j,ini} = \frac{M_{sd}}{\varphi} \dots\dots\dots (13)$$

$$S_{j,ini} = \frac{E_s \cdot z^2}{\sum \frac{1}{k}} \dots\dots\dots (14)$$

dengan: M_{sd} = momen lentur yang bekerja pada sambungan, φ = rotasi dasar kolom.

Bagian Non-linear dari kurva dapat dimodelkan dengan rasio kekakuan μ , nilainya ditentukan dari pada momen lentur (Eurocode 3, prEN-1993-1-8, sub bab 6.3.1 pasal 6, hal. 89) yang besarnya adalah:

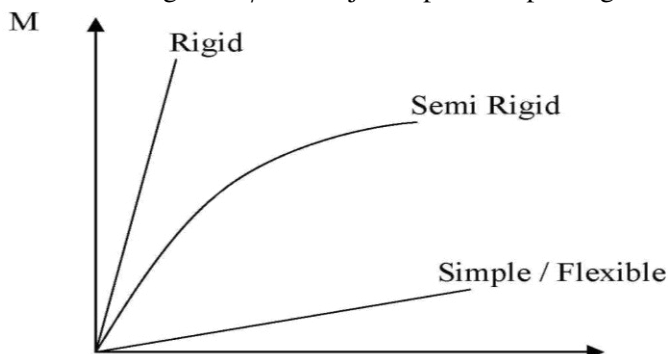
$$\mu = \left(1,5 \frac{M_{sd}}{M_{Rd}} \right)^{2,7} \geq 1 \dots\dots\dots (15)$$

Dan kekakuan rotasi sambungan dasar kolom adalah:

$$S_j = \frac{E_s \cdot z^2}{\mu \sum \frac{1}{k}} \dots\dots\dots (16)$$

2.3 Hubungan Rotasi (φ) – Momen (M)

Kurva hubungan $M-\varphi$ menunjukkan perilaku penting dari sambungan baja, seperti Gambar 2.



Gambar 2 Kurva hubungan Momen-Rotasi pada Sambungan ϕ (Sumber: AISC-LRFD-A2.2)

Karakteristik dari kurva $M-\phi$ tergantung pada banyak parameter material seperti ketebalan pelat, ukuran dan jumlah baut, konfigurasi detail material dan lain-lain karakteristik, parameter utama yang menentukan perilaku mekanik dari sambungan baja adalah momen resistensi / kekuatan sambungan (M_{Rd}), kekakuan ($S_{j,ini}$ atau S_j) dan kapasitas rotasi (ϕ).

3. METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Lokasi dan Waktu Penelitian

Penelitian ini tergolong penelitian eksperimental di laboratorium. Sedangkan analisis yang digunakan adalah analisis data hasil pengujian dan analisis pendekatan teoritis. Kegiatan penelitian pembuatan benda uji tarik dan benda uji struktur sambungan beserta perakitannya dilakukan di Workshop Jurusan Teknik Mesin Politeknik Negeri Malang, sedangkan untuk uji kekuatan tarik bahan baja dan uji sambungan dilakukan di Laboratorium Struktur dan Bahan Konstruksi Jurusan Sipil Fakultas Teknik Universitas Brawijaya Malang. Waktu pelaksanaan penelitian mulai dari persiapan bahan, pembuatan benda uji sampai dengan pengujian dimulai dari bulan Agustus 2010 sampai dengan Maret 2011.

3.2 Benda Uji

Detail dimensi dari benda uji untuk komponen struktur pada Tabel 1, dan untuk komponen penyambung pada Tabel 2.

Tabel 1. Dimensi Aktual dari Komponen Struktur Benda Uji

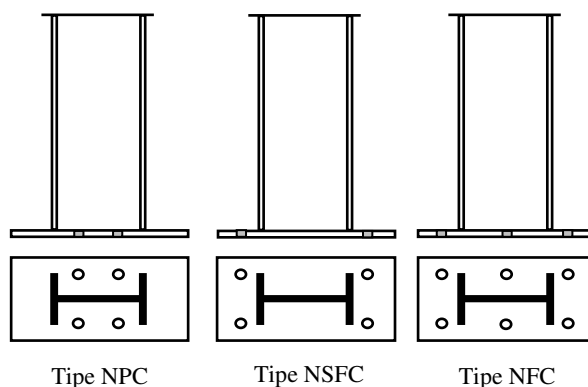
| Kolom WF 150x75 | | | | | |
|-----------------|-----------|------------------------|------------------------|------------------------|-----------|
| No | h (mm) | b _f (mm) | t _w (mm) | t _f (mm) | L (mm) |
| 1 | 150 | 75 | 5 | 7 | 1000 |

