

JURNAL TEKNIK SIPIL

Kinerja Struktur Portal Terbuka Beton Bertulang Terhadap Beban Lateral

(*Raden Mariana Sari Badriah, Iswandi Imran*)

Pengaruh Getaran Pada Struktur Bangunan Satu Tingkat Akibat Gerakan Manusia

(*Dwi Catra Rimaza, Daud Rachmat Wiyono*)

Perancangan Perangkat Lunak Perencanaan Sambungan Kayu Berdasarkan SNI 7973-2013 Dengan Alat Sambung Baut

(*Michael Wijaya, Yosafat Aji Pranata, Niko Ibrahim*)

Evaluasi Geser Dasar Minimum Pada SNI 1726-2012

(*Johnny Setiawan, Iswandi Imran*)

Tahanan Gesekan Selimut Pada Tiang Bor Panjang

(*Andrias Suhendra Nugraha*)

J. Tek.Sipil	Vol. 10	No. 2	Hlm. 92-208	Bandung, Oktober 2014	ISSN 1411-9331
--------------	---------	-------	-------------	-----------------------------	-------------------



JURNAL TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS KRISTEN MARANATHA

Jurnal Teknik Sipil adalah jurnal ilmiah jurusan teknik sipil Universitas Kristen Maranatha yang diterbitkan 2 kali setahun pada bulan April dan Oktober. Pertama kali terbit bulan Oktober 2003. Tujuan penerbitan adalah sebagai wadah komunikasi ilmiah dan juga penyebarluasan hasil penelitian, studi literatur dalam bidang teknik sipil atau ilmu terkait. Bila pernah dipresentasikan pada seminar agar diberi keterangan lengkap.

Pelindung	: Rektor Universitas Kristen Maranatha
Penanggung Jawab	: Dekan Fakultas Teknik Universitas Kristen Maranatha
Pemimpin Redaksi	: Ir. Maksum Tanubrata, MT.
Ketua Dewan Penyunting	: Dr. Yosafat Aji Pranata, ST., MT.
Penyunting Pelaksana	: Prof. Dr. Ir. Budi Hartanto Susilo, M.Sc. Dr. Anang Kristianto, ST., MT. Ir. Maria Christine, M.Sc. Ir. Herianto Wibowo, M.Sc. Hanny Juliany Dani, ST., MT.
Desain Visual dan Editor	: Aldrin Boy Rahardjo, A.Md.
Sekretariat dan Sirkulasi	: Betty Heriati Sairoen, Santo Deli, A.Md.
Alamat Redaksi	: Sekretariat Jurnal Teknik Sipil Jurusan Teknik Sipil, Universitas Kristen Maranatha Jl. Prof. drg. Suria Sumantri MPH. No. 65 Bandung 40164 Tel. 022 - 2012186 ext. 1211, 1212 ; Fax. 022 - 2017622
E-mail	: jurnal_ts@eng.maranatha.edu
Website	: http://majour.maranatha.edu
Penerbit	: Jurusan Teknik Sipil, Universitas Kristen Maranatha Jl. Prof. drg. Suria Sumantri MPH. No. 65 Bandung 40164



JURNAL TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS KRISTEN MARANATHA

DAFTAR ISI :

Kinerja Struktur Portal Terbuka Beton Bertulang Terhadap Beban Lateral (<i>Raden Mariana Sari Badriah, Iswandi Imran</i>)	92 - 119
Pengaruh Getaran Pada Struktur Bangunan Satu Tingkat Akibat Gerakan Manusia (<i>Dwi Catra Rimaza, Daud Rachmat Wiyono</i>)	120 – 142
Perancangan Perangkat Lunak Perencanaan Sambungan Kayu Berdasarkan SNI 7973-2013 Dengan Alat Sambung Baut (<i>Michael Wijaya, Yosafat Aji Pranata, Niko Ibrahim</i>)	143 - 165
Evaluasi Geser Dasar Minimum Pada SNI 1726-2012 (<i>Johnny Setiawan, Iswandi Imran</i>)	166 - 184
Tahanan Gesekan Selimut Pada Tiang Bor Panjang (<i>Andrias Suhendra Nugraha</i>)	185 - 207

KINERJA STRUKTUR PORTAL TERBUKA BETON BERTULANG TERHADAP BEBAN LATERAL

Raden Mariana Sari Badriah¹, Iswandi Imran²

¹Mahasiswa Program Magister Teknik Sipil, Program Pascasarjana,
Universitas Katolik Parahyangan, e-mail: ririe89@yahoo.com

²Dosen Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Lingkungan, Institut Teknologi Bandung

ABSTRAK

Kejadian gempa bumi telah banyak menyebabkan runtuhnya dan robohnya bangunan beton bertulang terutama rumah dan gedung. Salah satu penyebabnya adalah banyaknya bangunan dibawah tujuh lantai termasuk rumah di bangun tanpa mengikuti peraturan yang ada. Sehingga pada saat gempa terjadi, bangunan tersebut mengalami kerusakan. Penelitian ini akan mencakup aspek pengujian dan analitis. Uji eksperimental dilakukan pada satu portal terbuka yang memiliki satu bentang dan satu tingkat dengan skala model setengah. Kerusakan yang terjadi berupa retak lentur, geser dan rompal pada beton kolom dan sambungan balok kolom. Kerusakan akibat beban lateral diperbaiki dan diuji kembali terhadap beban lateral. Perbaikan portal dilakukan hanya pada beton yang rusak akibat beban lateral. Pembebanan yang diaplikasikan adalah dalam bentuk beban lateral siklik sebagai simulasi beban gempa. Tujuan dari eksperimen ini diharapkan bisa diperoleh kinerja portal beton bertulang sebelum mengalami kerusakan (portal terbuka/portal utuh) dan portal setelah mengalami kerusakan kemudian diperbaiki (portal perbaikan). Dari analisis hasil pengujian, diperoleh kapasitas lateral portal utuh dan portal perbaikan relatif sama. Tetapi, kekakuan dan kemampuan mendisipasi energi serta daktilitas portal utuh lebih besar dibandingkan portal perbaikan. Hal ini menunjukkan bahwa kinerja portal utuh tetap lebih baik dibandingkan portal perbaikan.

Kata Kunci : Portal terbuka, Portal Perbaikan, Perilaku Histeresis, Disipasi energi, dan Daktilitas.

ABSTRACT

Earthquakes have caused the collapse of many reinforced concrete buildings, especially houses and buildings. One reason is the number of buildings under seven floors including homes built without following the rules. So when the earthquake occurred, the building was damaged. This research will include experimental study and analytical aspects of open frame and repaired frame against lateral cyclic load. Experimental tests carried out on the open frames which has one bay and one level with a half scale model. The damaged was characterized by flexural ,shear cracking and spalling of the concrete column, and beam column joint. Repairs carried out only on concrete repair damaged lateral cyclic load. Damage due to lateral loads repaired and re-tested against lateral loads. The loading is applied in the form of cyclic lateral loads as simulated earthquake load. The purpose of this experiment is expected to be obtained the performance of reinforced concrete frame and repaired frame under cyclic lateral loads. From the analysis result, lateral capacities of open frame and repaired frame relatively the same. However, stiffness, ductility and ability to dissipate energy from the open frame greater than repaired frame.

