

BAB V

HASIL PENELITIAN DAN PEMBAHASAN

5.1. Uji Kuat Tarik Baja dan Kuat Geser Baut

Pengujian kuat tarik baja dan kuat geser baut yang dilakukan di Laboratorium BKT Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia dengan menggunakan alat *Universal Testing Material* (UTM). Pembebanan dilakukan secara bertahap dengan kenaikan sebesar 100 kg (1 KN), pada setiap tahap pembebanan dicatat sampai baja mengalami putus. Hasil pengujian kuat tarik baja dan kuat geser baut dicantumkan pada Tabel 5.1 dan Tabel 5.2.

Tabel 5.1. Hasil pengujian kuat tarik baja

No	Sampel	Kuat leleh (F_y)	Kuat tarik (F_u)
1	Sampel I	321,4 Mpa	417,9 Mpa
2	Sampel II	314,7 Mpa	410 Mpa
	Rata-rata	318,05 Mpa	413.95 Mpa

Tabel 5.2. Hasil pengujian kuat geser baut

No	Sampel	Kuat geser (σ_{grs})
1	Sampel I	300,8 Mpa
2	Sampel II	327,3 Mpa
	Rata-rata	314,05 Mpa

5.2. Uji Kuat Lentur Rangka Jembatan

Pengujian kuat lentur rangka jembatan dilakukan dengan menggunakan alat *Loading Frame* di Laboratorium Struktur, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia. Pembebanan diberikan pada batang atas dengan menggunakan *Loading Frame* kemudian ditransfer ke dua join pada tengah bentang dengan kenaikan sebesar 500 kg pada setiap tahap pembebanan, kemudian dicatat lendutan yang terjadi. Dari hasil pengujian ini akan didapat data beban dan lendutan, sehingga dapat dicari momen dan kelengkungan.

5.2.1. Hubungan Beban Lendutan Hasil Pengujian

Pada pengujian kuat lentur rangka jembatan, diperoleh data beban lendutan seperti pada Tabel 5.3 dan 5.4

a. Rangka jembatan Single Warren

Tabel 5.3. Hubungan beban lendutan hasil pengujian rangka jembatan Single Warren.

Beban (kg)	Lendutan I Dial 1 (mm)	Lendutan II Dial 2 (mm)	Lendutan III Dial 3 (mm)
0	0	0	0
500	1,02	1,23	0,9
1000	1,69	2,09	1,48
1500	2,63	3,27	2,32
2000	3,39	4,24	2,95
2500	4,46	5,59	3,83
3000	5,1	6,44	4,4
3500	6,33	8,07	5,47
4000	7,08	9,08	6,22

Tabel 5.3.Lanjutan

Beban (kg)	Lendutan I Dial 1 (mm)	Lendutan II Dial 2 (mm)	Lendutan III Dial 3 (mm)
4500	8,35	10,92	7,52
5000	9,3	12,32	8,03
5500	10,05	13,59	8,75
6000	11,12	14,94	9,6
6500	12,25	16,96	10,71
7000	13,85	18,92	12,01

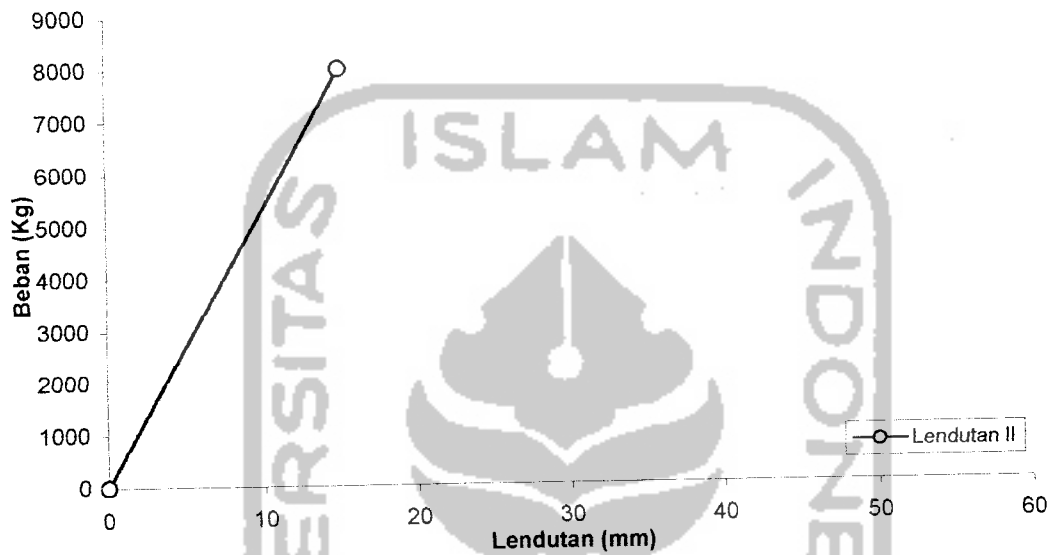
b. Rangka jembatan Callender Hamilton

Tabel 5.4 Hubungan beban lendutan hasil pengujian rangka jembatan Callender Hamilton.

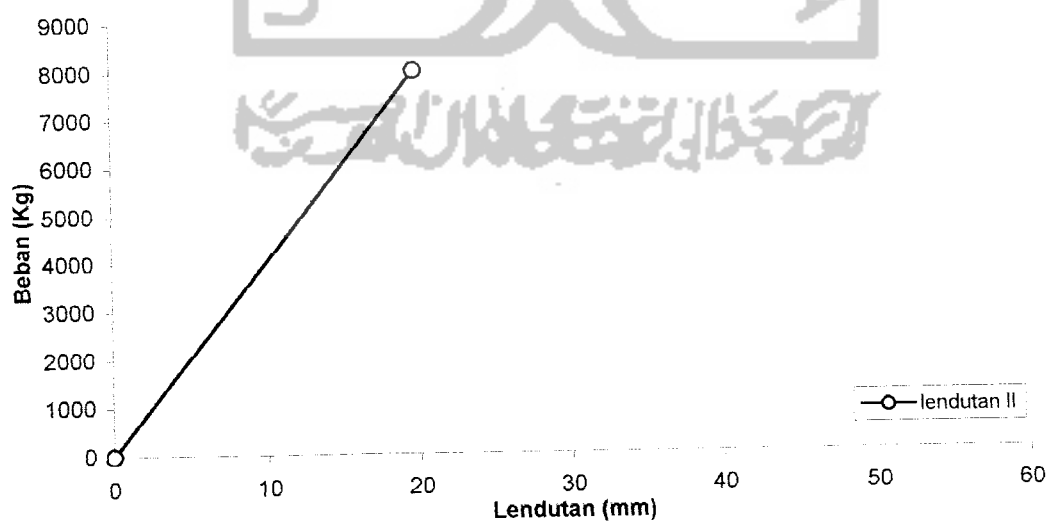
Beban (kg)	Lendutan I Dial 1 (mm)	Lendutan II Dial 2 (mm)	Lendutan III Dial 3 (mm)
0	0	0	0
500	0,82	0,96	0,68
1000	1,96	2,36	1,79
1500	3,03	3,7	2,9
2000	4,08	5,09	3,94
2500	4,66	5,8	4,54
3000	5,41	6,85	5,33
3500	6,4	8,13	6,42
4000	7,05	9,05	7,09
4500	7,82	10,1	7,84
5000	8,55	11,2	8,67
5500	9,27	12,2	9,36
6000	10,03	13,25	10,18
6500	10,1	14,3	10,92
7000	10,5	15,5	11,12
7500	11,1	17,23	12,13
8000	12,8	19,73	14,39