Sumber : Hasil Pengukuran

Tabel 2. Dimensi Aktual Komponen Penyambung Benda Uji NPC, NSFC dan NFC

| No | Baut angkar | | | Pelat dasar | | | Pondasi beton | | |
|----|------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------|-----------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| | d _b (mm) | L _{be} (mm) | L _{bf} (mm) | a (mm) | b (mm) | t _p (mm) | h _o (mm) | b _o (mm) | h ₁ (mm) |
| 1 | 16 | 141 | 64 | 260 | 125 | 7 | 500 | 250 | 250 |
| 2 | 16 | 141 | 64 | 260 | 125 | 7 | 500 | 250 | 250 |

Spesimen sambungan terdiri dari 3 tipe dengan masing-masing tipe ada 2 benda uji seperti pada Gambar 3.



Gambar 3. Tipe Sambungan

3.3 Pengujian dan Pembebanan

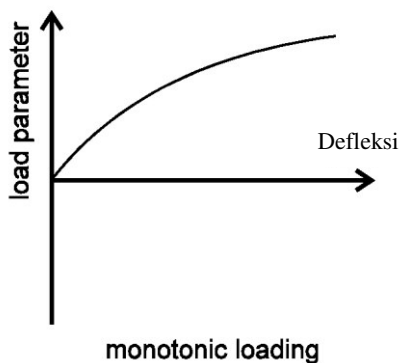
Pengujian benda uji dilakukan setelah umur pondasi beton tercapai 28 hari. Pembebanan monotonik (*monotonic test*) dilakukan dengan memberikan beban horisontal dengan kenaikan (*increment*) bertahap pada ujung kolom yang nilainya terbaca pada *proving ring* dalam satuan divisi yang kemudian dikalibrasi sesuai dengan kapasitas *proving*.

Mekanisme pembebanan pada eksperimen yang dilakukan dengan displacement kontrol dimana kontrol perpindahan dimonitor dari deformasi yang terukur pada LVDT, pola pembebanan mengikuti rekomendasi SAC/BD-97/02, seperti pada Tabel 3 dan Gambar 4. Pengujian dilakukan hingga struktur mengalami keruntuhan.

Tabel 3. Skema pembebanan

| Tahap Pembebanan | Deformasi puncak ϕ |
|------------------|-------------------------|
| 1 | 0,00375 |
| 2 | 0,005 |
| 3 | 0,0075 |
| 4 | 0,01 |
| 5 | 0,015 |
| 6 | 0,02 |
| 7 | 0,03 |
| dst | dst |

Sumber : SAC/BD-97/02



Gambar 4. Grafik Skema

3.4 Variabel Penelitian:

1. Variabel terikat (*dependent variable*) ini adalah defleksi yang besarnya tergantung pada radius kelengkungan/ rotasi (ϕ).
2. Variabel bebas (*independent variable*) adalah beban horisontal (P) yang diperoleh dari pengukuran langsung dari pembacaan dial gauge beban, momen sambungan (M_j) yang diperoleh dari perhitungan nilai beban dikalikan dengan tinggi efektif kolom dari sambungan ke titik pembebanan, kekakuan rotasi sambungan ($S_{j,ini}$) yang diperoleh dari perhitungan sudut kemiringan kurva hubungan rotasi dengan momen.

4. HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Karakteristik Material

Karakteristik hasil uji mutu material baja pada Tabel 4 dan hasil uji mutu material beton pada Tabel 5. Hasil uji mutu material selanjutnya digunakan sebagai parameter data pada analisa pendekatan teoritis.