Key words : Open Frame, Repaired Frame, Hysteresis Behavior, energy dissipation, and ductility.

1. PENDAHULUAN

Kejadian gempa bumi telah banyak menyebabkan runtuhnya dan robohnya sarana struktur gedung dan rumah yang menelan korban jiwa dan materil. Salah satu penyebabnya adalah banyaknya bangunan dibawah tujuh lantai termasuk rumah di

bangun tanpa mengikuti peraturan yang ada. Sehingga pada saat gempa terjadi, bangunan tersebut mengalami kerusakan.

Penelitian ini akan mencakup aspek pengujian dan analitis. Pengujian yang dilakukan meliputi pengujian portal beton bertulang tanpa adanya dinding pengisi (portal terbuka) terhadap beban lateral gempa. Portal beton yang rusak akibat beban lateral gempa diperbaiki. Selanjutnya dilakukan pengujian portal perbaikan terhadap beban lateral gempa. Perbaikan portal hanya dilakukan pada betonnya saja. Dari hasil pengujian tersebut diharapkan bisa diperoleh kinerja dari portal beton bertulang sebelum mengalami kerusakan (portal utuh) dan setelah mengalami perbaikan (portal perbaikan) terhadap beban lateral.

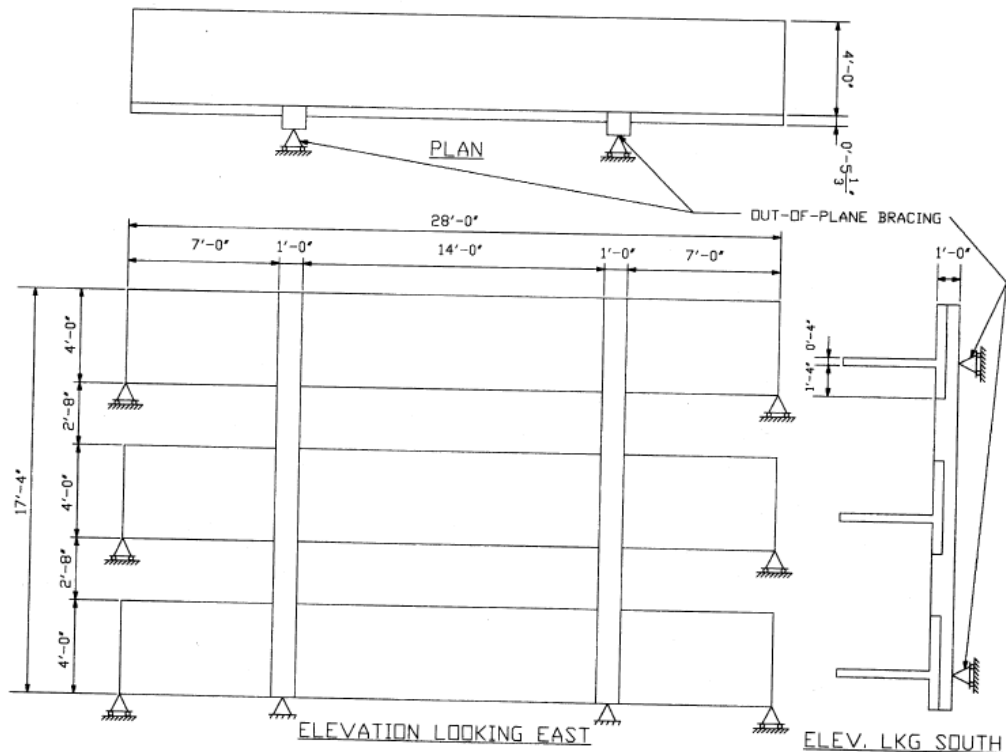
2. STUDI PUSTAKA

2.1 Riset Terdahulu Pengujian Portal Perbaikan [Stoppenhagen et al , 1995]

Pengujian perilaku portal beton bertulang yang diperbaiki telah dilakukan oleh beberapa peneliti. Pengujian ini dilakukan dengan faktor skala benda uji 2/3 kali prototype bangunan beton bertulang 7 lantai, rangka dua bentang yang mewakili lantai ke tiga, empat dan lima dari gedung 7 lantai yang direncanakan terhadap beban gempa sesuai dengan peraturan UBC 1955 (dilihat pada Gambar 2.1). Mutu beton rencana adalah 3000 psi dengan mutu tulangan kolom 60 psi dan lainnya 40 psi. Dimensi dan detail penulangan dapat dilihat pada Gambar 2.2.

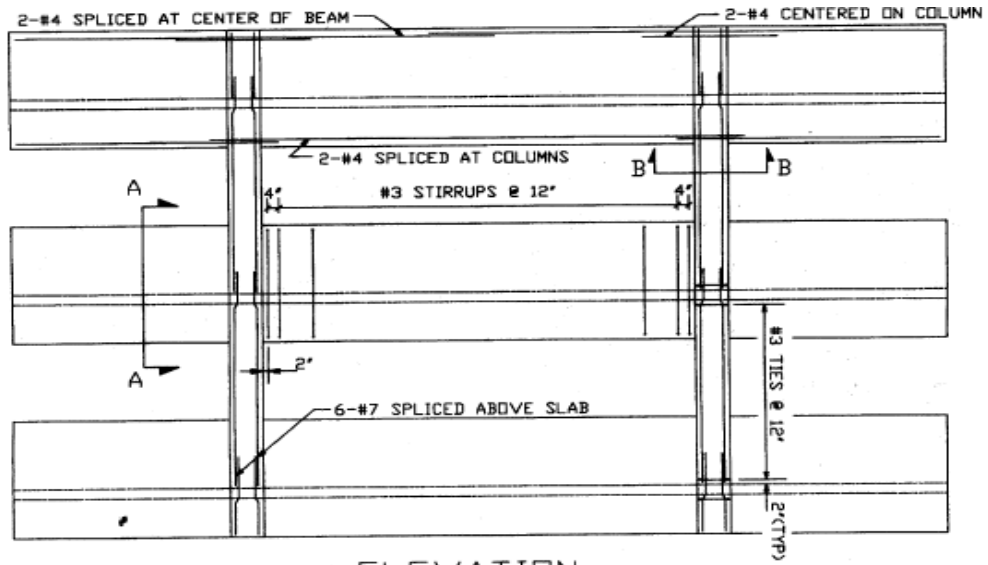
Setelah pengetesan kolom pada lantai pertama mengalami kerusakan berat dengan pengelupasan beton yang berat dan retak geser memperluas sepenuhnya melalui kolom. Lebar retak dalam kolom mencapai 0.5 in, ujung kolom mempunyai perpindahan permanen sebesar 3 in pada lantai pertama. Kolom lantai kedua mengalami kerusakan yang lebih ringan. Balok tidak mengalami kerusakan berat, retak menutup kembali saat beban dilepaskan. Kerusakan kolom lantai pertama bisa dilihat pada Gambar 2.3.

Model (benda uji) rangka beton bertulang dengan kerusakan berat pada kolom yang diperbaiki dengan cara membungkus kolom lama dengan kolom baru. Kerusakan terdiri dari kerusakan retak geser berat dan rompal pada kolom beton.