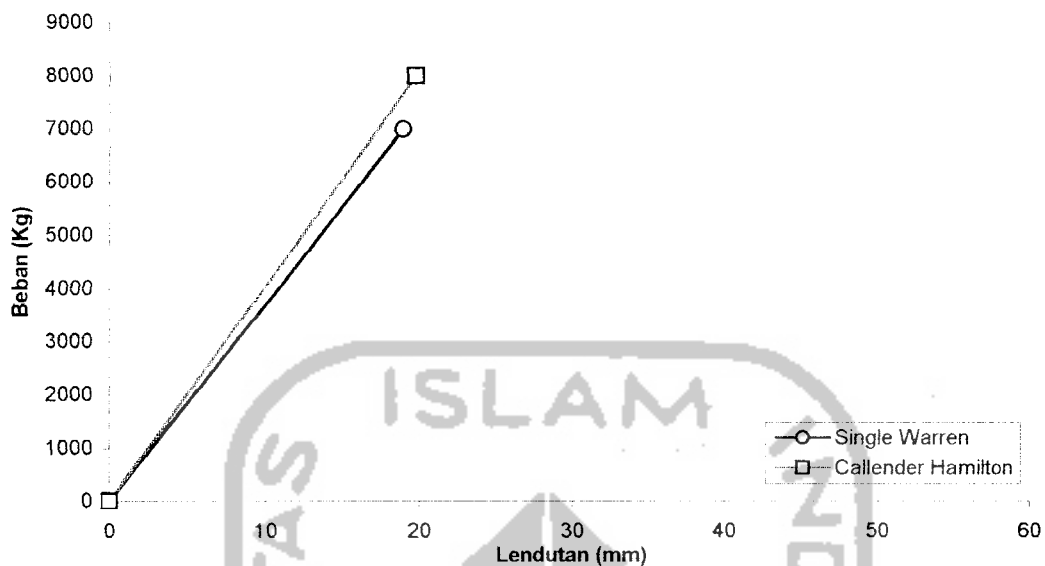
Dari data hubungan beban lendutan pada tabel 5.3 dan 5.4 disajikan dalam bentuk grafik hubungan beban dan lendutan seperti terlihat pada gambar 5.1, 5.2, dan 5.3.



Gambar 5.1. Grafik hubungan beban dan lendutan hasil pengujian rangka jembatan Single Warren



Gambar 5.2. Grafik hubungan beban dan lendutan hasil pengujian rangka jembatan Callender Hamilton



Gambar 5.3. Grafik hubungan beban lendutan hasil pengujian rangka jembatan Single Warren dan Callender Hamilton

5.2.2. Hubungan Momen Kelengkungan Hasil Pengujian

Dari data hubungan beban (P) dan lendutan (Δ) dapat dicari momen (M) dan kelengkungan (ϕ), seperti contoh perhitungan berikut ini :

data yang digunakan adalah pembebanan 500 kg (5 KN) pada bentang 5,6 m dengan sambungan baut.

1. Rangka Single Warren

lendutan yang terjadi pada dial 1 = 0,00102 m, lendutan pada dial 2 = 0,00123 m, lendutan pada dial 3 = 0,0009 m, dengan jarak antar dial 1,4 m, maka dengan menggunakan persamaan 3.55. nilai kelengkungan dapat dihitung :

$$\Phi = \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{(\Delta x)^2}$$

$$\Phi = \frac{0,00102 - (2 \times 0,00123) + 0,0009}{1,4^2} = 0,000276 \text{ } 1/m$$

momen dapat dicari dengan menggunakan persamaan :

$$M = \frac{7}{16} P.L$$

$$M = 7/16 . (\frac{1}{2} \times 500) 5,6 = 612,5 \text{ kg m.}$$

2. Rangka Callender Hamilton

lendutan yang terjadi pada dial 1 = 0,00082 m, lendutan pada dial 2 = 0,00096 m, lendutan pada dial 3 = 0,00068 m, dengan jarak antar dial 1,4 m, maka dengan menggunakan persamaan 3.26. nilai kelengkungan dapat dihitung :

$$\Phi = \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{(\Delta x)^2}$$

$$\Phi = \frac{0,00082 - (2 \times 0,00096) + 0,00068}{1,4^2} = 0,000214 \text{ } 1/m$$

momen dapat dicari dengan menggunakan persamaan :

$$M = \frac{3}{8} P.L$$

$$M = 3/8 . (\frac{1}{2} \times 500) 5,6 = 525 \text{ kg m.}$$

Dari contoh perhitungan diatas dapat diperlihatkan hubungan momen dan kelengkungan seperti tampak pada tabel 5.5 dan 5.6.

a. Rangka jembatan Single Warren

Tabel 5.5. Hubungan momen dan kelengkungan

Beban (kg)	Lendutan I Dial 1 (mm)	Lendutan II Dial 2 (mm)	Lendutan III Dial 3 (mm)	Momen (kg.m)	Kelengkungan (1/m)
0	0	0	0	0	0
500	1,02	1,23	0,9	612,5	0,00027551
1000	1,69	2,09	1,48	1225	0,000515306
1500	2,63	3,27	2,32	1837,5	0,000811224
2000	3,39	4,24	2,95	2450	0,001091837
2500	4,46	5,59	3,83	3062,5	0,00147449
3000	5,1	6,44	4,4	3675	0,00172449
3500	6,33	8,07	5,47	4287,5	0,002214286
4000	7,08	9,08	6,22	4900	0,002479592
4500	8,35	10,92	7,52	5512,5	0,003045918
5000	9,3	12,32	8,03	6125	0,003729592
5500	10,05	13,59	8,75	6737,5	0,00427551
6000	11,12	14,94	9,6	7350	0,004673469
6500	12,25	16,96	10,71	7962,5	0,005591837
7000	13,85	18,92	12,01	8575	0,006112245