Tabel 4. Tegangan Tarik Baja Rerata

| No. | Specimen | Beban Tarik (kN) | | Tegangan tarik (MPa) | | Modulus Elastisitas (MPa) | Regangan Maksimum (%) |
|-----|-------------|------------------|------------|----------------------|----------------|---------------------------|-----------------------|
| | | P_{leleh} | P_{maks} | Leleh (f_y) | Maks (f_u) | (E_s) | |
| 1 | Profil WF | 36,25 | 44,92 | 414,29 | 513,33 | 14013,61 | 30,67 |
| 2 | Pelat Dasar | 29,33 | 35,17 | 335,24 | 401,90 | 14227,99 | 38,50 |
| 3 | Baut Angkar | 45,22 | 51,33 | 400,00 | 454,12 | 12152,46 | 8,69 |

Tabel 5. Mutu Beton pondasi

| No | Diskripsi | Hasil |
|----|-------------------------------------------------|-----------|
| 1 | Tegangan tekan beton rata-rata (f_{cr}) | 35,03 MPa |
| 2 | Standar deviasi (sd) | 2,04 MPa |
| 3 | Tegangan tekan beton karakteristik ($f_{c'}$) | 31,68 MPa |

4.2 Kekuatan Sambungan

Parameter untuk memprediksi kekuatan sambungan yaitu beban horisontal (P), momen sambungan (M_j) dan kekakuan rotasi ($S_{j,ini}$). Perbedaan kekuatan sambungan dari hasil eksperimen terhadap analisis pendekatan teoritis sebagai berikut:

Tabel 6. Perbedaan Nilai Beban Horisontal maksimum

| Tipe Sambungan | P, pred. (kN) | P, eks. (kN) | P, eks./ P, pred |
|----------------|---------------|--------------|------------------|
| NPC-1 | 7,938 | 10,215 | 1,29 |
| NPC-2 | 7,938 | 9,751 | 1,23 |
| NSFC-1 | 16,130 | 16,948 | 1,06 |
| NSFC-2 | 16,130 | 16,573 | 1,03 |
| NFC-1 | 29,616 | 31,109 | 1,05 |
| NFC-2 | 29,616 | 30,645 | 1,03 |

Tabel 7. Perbedaan nilai Momen sambungan maksimum

| Tipe Sambungan | M_j , pred. (kN m) | M_j , eks. (kN m) | M_j , eks./ M_j , pred |
|----------------|----------------------|---------------------|----------------------------|
| NPC-1 | 7,144 | 9,194 | 1,29 |
| NPC-2 | 7,144 | 8,776 | 1,23 |
| NSFC-1 | 14,517 | 15,253 | 1,05 |
| NSFC-2 | 14,517 | 16,718 | 1,15 |
| NFC-1 | 27,581 | 27,998 | 1,02 |
| NFC-2 | 27,790 | 27,581 | 0,99 |

Tabel 8. Perbedaan Nilai Kekakuan Rotasi Awal sambungan

| Tipe Sambungan | $S_{j,ini}$, pred. (kNm/rad) | $S_{j,ini}$, eks. (kNm/rad) | $S_{j,ini}$, eks./ $S_{j,ini}$ pred |
|----------------|-------------------------------|------------------------------|--------------------------------------|
| NPC-1 | 246,73 | 281,46 | 1,14 |
| NPC-2 | 246,73 | 273,18 | 1,11 |
| NSFC-1 | 729,20 | 725,79 | 1,00 |
| NSFC-2 | 729,20 | 760,58 | 1,04 |
| NFC-1 | 1145,01 | 1333,51 | 1,16 |
| NFC-2 | 1145,01 | 1217,93 | 1,06 |

Dari Tabel 6 sampai dengan Tabel 8, kekuatan sambungan hasil eksperimen masih di atas hasil pendekatan teoritis.

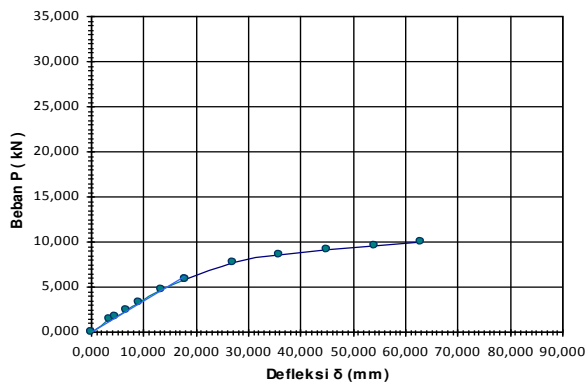
Konfigurasi dan panjang baut angkar (Gambar 5) juga menentukan perilaku dan kekuatan sambungan, dimana tipe NFC mempunyai kekuatan dan kekakuan yang paling besar, kerusakan yang terjadi pada sambungan ini adalah pelelehan pelat, terjadinya retak las dan baut angkar mulai terelongasi.