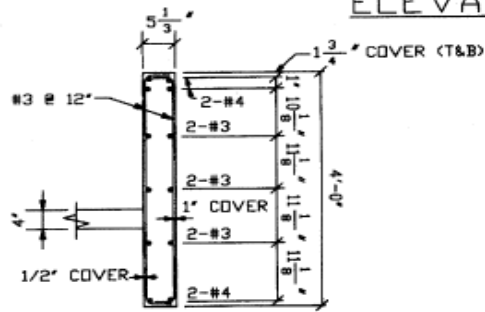


Gambar 2.1 Model Rangka Asli, Dua Bentang Antara Tingkat ke Tiga dan Lima dari Prototype Exterior Tujuh Lantai Rangka Pemikul Momen [Stoppenhagen et al , 1995].

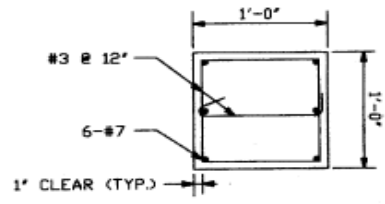
Untuk memperbaiki kerusakan pada kolom tersebut maka kolom baru direncanakan untuk meningkatkan kapasitas lateral dari rangka beton bertulang dan mengalihkan mode kegagalan dari kegagalan geser pada kolom menjadi kegagalan lentur pada balok. Metoda yang dipilih didesain untuk memperbaiki kolom dan meningkatkan kekuatan dari kolom untuk menahan beban gempa saat ini. Kolom yang rusak dibungkus dengan kolom baru yang berisi tulangan longitudinal dan geser. Dalam kasus ini, interaksi antara balok dan kolom baru sangat penting untuk mentransfer kegagalan ke balok. Balok dikasarkkan dengan palu beton elektrik untuk meningkatkan interaksi antara kolom beton yang baru dengan balok. Lubang dibor melalui balok sehingga tulangan geser kolom menerus melalui balok. Konsep perbaikan dapat dilihat pada Gambar 2.4. Semua desain mengacu kepada ACI 318-83. Selain untuk merancang portal untuk menahan beban lateral yang diperlukan peraturan saat ini, kolom dirancang untuk menahan beban lateral yang dihasilkan pada sendi plastis balok. Sesuai dengan persyaratan ACI untuk rangka beton bertulang daktail. Kekuatan kolom didesain 1.2 kali kekuatan balok.



ELEVATION

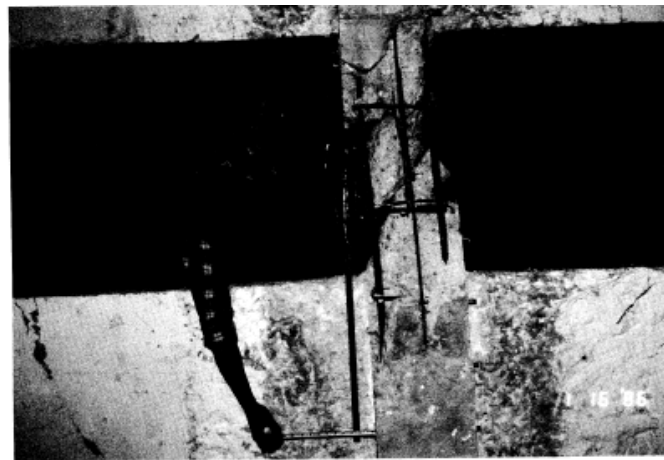


SECTION A-A

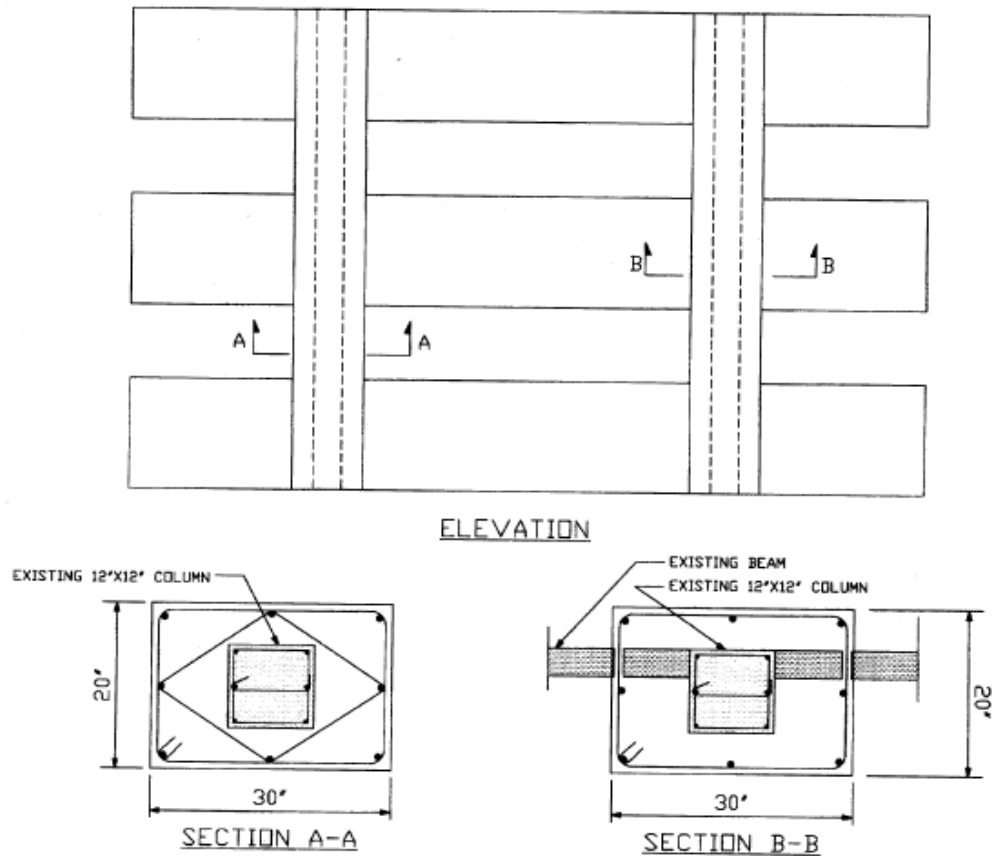


SECTION B-B

Gambar 2.2 Detail Penulangan dengan 2/3 Skala Model Rangka Asli [Stoppenhagen et al , 1995].



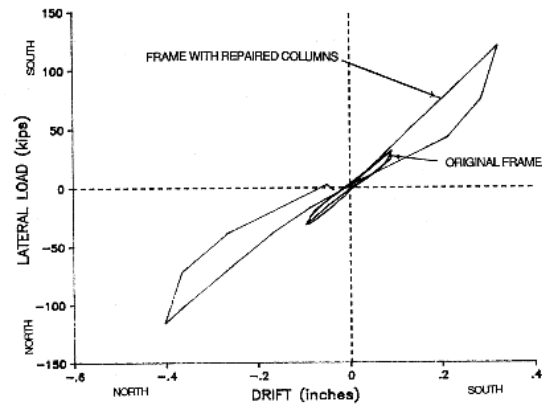
Gambar 2.3 Kerusakan pada Kolom Lantai Pertama [Stoppenhagen et al , 1995].



Gambar 2.4 Konsep Perbaikan untuk Kolom Eksisting yang Rusak
[Stoppenhagen et al , 1995].