b. Rangka jembatan Callender Hamilton

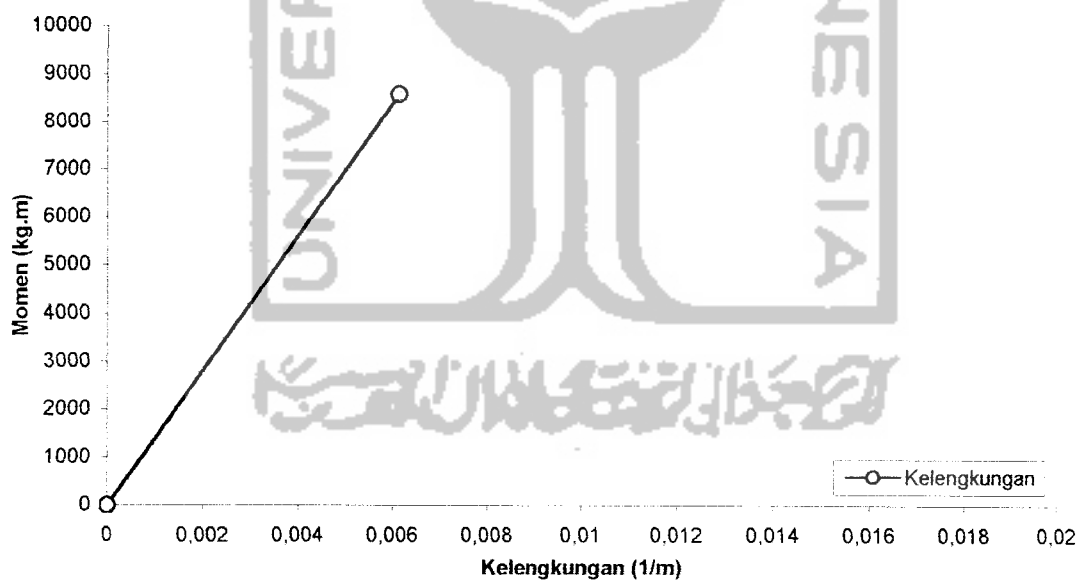
Tabel 5.6. Hubungan momen dan kelengkungan

Beban (kg)	Lendutan I Dial 1 (mm)	Lendutan II Dial 2 (mm)	Lendutan III Dial 3 (mm)	Momen (kg.m)	Kelengkungan (1/m)
0	0	0	0	0	0
500	0,82	0,96	0,68	525	0,000214286
1000	1,96	2,36	1,79	1050	0,000494898
1500	3,03	3,7	2,9	1575	0,00075
2000	4,08	5,09	3,94	2100	0,001102041
2500	4,66	5,8	4,54	2625	0,00122449
3000	5,41	6,85	5,33	3150	0,001510204
3500	6,4	8,13	6,42	3675	0,001755102
4000	7,05	9,05	7,09	4200	0,002020408
4500	7,82	10,1	7,84	4725	0,002316327

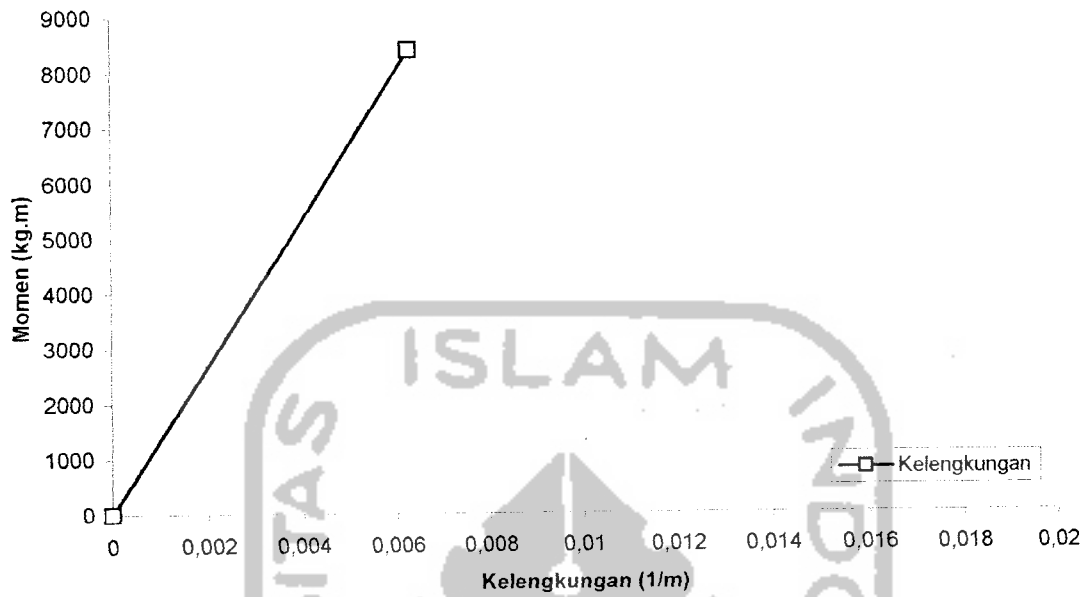
Tabel 5.6. Lanjutan

Beban (kg)	Lendutan I Dial 1 (mm)	Lendutan II Dial 2 (mm)	Lendutan III Dial 3 (mm)	Momen (kg.m)	Kelengkungan (1/m)
5000	8,55	11,2	8,67	5250	0,002642857
5500	9,27	12,2	9,36	5775	0,002943878
6000	10,03	13,25	10,18	6300	0,003209184
6500	10,1	14,3	10,92	6825	0,003867347
7000	10,5	15,5	11,12	7350	0,004785714
7500	11,1	17,23	12,13	7875	0,005729592
8000	12,8	19,73	14,39	8400	0,006260204