Gambar 5. Pelelehan Pelat, baut terelongasi dan retaknya las pada sambungan tipe NFC

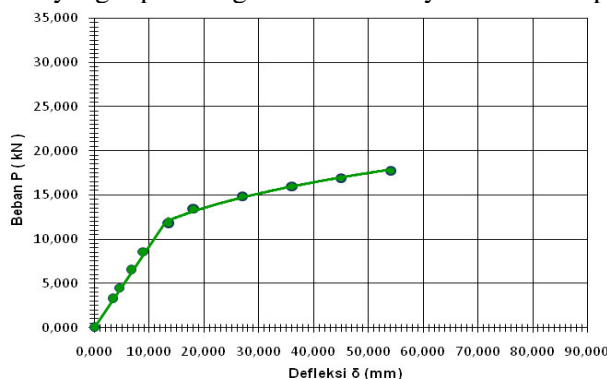
4.3 Hubungan Defleksi (δ) – Beban (P)

Dari hasil eksperimen diperoleh juga data beban maksimum pada saat defleksi maksimum dimana sambungan kehilangan fungsi layan. Kurva hubungan antara defleksi (δ) – beban (P) dengan memplot defleksi pada sumbu-x terhadap beban pada sumbu-y. Kurva hubungan defleksi – beban (δ - P) untuk beberapa tipe sambungan hasil eksperimen sebagai berikut:



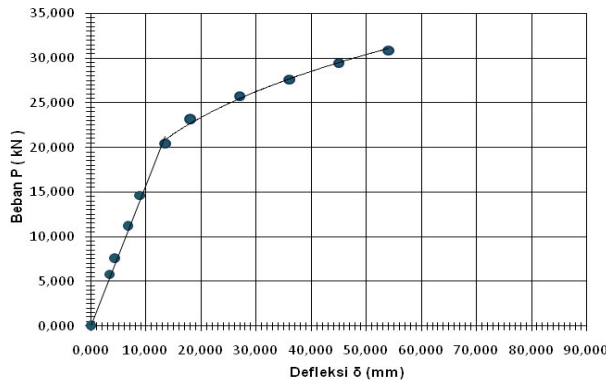
Gambar 6. Kurva Hubungan Defleksi-Beban Sambungan Tipe NPC dari nilai rata-rata benda uji Hasil Eksperimen

Dari Gambar 6, kurva hubungan antara defleksi-beban sambungan tipe NPC menunjukkan perilaku diskontinyu, dimana dari titik awal 0,000 hingga mencapai defleksi 18,000 mm kurva yang diperoleh linier yang menunjukkan respon elastis dengan model persamaan $P = 0,342.\delta$ dengan nilai $R^2 = 0,991$, artinya bahwa data yang diperoleh terhadap model persamaan yang dipilih tingkat keandalannya cukup tinggi (dengan nilai R^2 mendekati 1). Untuk defleksi lebih besar 18,000 mm sampai dengan maksimum defleksi 63,000 mm, kurva yang terbentuk non-linier yang menunjukkan respon in-elastis, dengan model persamaan $P = 1,977.\delta^{0,398}$ dan nilai $R^2 = 0,947$, artinya bahwa data yang diperoleh terhadap model persamaan yang dipilih tingkat keandalannya masih cukup tinggi (dengan nilai R^2 mendekati 1).



Gambar 7. Kurva Hubungan Defleksi-Beban Sambungan Tipe NSFC dari nilai rata-rata benda uji Hasil Eksperimen

Dari Gambar 7, kurva hubungan defleksi-beban untuk sambungan tipe NSFC menunjukkan perilaku diskontinyu, dimana dari titik awal 0,000 hingga mencapai defleksi 13,500 mm kurva yang diperoleh linier yang menunjukkan respon elastis dengan model persamaan $P = 0,918.\delta$ dan nilai $R^2 = 0,992$, artinya bahwa data yang diperoleh terhadap model persamaan yang dipilih tingkat keandalannya cukup handal (dengan nilai R^2 mendekati 1). Untuk defleksi lebih besar 13,500 mm sampai dengan maksimum defleksi 54,000 mm, kurva yang terbentuk non-linier yang menunjukkan respon in-elastis, dengan model persamaan $P = 5,831.\delta^{0,281}$ dan nilai $R^2 = 0,989$, artinya bahwa data yang diperoleh terhadap model persamaan yang dipilih tingkat keandalannya masih cukup tinggi (dengan nilai R^2 mendekati 1).