Hasil uji rangka beton bertulang terhadap beban lateral siklik menghasilkan bahwa kolom berhasil diperbaiki, dan mekanisme kegagalan berhasil dialihkan dari kegagalan kolom akibat geser menjadi kegagalan lentur pada balok. Dari hasil uji menunjukkan bahwa kekuatan lateral rangka beton bertulang yang mengalami rusak berat tidak hanya berhasil dikembalikan namun meningkat untuk memenuhi kekuatan rencana yang dibutuhkan peraturan saat ini.

Kapasitas lateral portal perkuatan adalah sekitar limakali kapasitas lateral yang dihitung dari portal asli dan dua kali lebih besar dari beban lateral gempa UBC 1982. Kekakuan awal portal yang diperbaiki kurang lebih sama dengan kekakuan portal asli, meskipun kekakuan kolom secara teoritis meningkat lima kali.



Gambar 2.5 Beban VS Drift pada Rangka Utuh dan Rangka Perbaikan pada Siklus Drift yang Rendah [Stoppenhagen et al , 1995].

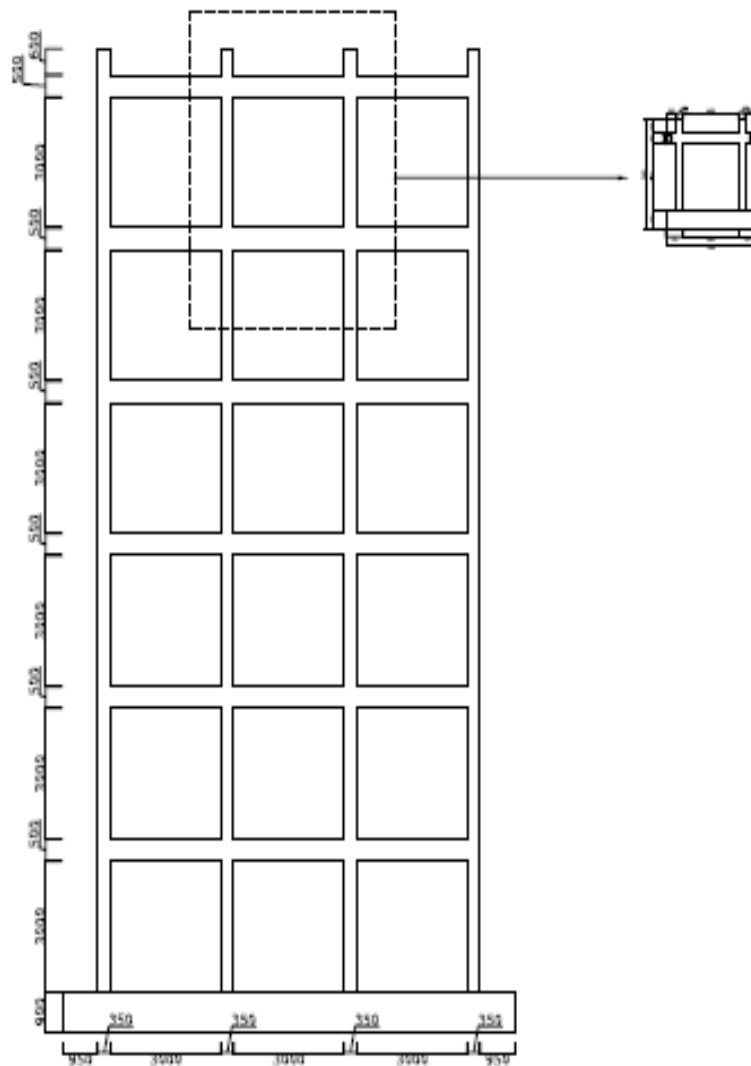
Hal ini setidaknya disebabkan oleh rusaknya ikatan tulangan longitudinal balok yang disebabkan oleh berbagai siklus beban dari tes sebelumnya pada model. Perbaikan ikatan tulangan longitudinal pada balok, dengan injeksi epoxy, mungkin akan memperbaiki kinerja dari struktur perbaikan Modifikasi terhadap detail penulangan dibuat untuk mempermudah pelaksanaan tidak mengurangi efektivitas dari detail tersebut. Pada pengamatan kapasitas lateral portal selama pengujian, tegangan pada tulangan longitudinal dan transversal dari kolom rendah, menunjukkan bahwa kolom berada jauh dibawah kapasitasnya. Lebar retak pada beban ini didukung pengamatan ini. Penulangan kolom didesain sesuai dengan ACI 318 berhasil memperkuat kolom untuk meningkatkan kapasitas dan kinerja dibawah beban siklik.

Pengamatan pola retak dan perubahan tegangan dalam tulangan transversal menunjukkan bahwa torsi karena lokasi eksentrik dari balok ke kolom perkuatan harus dipertimbangkan dalam desain. Pengamatan interaksi yang sangat bagus antara portal eksisting yang rusak dan beton kolom perbaikan sangat penting bagi keberhasilan metoda perbaikan. Semua indikasi menunjukkan bahwa seluruh bagian kolom berperilaku monolit. Interaksi memungkinkan transfer gaya antar lantai dan antara berbagai elemen portal. Interaksi mengalihkan mode kegagalan dari kegagalan geser pada kolom menjadi kegagalan lentur pada balok.

3. PROGRAM PENGUJIAN

Prototipe yang dipilih adalah bangunan beton bertulang dengan 3 bentang tipikal seperti yang disajikan pada Gambar 3.1. Prototipe didesain dengan peraturan beton

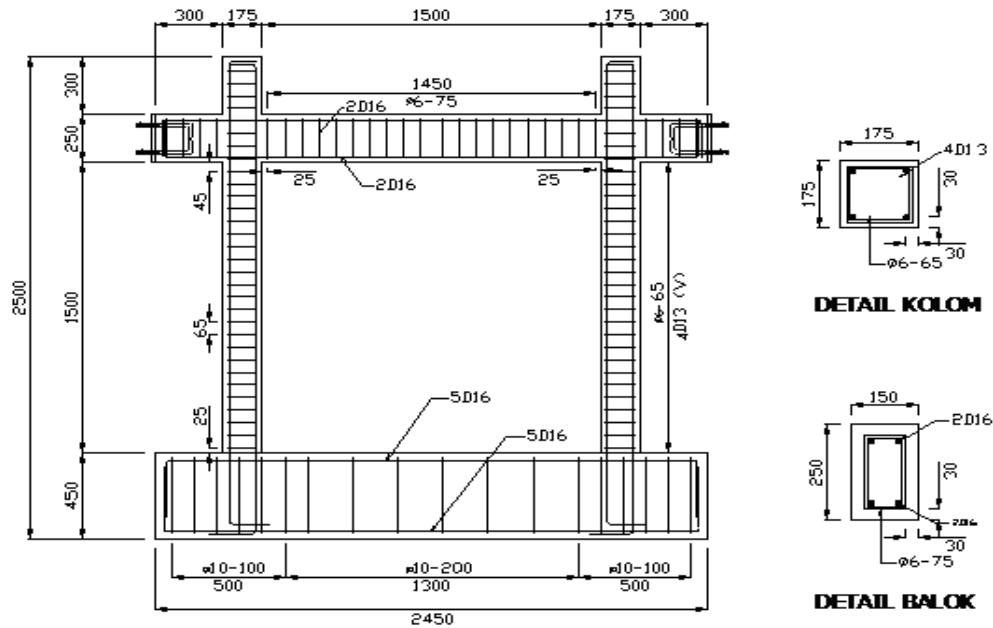
Indonesia yang memiliki korelasi dengan peraturan ACI 318-99 dengan detail penulangan mengacu pada kategori SRPMM. Benda uji yang diteliti merupakan portal satu bentang dengan lapis paling atas dari prototipe bangunan dan menggunakan faktor skala benda uji (model) setengah kali dari prototip. Pemilihan faktor skala didasarkan pada pertimbangan kemampuan pembebanan uji alat (*loading frame* dan *actuator*) dan luas area yang tersedia dilaboratorium. Pengujian dengan skala yang sama dengan penelitian ini telah dilakukan oleh beberapa peneliti seperti mehrabie et al. (1996), dan Ghassan Al-Chaar et al. (2002). Setiap benda uji (model) memiliki tinggi portal sebesar 1500 mm dengan tipikal bentang adalah 1500 mm atau memiliki aspek ratio (h/L) sebesar 1.