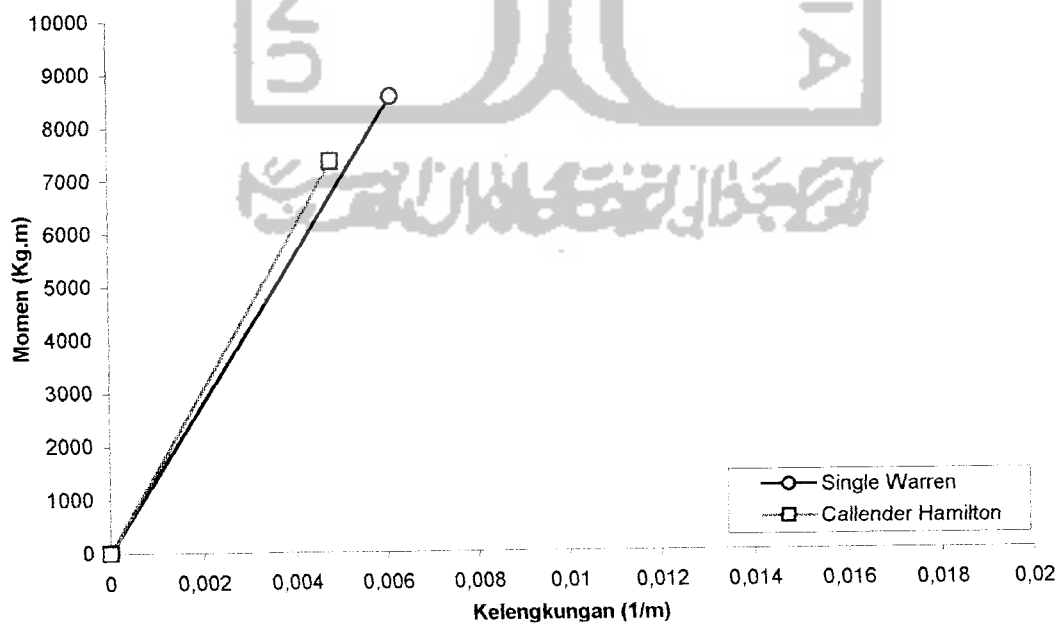
Dari data hubungan momen dan kelengkungan pada tabel 5.5 dan 5.6 disajikan dalam bentuk grafik hubungan momen kelengkungan seperti terlihat pada gambar 5.4, 5.5 dan 5.6.



Gambar 5.4. Grafik hubungan momen dan kelengkungan hasil pengujian rangka jembatan Single Warren



Gambar 5.5. Grafik hubungan momen dan kelengkungan hasil pengujian rangka jembatan Callender Hamilton

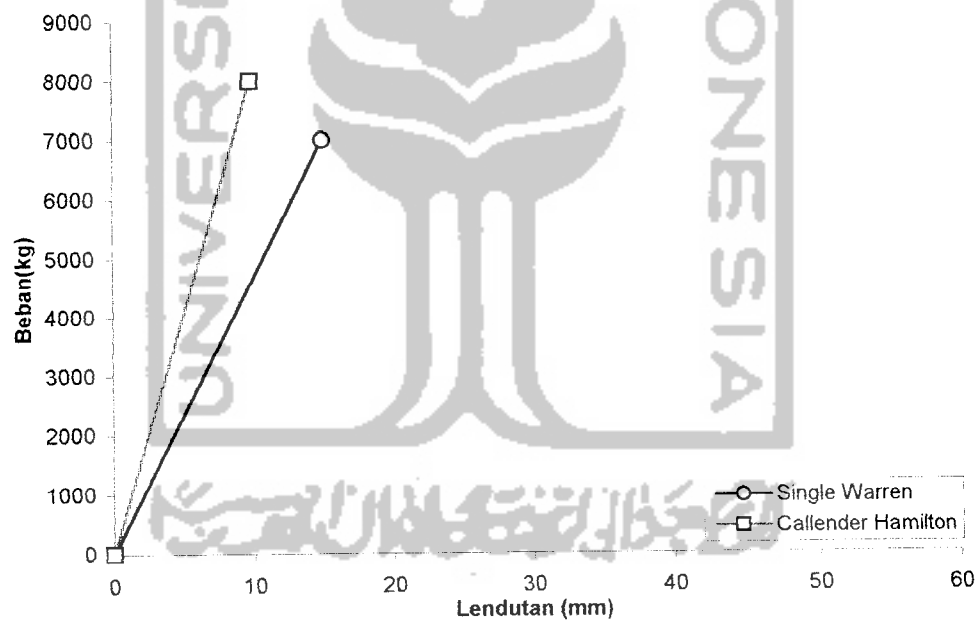


Gambar 5.6. Grafik hubungan momen - kelengkungan hasil pengujian rangka Single Warren dan Callender Hamilton

5.3. Grafik Hubungan Beban dan Lendutan Hasil Analisa Komputer

Dari analisa komputer yaitu pembebanan pada rangka Single Warren dan rangka Callender Hamilton didapatkan data lendutan, yang kemudian ditampilkan dalam bentuk grafik beban dan lendutan, seperti ditunjukkan pada Gambar 5.7.

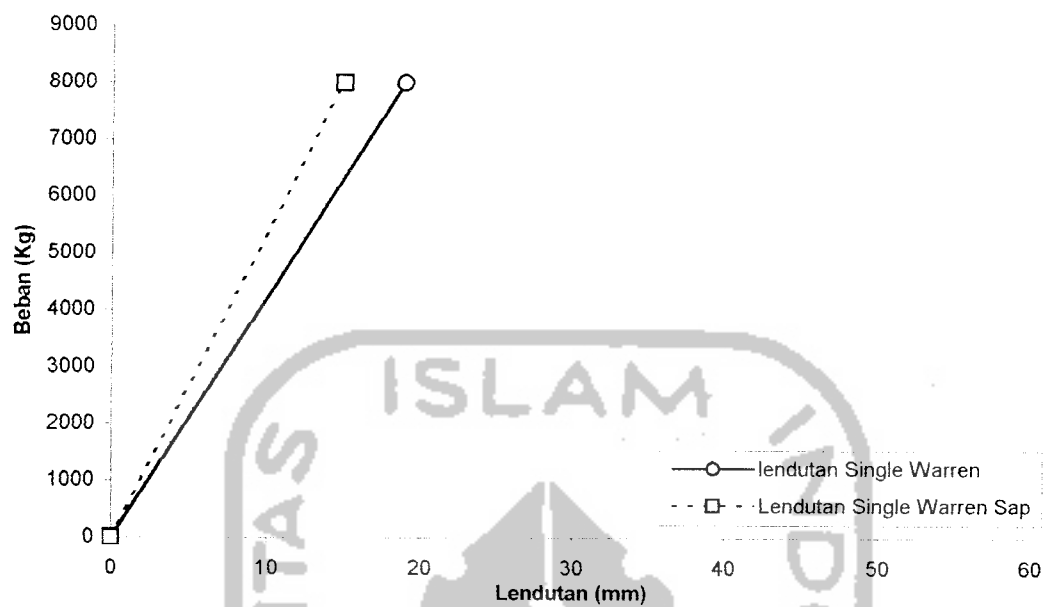
Beban diambil 7 ton untuk rangka Single Warren dan 8 ton untuk rangka Callender Hamilton, yaitu beban maksimum dari pengujian. Dari analisa komputer didapatkan defleksi sebesar 14,92 mm untuk rangka Single Warren dan 9,79 mm untuk rangka Callender Hamilton.