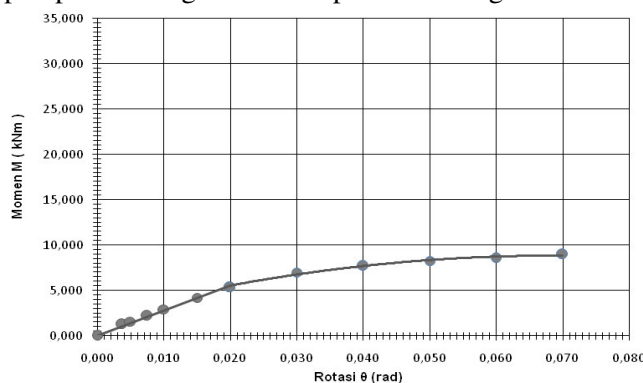


Gambar 8. Kurva Hubungan Defleksi-Beban Sambungan Tipe NFC dari nilai rata-rata benda uji Hasil Eksperimen

Dari Gambar 8, kurva hubungan antara defleksi-beban sambungan tipe NFC menunjukkan perilaku diskontinyu, dimana dari titik awal 0,000 hingga mencapai defleksi 13,500 mm kurva yang diperoleh linier yang menunjukkan respon elastis dengan model persamaan $P = 1,575.\delta$ dengan nilai $R^2 = 0,993$, artinya bahwa data yang diperoleh terhadap model persamaan yang dipilih tingkat keandalannya cukup tinggi (dengan nilai R^2 mendekati 1). Untuk defleksi lebih besar 13,500 mm sampai dengan maksimum defleksi 54,000 mm, kurva yang terbentuk non-linier yang menunjukkan respon in-elastis, dengan model persamaan $P = 9,900.\delta^{0,287}$ dan nilai $R^2 = 0,990$, artinya bahwa data yang didapat terhadap model persamaan mempunyai tingkat keandalan yang cukup tinggi (nilai R^2 mendekati 1).

4.4 Hubungan Rotasi (ϕ) - Momen (M)

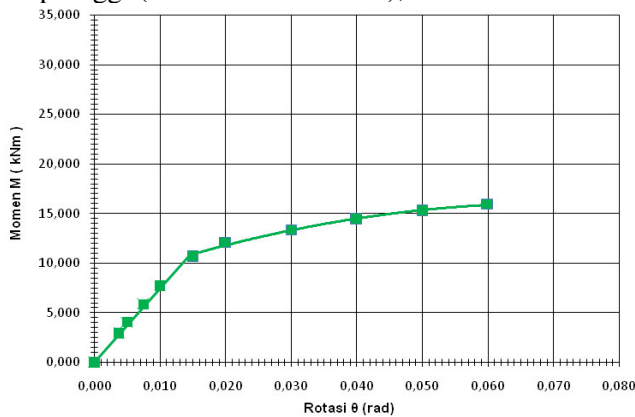
Perilaku sambungan didefinisikan oleh hubungan rotasi-momen (ϕ -M), dengan memplot rotasi sambungan ' ϕ ' pada sumbu-x terhadap momen 'M' pada sumbu-y. Kemiringan garis singgung pada titik asal disebut sebagai kekakuan rotasi awal sambungan. Kurva hubungan rotasi-momen (ϕ -M) untuk beberapa tipe sambungan hasil eksperimen sebagai berikut:



Gambar 9. Kurva Hubungan Rotasi-Momen Sambungan Tipe NPC dari nilai rata-rata benda uji Hasil Eksperimen

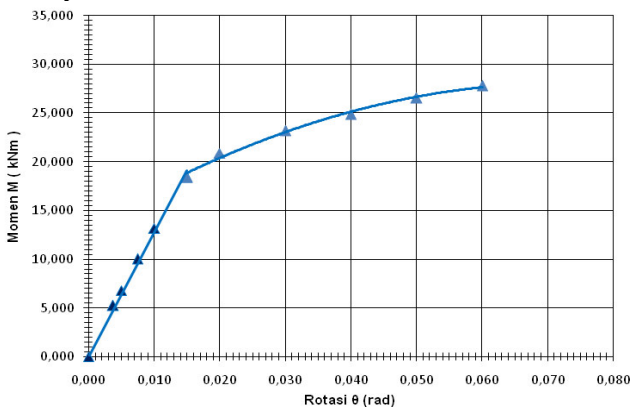
Dari Gambar 9, kurva hubungan antara rotasi-momen untuk sambungan tipe NPC menunjukkan perilaku diskontinyu, dimana dari titik awal 0,000 hingga mencapai rotasi 0,02 radian kurva yang diperoleh linier yang menunjukkan respon elastis dengan model persamaan $M_{sd} = 277,318.\theta$ dengan nilai $R^2 = 0,992$, artinya bahwa data yang diperoleh terhadap model persamaan yang dipilih tingkat keandalannya tinggi (dengan nilai $R^2 = 1$) dan momen maksimumnya adalah 5,546 kNm. Dari rotasi 0,02