Gambar 3.1 Prototip dan model.

Tabel 3.1 Prototipe dan Model Portal Beton Bertulang.

Parameter	Prototip	Model
Tinggi Portal	3000 mm	1500 mm
Lebar Portal	3000 mm	1500 mm
Kolom		
Panjang	350 mm	175 mm
Lebar	350 mm	175 mm
Tulangan Longitudinal	4 D 26 ($\rho=1.73$	4D13 ($\rho=1.73$ %)
Tulangan sengkang	%) $\phi 12-130$ mm	$\phi 6-65$ mm
Balok		
Tinggi	500 mm	250 mm
Lebar	300 mm	150 mm
Tulangan Longitudinal	Atas : 2D32 ($\rho=1.072$ %)	Atas : 2D16 ($\rho=1.072$ %)
Tulangan sengkang	Bawah : 2D32 ($\rho=1.072$ %) $\phi 12-150$ mm	Bawah : 2D16 ($\rho=1.072$ %) $\phi 6-75$ mm

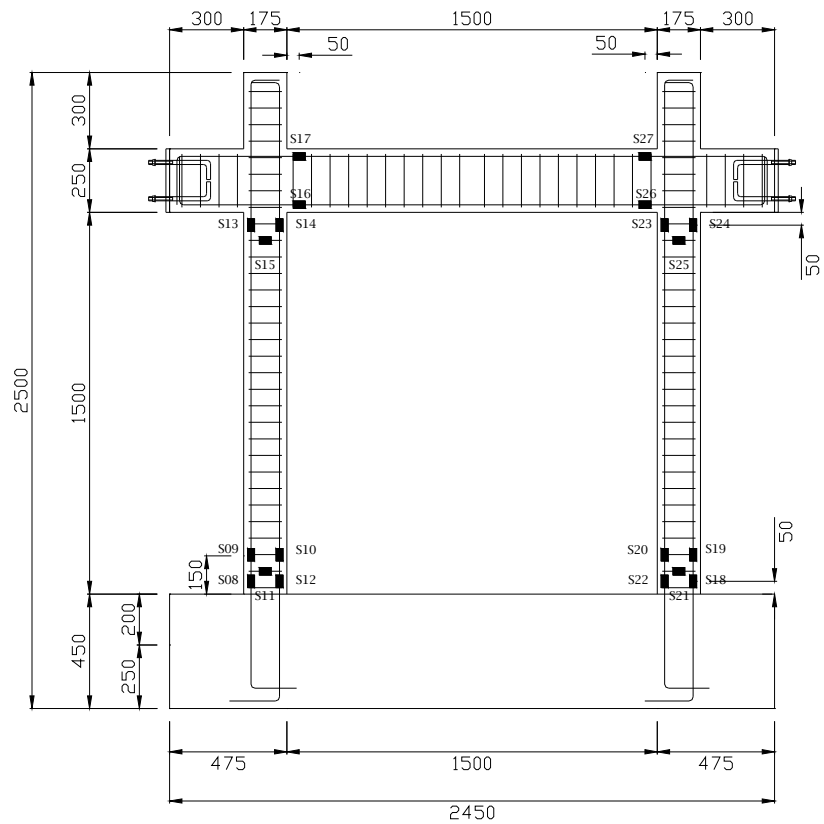


Gambar 3.2 Tipikal Penulangan Portal.

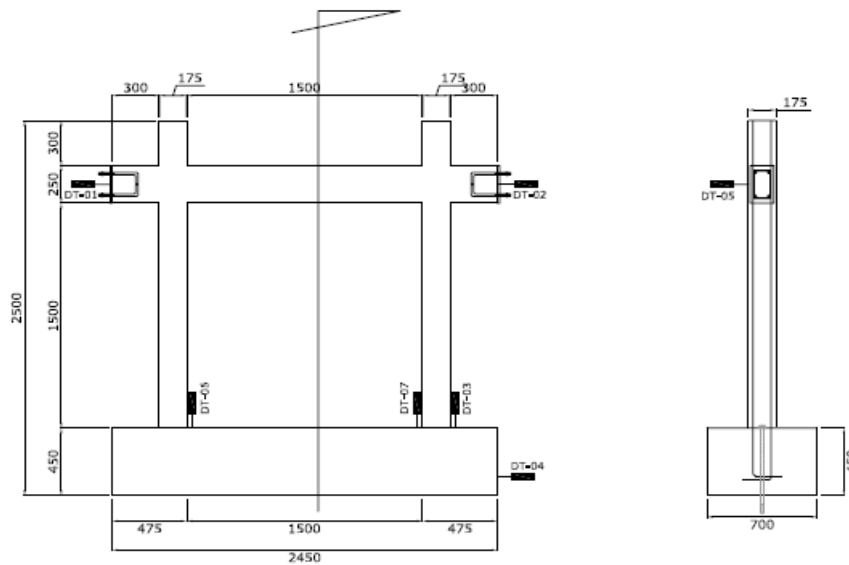
Pada penelitian ini strain gauges digunakan untuk mengukur regangan yang terjadi pada baja tulangan, baik baja tulangan lentur maupun geser. Lokasi pemasangan strain gauges dapat dilihat pada Gambar 3.2.

LVDT adalah alat yang digunakan untuk mengukur perpindahan yang terjadi pada bagian-bagian tertentu benda uji. LVDT digunakan untuk mengukur perpindahan yang terjadi. Lokasi Pemasangan LVDT dapat dilihat pada Gambar 3.3.