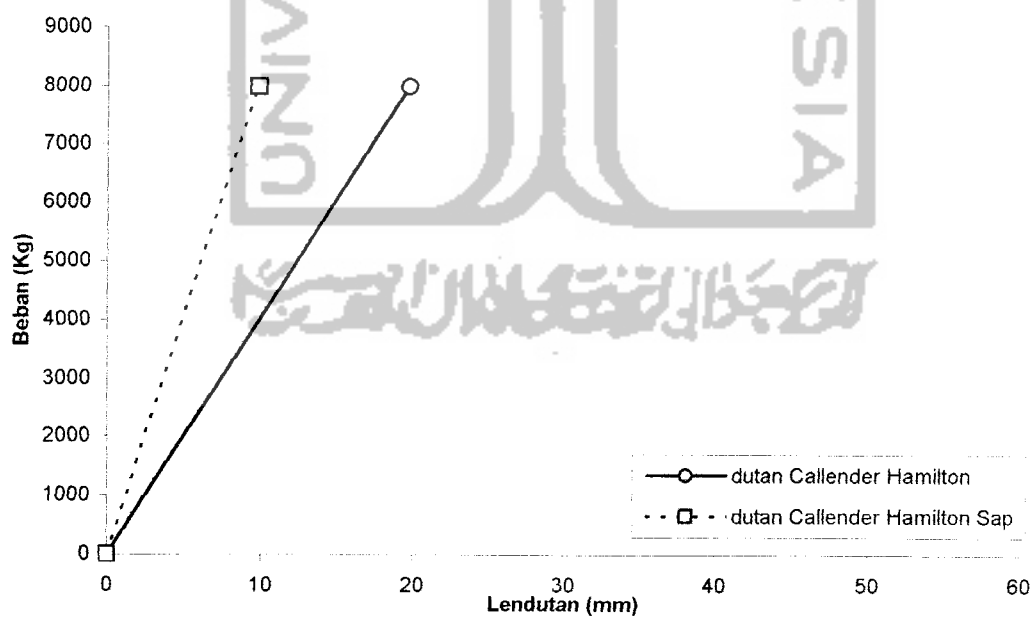
Gambar 5.7. Grafik hubungan beban-lendutan hasil analisis SAP90 rangka Single Warren dan Callender Hamilton

5.4. Grafik Hubungan Beban - Lendutan Hasil Pengujian dan Hasil Analisa Komputer

Dari grafik gabungan hasil pengujian dan analisa komputer didapat hasil seperti pada Gambar 5.8 dan 5.9.



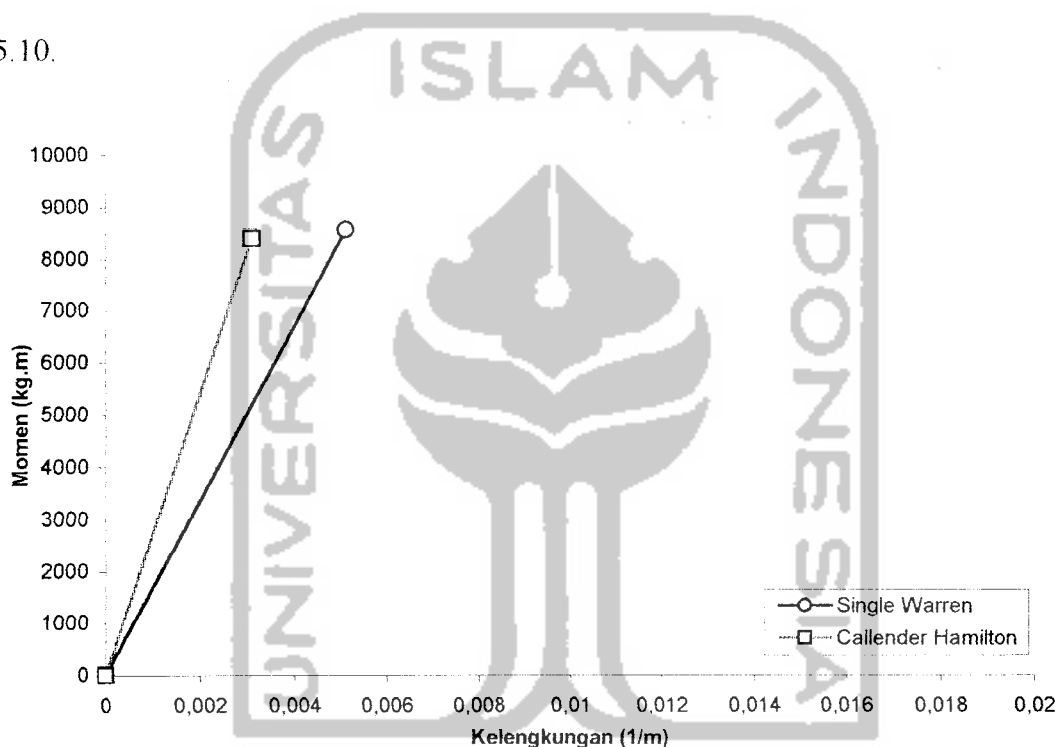
Gambar 5.8. Grafik hubungan beban - lendutan hasil pengujian dan hasil SAP 90 rangka jembatan Single Warren



Gambar 5.9. Grafik hubungan beban- lendutan hasil pengujian dan hasil SAP 90 rangka jembatan Callender Hamilton

5.5. Grafik Hubungan Momen dan Kelengkungan Hasil Analisa Komputer

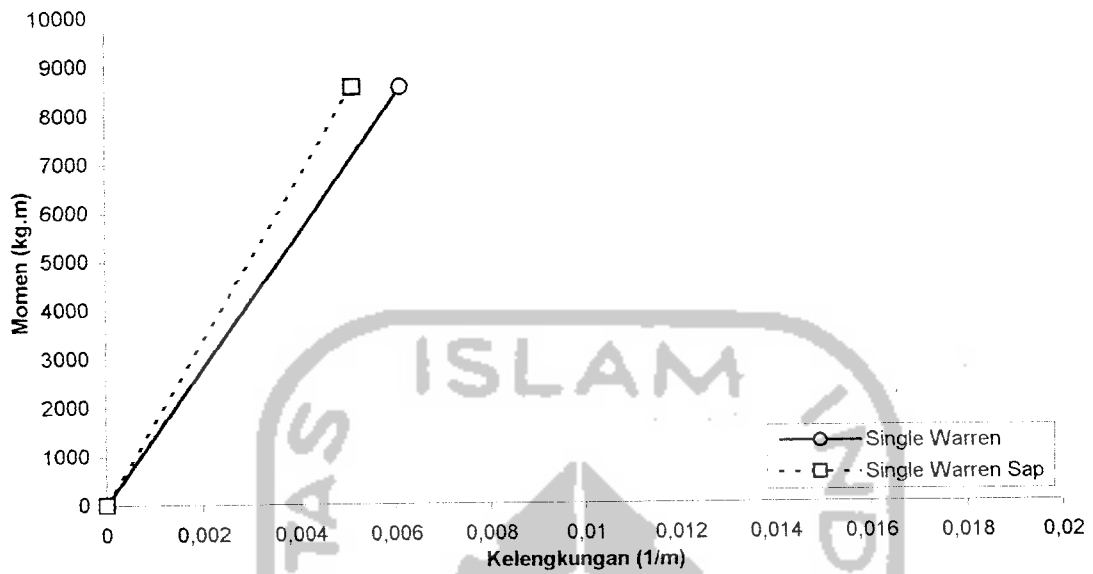
Dari analisa komputer yaitu pembebanan pada rangka Single Warren dan rangka Callender Hamilton didapatkan data lendutan. Dari data hubungan beban dan lendutan dapat dicari momen dan kelengkungan, yang kemudian ditampilkan dalam bentuk grafik momen dan kelengkungan, seperti ditunjukkan pada Gambar 5.10.