radian sampai dengan rotasi maksimum 0,07 radian, kurva yang terbentuk non-linier yang menunjukkan respon in-elastis, model persamaan momen $M_{sd} = 277,318.\theta/\mu$ dan $\mu = (1,085. M_{sd}/M_{rd})^{2,435}$ dengan nilai $R^2 = 0,981$, artinya bahwa data yang diperoleh terhadap model persamaan mempunyai tingkat keandalan yang cukup tinggi (nilai R^2 mendekati 1), dan momen maksimumnya 9,107 kNm.



Gambar 10. Kurva Hubungan Rotasi-Momen Sambungan Tipe NSFC dari nilai rata-rata benda uji Hasil Eksperimen

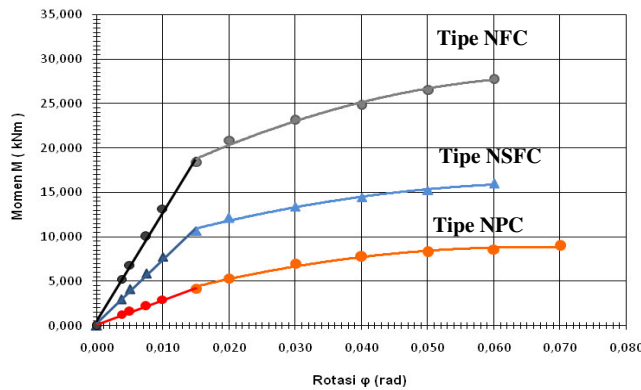
Dari Gambar 10, kurva hubungan antara rotasi-momen untuk sambungan tipe NSFC menunjukkan perilaku diskontinyu, dimana dari titik awal 0,000 hingga mencapai rotasi 0,015 radian kurva yang diperoleh linier yang menunjukkan respon elastis dengan model persamaan $M_{sd} = 743,188.\theta$ dengan nilai $R^2 = 0,992$, artinya bahwa data yang diperoleh terhadap model persamaan yang dipilih tingkat keandalannya cukup tinggi (dengan nilai R^2 mendekati 1) dan momen maksimumnya adalah 11,148 kNm. Dari rotasi 0,015 radian sampai dengan rotasi maksimum 0,06 radian, kurva yang terbentuk non-linier yang menunjukkan respon in-elastis, dengan model persamaan momen $M_{sd} = 743,188.\theta/\mu$ dan $\mu = (1,286. M_{sd}/M_{rd})^{2,958}$ dengan nilai $R^2 = 0,989$, artinya bahwa data yang diperoleh terhadap model persamaan mempunyai tingkat keandalan yang cukup tinggi (dengan nilai R^2 mendekati 1), dan momen maksimumnya 15,939 kNm.



Gambar 11. Kurva Hubungan Rotasi-Momen Sambungan Tipe NFC dari nilai rata-rata benda uji Hasil Eksperimen