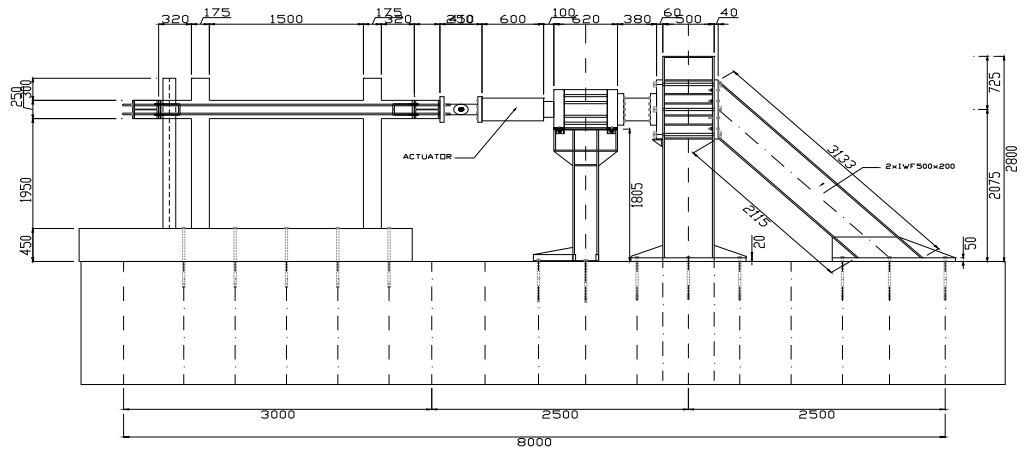
Setup pengujian dirancang sesuai dengan kondisi beban lateral di berikan oleh alat *servocontrolled hydraulic actuator* yang memiliki kapasitas 1000 KN dan stroke sebesar ± 100 mm, untuk mentransfer gaya tarikan pada benda uji portal arah yang berlawanan maka pada balok dipasang 4 *steel rod* yang kaku berdiameter 25 mm yang dihubungkan dengan profil rangka baja yang menjaga agar pembebanan *pseudo-static* terjadi hanya pada bidang portal (*in-plane*) . Setup pengujian dapat dilihat pada Gambar 3.5. Setup pengujian portal dilaboratorium dilihat pada Gambar 3.6.



Gambar 3.3 Lokasi Pemasangan Strain Gauges.



Gambar 3.4 Lokasi Pemasangan LVDT.

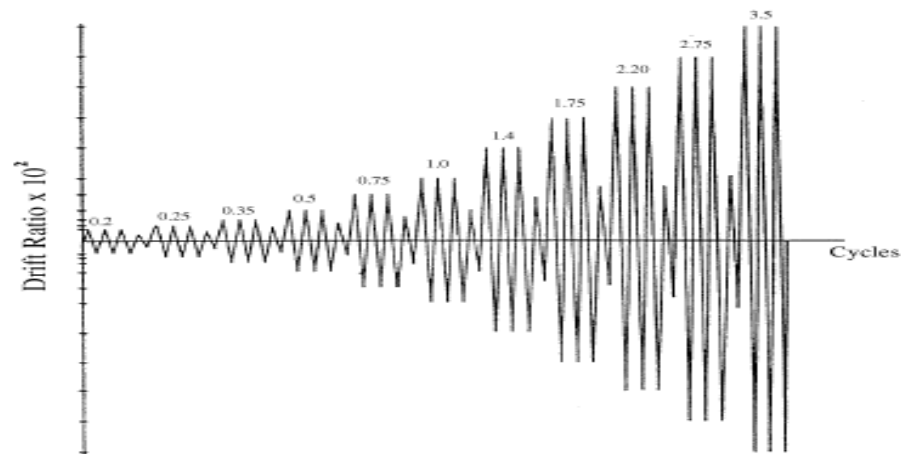


Gambar 3.5 Rencana Setup Pengujian Portal.



Gambar 3.6 Contoh Setup Pengujian Portal uji.

Beban siklik yang diaplikasikan pada specimen mengacu pada rekomendasi ACI 374.1-05. Rencana pembebanan siklik pada portal beton bertulang dapat dilihat pada Gambar 3.7.



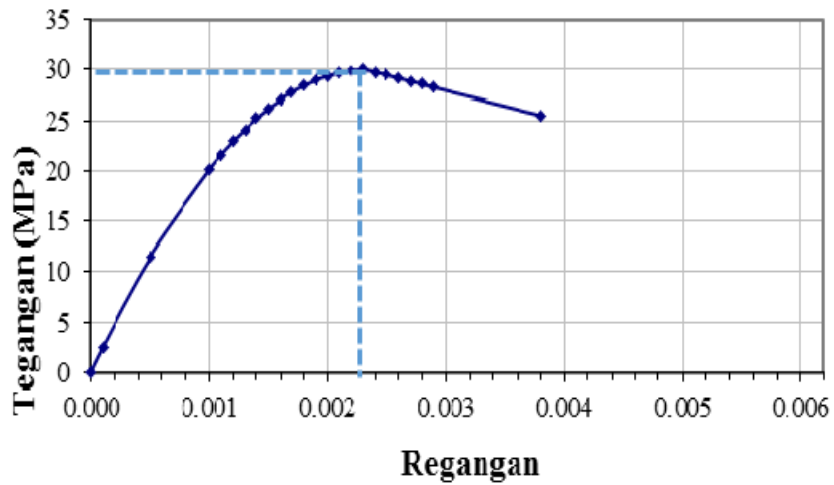
Gambar 3.7 Siklus Pembebanan [ACI 374.1,2005].

4. EVALUASI HASIL PENGUJIAN

4.1 Evaluasi hasil Pengujian Material.

Pada saat pengecoran beton dari campuran beton tersebut diambil untuk dibuat benda uji silinder ukuran diameter 15 cm dan tinggi 30 cm untuk pengujian kuat tekan beton. Nilai kuat tekan rata-rata beton yang didapatkan pada umur tes adalah sebesar 30 MPa. Berdasarkan model hubungan tidak terkekang digambarkan dengan menggunakan referensi Park & Paulay, hal.13 didapat grafik tegangan-regangan untuk beton mutu 30 Mpa. Pada saat tegangan maksimum 30 Mpa didapat regangan 0.0023. Grafik hubungan tegangan- regangan untuk beton dapat dilihat pada Gambar 4.1

Tulangan untuk portal beton bertulang digunakan 3 jenis diameter baja tulangan yaitu 6,13,16 mm. Tulangan kemudian dites tarik untuk memperoleh tegangan leleh dan tegangan putusnya. Rangkuman hasil pengujian disajikan pada Tabel 4.1. Berdasarkan rumus menegotto-pinto dengan bantuan program Xtract diperoleh hubungan tegangan-regangan baja tulangan seperti terlihat pada Gambar 4.2. Nilai tegangan-regangan, dan modulus elastisitas baja tulangan dapat dilihat pada Tabel 4.1.

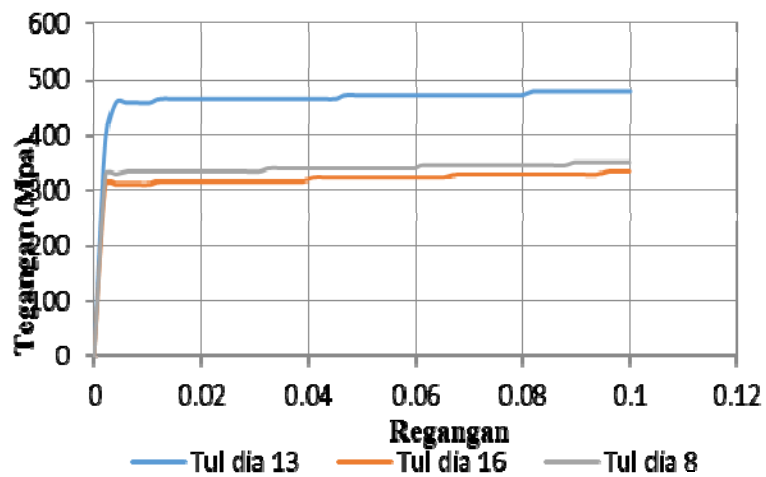


Gambar 4.1 Grafik Tegangan-Regangan Beton.