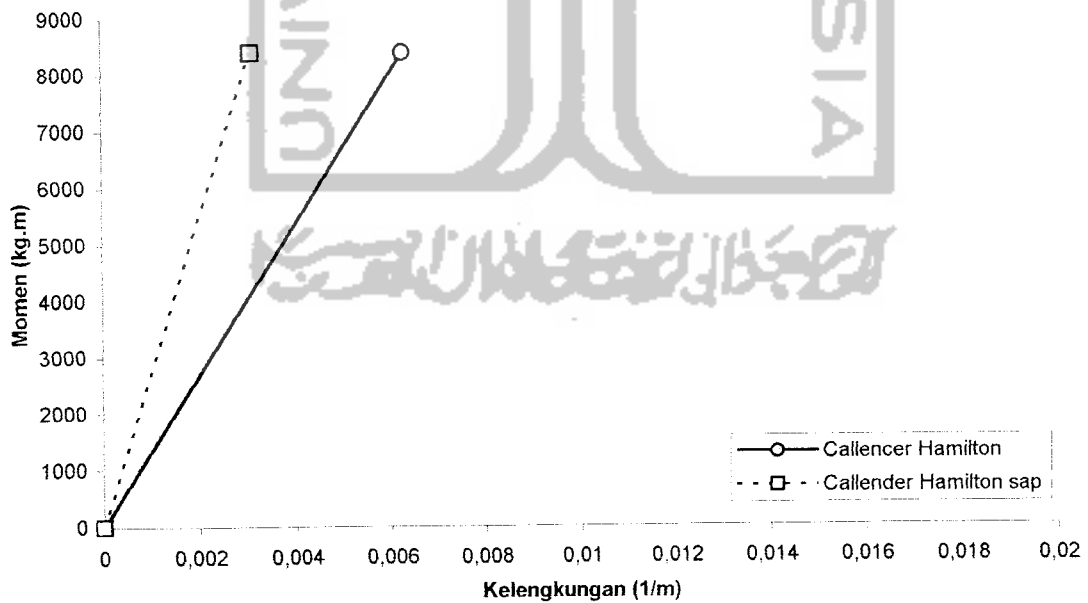
Gambar 5.10. Grafik hubungan momen-kelengkungan hasil analisis SAP90 rangka Single Warren dan Callender Hamilton

5.6. Grafik Hubungan Momen dan Kelengkungan Hasil Pengujian dan Analisa Komputer

Dari grafik gabungan hasil pengujian dan analisa komputer didapat hasil seperti pada Gambar 5.11 dan 5.12.



Gambar 5.11. Grafik hubungan momen - kelengkungan hasil pengujian dan hasil SAP 90 rangka jembatan Single Warren



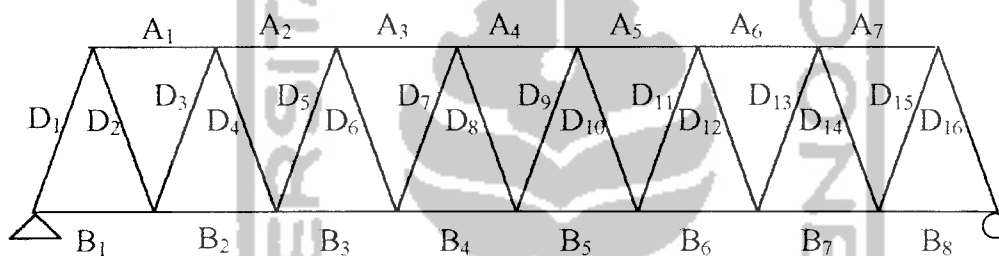
Gambar 5.12. Grafik hubungan momen – kelengkungan hasil pengujian dan hasil SAP 90 rangka jembatan Callender Hamilton

5.7. Tinjauan Analitis

Dari hasil pengujian pembebanan di laboratorium, beban maksimum yang didapat kemudian dimasukkan kedalam SAP 90, sehingga didapat gaya batang dari beban maksimum hasil pengujian laboratorium (P_{eks}) dibandingkan dengan P_{cr} hasil analitis.

1. Analisis tekuk lokal

a. Pengujian rangka jembatan Single Warren



Gambar 5.13 Elemen-elemen rangka batang Single Warren

Perhitungan beban kritis :

* Analisis terhadap tekuk lokal

Batang tekan (A4)

Profil 2L 40x40x4

$$A = 1,846 \text{ cm}^2$$

$$b = 3,68 \text{ cm}$$

$$t = 0,26 \text{ cm}$$

$$E = 2.10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 3180,05 \text{ Kg/cm}^2$$

Tegangan tekuk pelat :

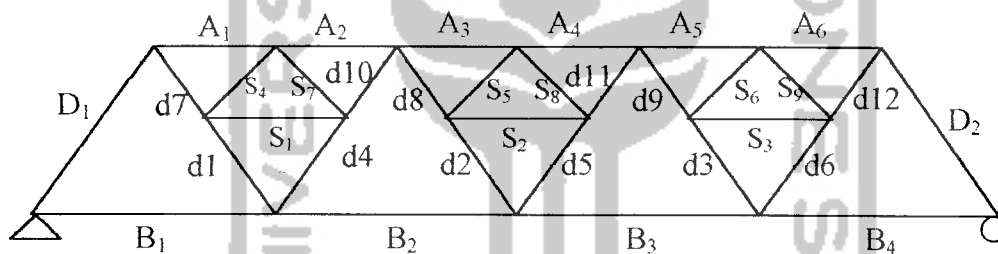
$$F_{cr} = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1 - \mu^2)(b/t)^2} = 1,277 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^6}{12(1 - 0,3^2)(3,68/0,26)^2} = 11510,84 \text{ Kg/cm}^2$$

Beban kritis

$$P_{cr} = F_{cr} \cdot A = 11510,84 \cdot 1,846 = 21249,01 \text{ Kg}$$

$$P_{eks} = 9788,152 \text{ Kg} < P_{cr} \text{ tidak terjadi tekuk lokal}$$

b. Pengujian rangka Callender Hamilton



Gambar 5.14 Elemen-elemen rangka batang Callender Hamilton

Perhitungan beban kritis :