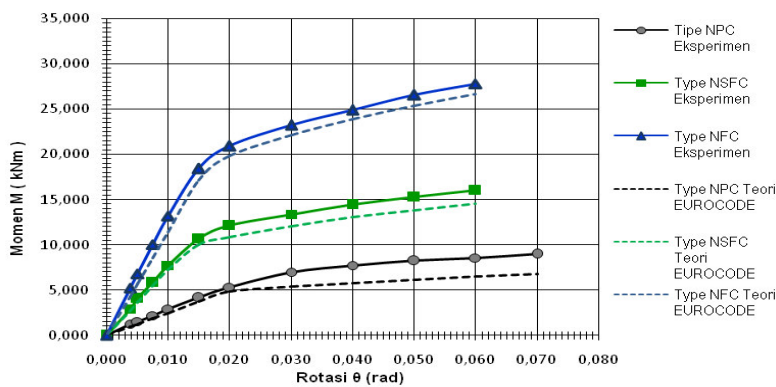
Dari Gambar 11, kurva hubungan antara rotasi-momen untuk sambungan tipe NFC menunjukkan perilaku diskontinyu, dimana dari titik awal 0,000 hingga mencapai rotasi 0,015 radian kurva yang diperoleh linier yang menunjukkan respon elastis dengan model persamaan $M_{sd} = 1275,724.\theta$ dengan nilai $R^2 = 0,994$, artinya bahwa data yang diperoleh terhadap model persamaan yang dipilih tingkat keandalannya cukup tinggi (dengan nilai R^2 mendekati 1) dan momen maksimumnya adalah 19,136 kNm. Dari rotasi 0,015 radian sampai dengan rotasi maksimum 0,06 radian, kurva yang terbentuk non-linier yang menunjukkan respon in-elastis, dengan model persamaan $M_{sd} = 1275,724.\theta/\mu$ dan $\mu = (1,448. M_{sd}/M_{rd})^{2,848}$ dengan nilai $R^2 = 0,997$, artinya bahwa data yang diperoleh terhadap model persamaan mempunyai tingkat keandalan yang cukup tinggi (dengan nilai R^2 mendekati 1), dan momen maksimumnya 27,686 kNm.

Rotasi maksimum yang menunjukkan batas layan dari ke 3 tipe sambungan yang diuji diperoleh nilai yang tidak sama seperti dalam Gambar 12.



Gambar 12. Kurva Hubungan Rotasi-Momen untuk beberapa tipe Sambungan dari nilai rata-rata benda uji Hasil Eksperimen

Kurva gabungan hubungan rotasi-momen dari nilai rata-rata benda uji untuk berbagai tipe sambungan hasil analisis pendekatan teoritis dan hasil eksperimen dalam Gambar 13.



Gambar 13. Kurva Gabungan Hubungan Rotasi-Momen dari nilai rata-rata benda uji untuk berbagai tipe sambungan

Dari Gambar 13, perilaku mekanis sambungan dari ketiga tipe yang dipilih menunjukkan perilaku sambungan semi-rigid, hal ini tidak sesuai dengan asumsi awal. Untuk tipe sambungan NFC dan NSFC penyimpangan perilaku sambungan lebih dominan dikarenakan oleh ketebalan pelat dasar yang tipis, sedangkan untuk tipe sambungan NPC selain disebabkan oleh ketebalan pelat dasar yang tipis, juga disebabkan oleh jarak pemasangan baut angkar yang jauh dari pusat sumbu. Namun kekuatan sambungan hasil eksperimen pada rotasi yang sama untuk tipe NFC, NSFC dan NPC menunjukkan kekuatan lebih besar dari hasil analisis pendekatan teoritis tetapi tidak konservatif.

5. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil analisis dan pembahasan, maka kesimpulan yang dapat diambil dari penelitian ini sebagai berikut:

1. Konfigurasi penempatan baut angkar pada sambungan dasar kolom baja memberikan kekuatan sambungan yang tidak sama. Sambungan tipe NPC dengan rotasi 0,02 rad momen maksimumnya adalah 5,546 kNm, rotasi maksimum 0,07 rad momen maksimumnya 9,107 kNm. Sambungan tipe NSFC pada rotasi 0,015 rad momen maksimumnya adalah 11,148 kNm, rotasi maksimum 0,06 rad momen maksimumnya 15,939 kNm. Sedangkan untuk sambungan tipe NFC pada rotasi 0,015 rad momen maksimumnya adalah 19,136 kNm, dengan rotasi maksimum 0,06 rad momen maksimumnya 27,686 kNm. Sehingga sambungan tipe NFC kekuatannya lebih besar dibandingkan dengan tipe NSFC dan NPC.
2. Perbedaan kekuatan sambungan hasil eksperimen terhadap analisis pendekatan teoritis bersifat tidak konservatif artinya bahwa pendekatan teoritis dengan metoda komponen dengan acuan Eurocode 3, kekuatan sambungan hasil eksperimen hampir sama dengan prediksi atau dapat diterima.