Tabel 4.1 Propertis Baja Tulangan.

Diameter Tulangan	Tegangan Leleh (Fy) (Mpa)	Tegangan putus (Fu) (Mpa)	Regangan Leleh	Modulus Elastisitas (Mpa)
D-16 Ulir	311.8	469.87	0.00217	143686.4
D13-Ulir	460	630	0.0039	117948.72
φ6-Polos	330	420	0.00217	152073.73

Dengan tegangan leleh yang besar akan membuat tegangan lekat antara baja tulangan dengan beton akan meningkat.



Gambar 4.2 Grafik Tegangan-Regangan Baja Tulangan.

4.2 Evaluasi Hasil pengujian Portal Terbuka terhadap Beban siklik

4.2.1 Perilaku Histeresis Benda Uji Portal Utuh Terhadap Beban lateral Siklik

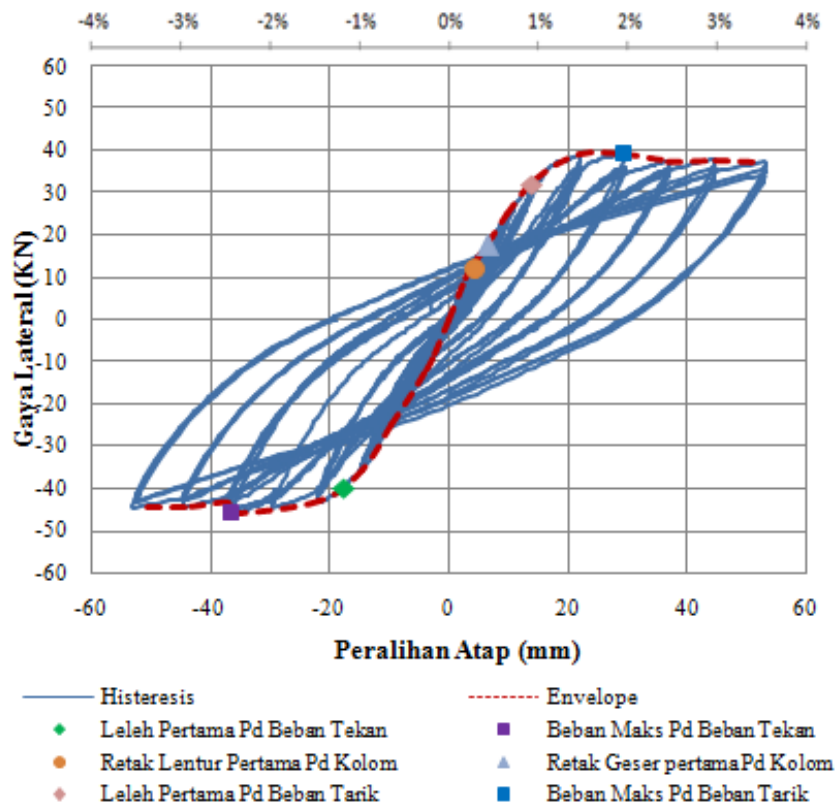
4.2.1.1 Perilaku Histeresis Benda Uji Portal Utuh Terhadap Beban lateral Siklik

Pengujian siklik pada portal utuh dilakukan sampai drift mencapai 3.5%. Tiga siklus penuh diterapkan pada setiap rasio drift. Gambar 4.3 memperlihatkan hasil pengujian siklik yang dilakukan pada portal utuh, berupa kurva histeresis dengan beban pada sumbu axisnya dan peralihan atap pada sumbu ordinatnya.

Pada pengamatan saat pengujian diperoleh pola retak lentur pertama yang terjadi pada kolom bagian atas yaitu pada level beban 12 KN arah pembebanan tarik dan perpindahan lateral sebesar 4.5 mm atau rasio drift sebesar 0.3 % (Gambar 4.4a). Sedangkan pola retak geser pertama pada kolom khususnya pada daerah beam-column joint terjadi pada level pembebanan arah tarik pada level beban 17.5 KN dan perpindahan lateral 6.75 mm atau rasio drift 0.45 % (Gambar 4.4b). Seiring dengan peningkatan beban kemudian terbentuk retakan-retakan baru pada kolom khususnya pada kolom bagian atas dan bawah. Pada rasio drift 2.5 % pola retak mulai membesar, hal ini juga terlihat dari semakin menggemuknya bentuk kurva.

Berdasarkan kurva histeresis portal utuh (Gambar 4.3) diperoleh portal utuh mengalami leleh pertama kali saat level gaya lateral -40 KN pada arah pembebanan tekan dengan peralihan atap -17.5 mm atau rasio drift -1.17 %, sedangkan untuk arah pembebanan tarik leleh pertama kali saat level gaya lateral 33.42 KN dengan perpindahan lateral 14.55 mm atau rasio drift 0.97%. Gaya lateral maksimum yang terjadi pada arah pembebanan tarik sebesar 39.04 KN dan peralihan atap sebesar 29.43 mm atau rasio drift 1.96%, sedangkan pada arah pembebanan tekan sebesar -46.123 KN dan peralihan atap -36.24 mm atau rasio drift -2.4% . Pengujian berlanjut dengan penambahan rasio drift secara bertahap sampai drift rasio 3.5%. Kurva histeresis secara keseluruhan yang diperoleh, memperlihatkan gambaran perilaku yang baik karena tidak terjadi penurunan kekakuan dan kekuatan yang drastis.

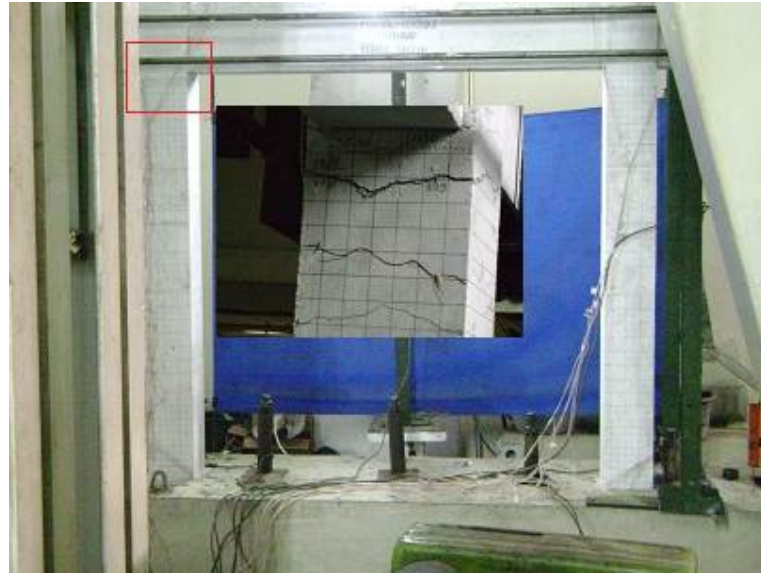
Rangkuman kondisi penting benda uji dapat dilihat pada Gambar 4.3 dan Tabel 4.2.