* Analisis terhadap tekuk lokal

Batang tekan (A3-A4) :

Profil 2L 50x50x5

$$A = 3,473 \text{ cm}^2$$

$$b = 4,76 \text{ cm}$$

$$t = 0,38 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 3180,05 \text{ Kg/cm}^2$$

Tegangan tekuk pelat :

$$F_{cr} = k \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)(b/t)^2} = 1,277 \cdot \frac{\pi^2 2 \cdot 10^6}{12(1-0,3^2)(4,76/0,38)^2} = 14696,25 \text{ Kg/cm}^2$$

Beban kritis

$$P_{cr} = F_{cr} \cdot A = 14696,25 \cdot 3,473 = 51157,63 \text{ Kg}$$

$$P_{eks} = 11172,319 \text{ Kg} < P_{cr} \text{ tidak terjadi tekuk lokal}$$

Untuk selanjutnya perhitungan benda uji rangka Single Warren dan Callender Hamilton ditabelkan dalam tabel 5.6 dan 5.7.

Tabel 5.6. Kekuatan batang tekan rangka Single Warren akibat tekuk lokal

Elemen	Profil	Fcr (kg/cm ²)	Pcr (kg)	P eks (Kg)	Keterangan
A1=A7	2L 40x40x4	11510,847	21249,01	3.263.630	P eks < Pcr
A2=A6	2L 40x40x4	11510,847	21249,01	6.527.113	P eks < Pcr
A3=A5	2L 40x40x4	11510,847	21249,01	9.788.152	P eks < Pcr
A4	2L 40x40x4	11510,847	21249,01	11.417.254	P eks < Pcr
D1=D16	2L 40x40x4	11510,847	21249,01	3.853.351	P eks < Pcr
D3=D14	2L 40x40x4	11510,847	21249,01	3.837.098	P eks < Pcr
D5=D12	2L 40x40x4	11510,847	21249,01	3.839.812	P eks < Pcr
D7=D10	2L 40x40x4	11510,847	21249,01	3.839.944	P eks < Pcr
D8=D9	2L 40x40x4	11510,847	21249,01	6.337	P eks < Pcr

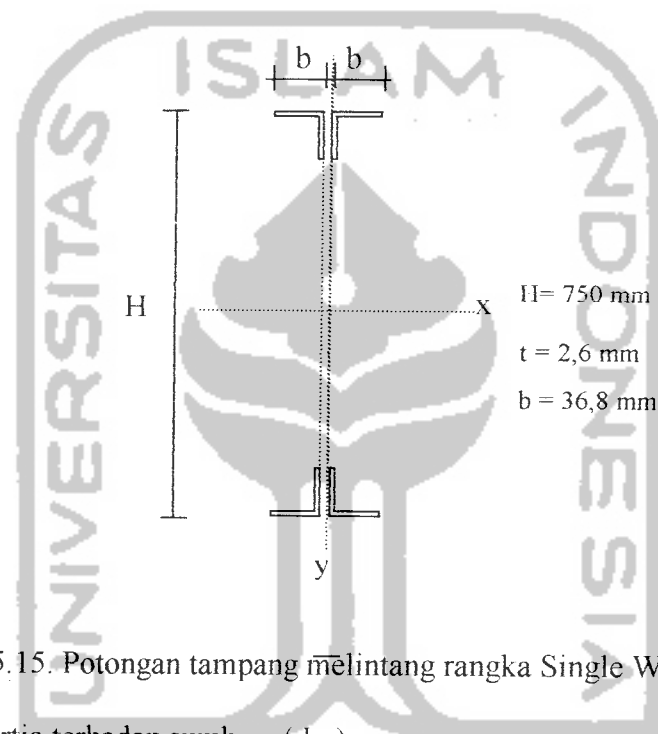
Tabel 5.7. Kekuatan batang tekan rangka Callender Hamilton akibat tekuk Lokal

Elemen	Profil	Fcr (kg/cm ²)	Pcr (kg)	P eks (Kg)	Keterangan
D1=D2	2L 40x40x4	14696,25	51157,63	5.462.133	P eks < Pcr
d3=d4	2L 40x40x4	14696,25	51157,63	5.411.408	P eks < Pcr
d2=d5	2L 40x40x4	14696,25	51157,63	8.255	P eks < Pcr
d9=d10	2L 40x40x4	14696,25	51157,63	5.398.803	P eks < Pcr
S4=S9	2L 30x30x3	14696,25	51157,63	68.705	P eks < Pcr
S5=S8	2L 30x30x3	14696,25	51157,63	49.830	P eks < Pcr
A1=A6	2L 50x50x5	14696,25	51157,63	7.406.788	P eks < Pcr
A2=A5	2L 50x50x5	14696,25	51157,63	7.486.697	P eks < Pcr
A3=A4	2L 50x50x5	14696,25	51157,63	11.172.319	P eks < Pcr

Berdasarkan perbandingan gaya batang hasil analisa menggunakan SAP⁹⁰ (P_{eks}) dengan beban kritis dari batang (P_{cr}) hasil analisis terhadap tekuk lokal dan tekuk puntir, elemen struktur rangka aman terhadap tekuk lokal ($P_{eks} < P_{cr}$).

2. Analisis tekuk puntir rangka

a. Rangka Single Warren



Gambar 5.15. Potongan tampang melintang rangka Single Warren

* Menghitung inerti terhadap sumbu y (I_y)

$$\text{inerti untuk tampang segi empat} = I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 + b \cdot h \cdot s^2$$

Dengan b = lebar tampang; h = tinggi tampang; s = jarak antara titik berat tampang terhadap garis netral profil. Karena garis netral terhadap sumbu- y ditengah profil, maka $s = 0$.

$$I_y = \frac{1}{12} \cdot 2,6 \cdot 78,6^3 = 105210 \text{ mm}^4$$

$$I_{II} = \frac{1}{12} \cdot 34,2 \cdot 10,2^3 = 0,3020 \text{ mm}^4$$

$$I_{total} = 2.I_1 + 2.I_2 = 210470mm^4$$

Momen kritis rangka dihitung dengan rumus : $M_{cr} = \frac{\pi^2 E}{L^2} \sqrt{C_w I_y}$

$$C_w = \frac{H^2 I_y}{4} = \frac{(75 - 0,26)^2 \cdot 21,047}{4} = 29392,49cm^6$$

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^6}{140^2} \sqrt{29392,49 \cdot 21,047} = 792112,686Kg.cm$$

$$\text{Momen akibat beban pengujian (} M_{eks} \text{)} = \frac{7}{16} P.L = \frac{7}{16} \cdot 3500 \cdot 560 = 857500Kg.cm$$

Dari analisis terhadap tekuk puntir maka rangka Single Warren terjadi tekuk puntir akibat beban sebesar 7000 Kg, karena momen hasil pengujian lebih besar dari momen kritis rangka ($M_{eks} > M_{cr}$).