3. Dari kurva hubungan rotasi-momen perilaku mekanis sambungan untuk ketiga tipe yang dipilih menunjukkan perilaku sambungan semi-rigid, hal ini tidak sesuai dengan asumsi awal. Untuk tipe sambungan NFC dan NSFC penyimpangan perilaku sambungan lebih dominan dikarenakan oleh ketebalan pelat dasar yang tipis, sedangkan untuk tipe sambungan NPC selain disebabkan oleh ketebalan pelat dasar yang tipis, juga disebabkan oleh jarak pemasangan baut angkar yang jauh dari pusat sumbu.

6. SARAN

Dari hasil analisis, pembahasan dan kesimpulan, beberapa saran yang dapat peneliti sampaikan sebagai berikut:

1. Perlu kajian teoritis yang lebih detail dalam pemodelan benda uji dengan metoda yang lain.
2. Agar diperoleh gambaran perilaku mekanis sambungan sesuai dengan asumsi awal diantaranya adalah dengan memperbesar ketebalan pelat atau dengan pemasangan sirip pengaku (*stiffeners*)
3. Pelaksanaan pembuatan benda uji dan pelaksanaan pengujian perlu perencanaan yang lebih matang dan teliti terutama dalam pengukuran defleksi / displacement dengan pemasangan LVDT atau dengan pemasangan *dial gauge* yang lebih banyak pada sisi sayap kolom atau dengan memasang *inclinometer* pada daerah/ titik terdekat dengan sambungan, hal ini untuk menghindari ketidaksempurnaan hasil penelitian.
4. Perlu dilakukan penelitian lebih lanjut untuk sambungan dasar kolom baja dengan pembebanan aksial tekan, hal ini untuk memperoleh gambaran yang sesungguhnya dari sambungan sesuai dengan fungsi kolom.
5. Perlu dilakukan penelitian lebih lanjut untuk sambungan dasar kolom baja dengan pembebanan siklik, hal ini untuk memperoleh gambaran perilaku sambungan pelat dasar kolom terhadap beban gempa.

7. DAFTAR PUSTAKA

- Adany, Sandor. 2000. *Numerical and experimental analysis of bolted end-plate joints under monotonic and cyclic loading*. PhD Dissertation. Budapest University of Technology and Economics, 2000.
- AISC. 2001. *Manual of Steel Construction (Load Resistance Factor Design)*. Third Edition. American Institute of Steel Construction, Inc. USA.
- Badan Standardisasi Nasional. 2002. *Tata Cara Perencanaan struktur Baja untuk Bangunan Gedung*. Standar Nasional Indonesia SNI 03-1729-2002. Jakarta.
- Departemen Pekerjaan Umum. 1990. *Tata Cara Pembuatan Rencana Campuran Beton Normal*. Standar Nasional Indonesia SK SNI T-15-1990-03. Jakarta.
- Departemen Pekerjaan Umum. 1991. *Metode Pengujian Kuat Tarik Baja Beton*. Standar Nasional Indonesia SNI 08-2529-1991. Jakarta.
- DeWolf, J. T., and Ricker, D. T. 1990. "Column Base Plates," *Steel Design Guide Series No. 1*, AISC, Chicago, Illinois.
- Eurocode 3, prEN-1993-1-8, *Design of Steel Structure-Part 1.8-Design of Joint*. Stage 49, CEN, Brussels 2003, p. 130.
- Hajjar, F Jerome., Grauvilardell, E Jorge., Daeyong, Lee., Dexter, J Robert. 2005. "Synthesis of Design, Testing and Analysis Research on Steel Column Base Plate Connections in High-*Seismic Zones*", *Structural Engineering Report No. ST-04-02*, Minneapolis, Minnesota. October 1, 2005.
- JIS Handbook. 1983. *Test Pieces for Tensile Test for Metallic Materials*. Japanese Standards Association. Tokyo.
- SAC (1997). *Protocol for Fabrication, Inspection, Testing and Documentation of Beam-Column Connection Tests and Other Experimental Specimens*, Report No. SAC/BD-97/02, SAC Joint Venture.
- Wald, F, Sokol, Z, Steenhuis M, Jaspart J. P. 2005. *Component Method for Steel Column Bases*. *Journal HERON*, Vol. 53. No. 1/20. 2008.
- Wald, F, Sokol, Z. 2008. *Base Plate in Bending and Anchor Bolt in Tension*. *Journal HERON*, Vol. 53. No. 1/26. ISSN 0046-7316.2008