- Cek panjang tak berpenopang (L_p)

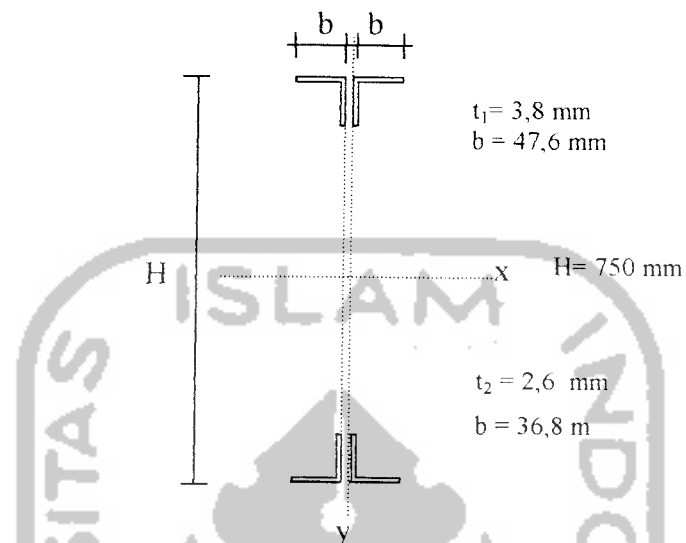
$$L_p = \frac{300}{\sqrt{F_y}} \cdot r_y$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{210470}{737,2}} = 16,90mm$$

$$L_p = \frac{300}{\sqrt{46}} \cdot 0,665 = 747mm < L_b = 1400 mm$$

panjang tak berpenopang L_p tidak memenuhi persyaratan seperti yang ditetapkan ($L_b < L_p$).

b. Rangka Callender Hamilton



Gambar 5.16. Potongan tampang melintang rangka Callender Hamilton

* Menghitung inertia terhadap sumbu y (I_y)

$$I_I = \frac{1}{12} \cdot 3,8 \cdot 100,2^3 = 318570 \text{ mm}^4$$

$$I_{II} = \frac{1}{12} \cdot 43,8 \cdot 12,6^3 = 7300 \text{ mm}^4$$

$$I_{III} = \frac{1}{12} \cdot 34,2 \cdot 10,2^3 = 3020 \text{ mm}^4$$

$$I_{IV} = \frac{1}{12} \cdot 2,6 \cdot 78,6^3 = 105210 \text{ mm}^4$$

$$I_{total} = I_I + I_{II} + I_{III} + I_{IV} = 434110 \text{ mm}^4$$

Momen kritis rangka dihitung dengan rumus : $M_{cr} = \frac{\pi^2 E}{L^2} \sqrt{C_w I_y}$

$$C_w = \frac{H^2 \cdot I_y}{4} = \frac{(74,680)^2 \cdot 43,411}{4} = 60526,898 \text{ cm}^6$$

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^6}{140^2} \sqrt{60526,989 \cdot 43,411} = 1630826,089 \text{ Kg.cm}$$

$$\text{Momen akibat beban pengujian (} M_{eks} \text{)} = \frac{7}{8} P \cdot L = \frac{7}{8} \cdot 4000 \cdot 560 = 840000 \text{ Kg.cm}$$

Dari analisis terhadap tekuk puntir maka rangka Callender Hamilton tidak terjadi tekuk puntir, karena momen hasil pengujian lebih kecil dari momen kritis rangka ($M_{eks} < M_{cr}$).

- Cek panjang tak berpenopang (L_p)

$$L_p = \frac{300}{\sqrt{F_y}} \cdot r_y$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{434110}{954,6}} = 21,27 \text{ mm}$$

$$L_p = \frac{300}{\sqrt{46}} \cdot 0,837 = 1062,99 \text{ mm} < L_b = 1400 \text{ mm}$$

panjang tak berpenopang L_p tidak memenuhi persyaratan seperti yang ditetapkan ($L_b < L_p$).

5.8. Pembahasan

Berdasarkan hasil pengujian rangka jembatan Single Warren dan Callender Hamilton di laboratorium beban maksimum yang dapat didukung sebesar 7000 kg untuk rangka jembatan Single Warren dan 8000 kg untuk rangka jembatan Callender Hamilton. Kerusakan terjadi pada batang tekan untuk rangka Single Warren dan rangka Callender Hamilton karena mengalami tekuk puntir lateral.

Kegagalan tekuk puntir lateral tersebut antara lain disebabkan oleh :

1. Beban pengujian tidak sentris.
2. Pengaku lateral kurang baik.
3. Bentang terlalu panjang, sehingga terjadi pelengkungan awal pada saat pembuatan maupun pengangkutan sampel dari tempat pembuatan ke laboratorium.

5.8.1. Kekakuan rangka jembatan ditinjau dari hubungan beban-lendutan

Dari grafik hubungan beban lendutan hasil pengujian kuat lentur rangka jembatan dapat dilihat bahwa kuat lentur rangka jembatan Callender Hamilton dan Single Warren mempunyai perilaku yang hampir sama. Hal ini dapat dilihat pola grafik beban lendutan yang diperoleh dari data hasil pengujian.

Dengan menggunakan persamaan (3.45), dimana kekakuan (k) = P/Δ akan diketahui nilai kekakuan masing benda uji. Hasil perhitungan kekakuan dapat dilihat pada tabel 5.8.

Tabel 5.8. nilai kekakuan benda uji

Benda Uji	Beban (P) Kg	Δ mm	Kekakuan (P/ Δ) Kg/mm
Single Warren	7000	18,97	369,004
Callender Hamilton	8000	19,73	404,474

Dari data beban lendutan akan diketahui bahwa pada rangka Callender Hamilton mempunyai nilai kekakuan (P/Δ) yang lebih tinggi dari rangka Single Warren. Kerusakan terjadi pada elemen rangka, karena elemen rangka tersebut mengalami tekuk puntir.

5.8.2. Kekakuan rangka jembatan ditinjau dari hubungan momen dan kelengkungan

Dengan menggunakan persamaan (3.56), dimana kekakuan (k) = M/Φ akan diketahui nilai kekakuan masing-masing benda uji. Hasil perhitungan kekakuan dapat dilihat pada table 5.9.

Tabel 5.9. nilai kekakuan benda uji

Benda Uji	Momen Kg.m	Φ 1/m	Kekakuan (M/Φ) Kg/mm
Single Warren	8575	0,006112245	1402921,512
Callender Hamilton	7350	0,004785714	1535820,987

Dari data momen kelengkungan akan diketahui bahwa pada rangka Callender Hamilton mempunyai nilai kekakuan (P/Δ) yang lebih tinggi dari rangka Single Warren.