Gambar 4.3 Kurva Histeresis Portal Utuh.

Tabel 4.2 Rangkuman Kondisi Umum Benda Uji Portal Utuh.

Kondisi Benda Uji	Beban KN	Perpindahan/Drift mm/%
Retak Lentur Pertama pada kolom	12	4.5/0.3%
Retak Geser Pertama pada Kolom	17.5	6.75/0.45%
Leleh Pertama pada Arah Beban Tekan	-40	-17.5/-1.17%
Leleh Pertama pada Arah Beban Tarik	33.42	14.55/0.97%
Beban Maksimum pada Arah Beban Tekan	-46.123	-36.24/-2.5%
Beban Maksimum pada Arah Beban Tarik	39.04	29.43/1.96%



(a) Retak Lentur Pertama



(b) Retak Geser Pertama

Gambar 4.4 Retak Pertama pada Portal Utuh.

4.2.1.2 Perilaku Histeresis Benda Uji Portal Perbaikan Terhadap Beban lateral Siklik

Pengujian siklik pada portal perbaikan dilakukan sampai drift mencapai 3.5%. Tiga siklus penuh diterapkan pada setiap rasio drift. Gambar 4.5 memperlihatkan hasil pengujian siklik yang dilakukan pada portal perbaikan, berupa kurva histeresis dengan beban pada sumbu axisnya dan peralihan atap pada sumbu ordinatnya.

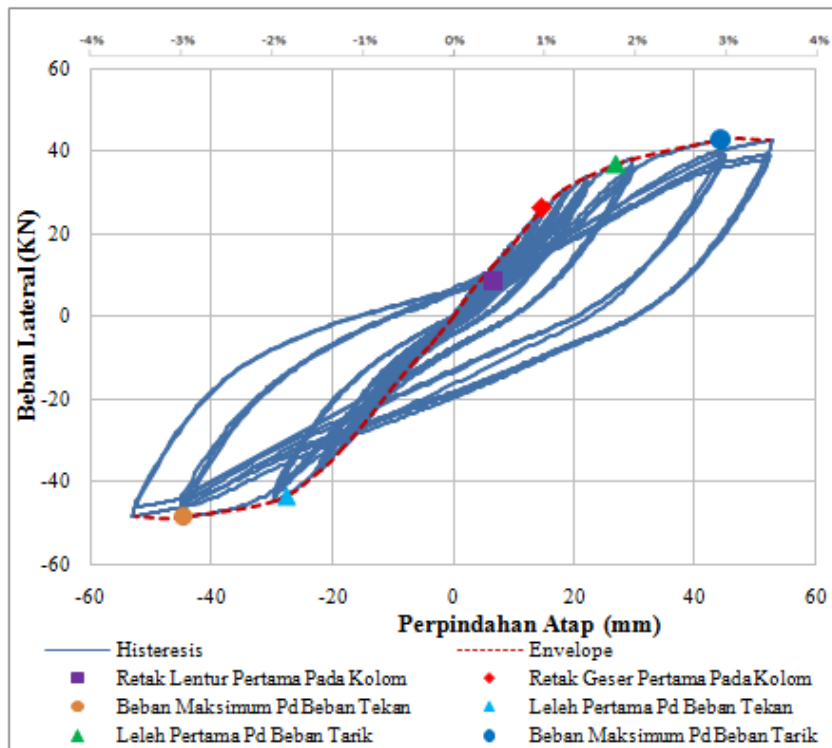
Pada pengamatan saat pengujian diperoleh pola retak lentur pertama yang terjadi pada kolom yaitu pada level beban 8.4 KN arah pembebanan tarik dan perpindahan lateral sebesar 6.65 mm atau rasio drift sebesar 0.45 % (Gambar 4.6a). Sedangkan pola retak geser pertama pada kolom khususnya pada daerah beam-column joint terjadi pada level pembebanan arah tarik pada level beban 26.15 KN dan perpindahan lateral 14.72 mm atau rasio drift 1 % (Gambar 4.6b). Seiring dengan peningkatan beban kemudian terbentuk retakan-retakan baru pada kolom khususnya pada kolom bagian atas dan bawah. Pada rasio drift 2.5 % pola retak mulai membesar, hal ini juga terlihat dari semakin menggemuknya bentuk kurva.

Berdasarkan kurva histeresis portal perbaikan (Gambar 4.6) diperoleh portal perbaikan mengalami leleh pertama kali saat level beban 37 KN pada arah pembebanan tarik dengan perpindahan lateral 27 mm atau rasio drift 1.8%, sedangkan untuk arah pembebanan tekan leleh pertama kali saat level beban -43.5 KN dengan perpindahan lateral -27.5 mm atau rasio drift -1.83%. Beban maksimum yang terjadi pada arah pembebanan tarik sebesar 42.807 KN dan perpindahan lateral sebesar 44.3 mm atau rasio drift 2.95%, sedangkan pada arah pembebanan tekan sebesar -48.64 KN dan perpindahan lateral -44.56 mm atau rasio drift -2.97% . Pengujian berlanjut dengan penambahan rasio drift secara bertahap sampai drift rasio 3.5%. Kurva histeresis secara keseluruhan yang diperoleh, memperlihatkan gambaran perilaku yang baik karena tidak terjadi penurunan kekakuan dan kekuatan yang drastis.

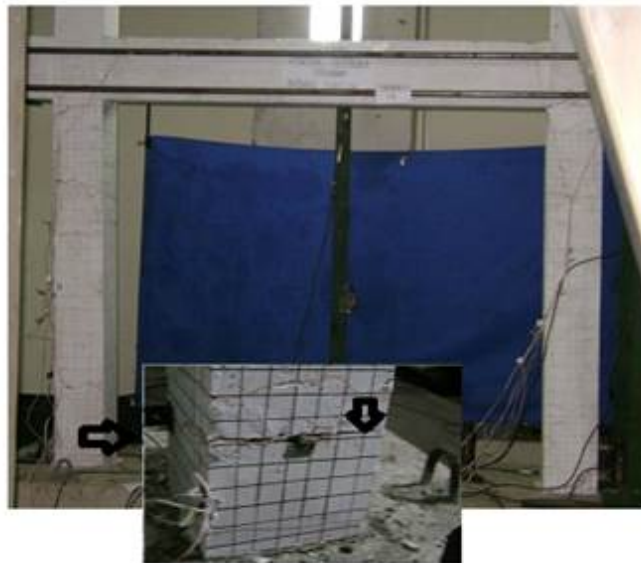
Rangkuman kondisi penting benda uji dapat dilihat pada Tabel 4.3 dan Gambar 4.5.

Tabel 4.3 Rangkuman Kondisi Umum Benda Uji Portal Perbaikan.

Kondisi Benda Uji	Beban KN	Perpindahan/Drift mm/%
Retak Lentur Pertama pada kolom	8.4	6.65/0.45%
Retak Geser Pertama pada Kolom	26.15	14.72/0.98%
Leleh Pertama pada Arah Beban Tekan	-43.5	-27.5/-1.5%
Leleh Pertama pada Arah Beban Tarik	37	27/1.8%
Beban Maksimum pada Arah Beban Tekan	-48.64	-44.56/-2.97%
Beban Maksimum pada Arah Beban Tarik	42.81	44.3/2.95%

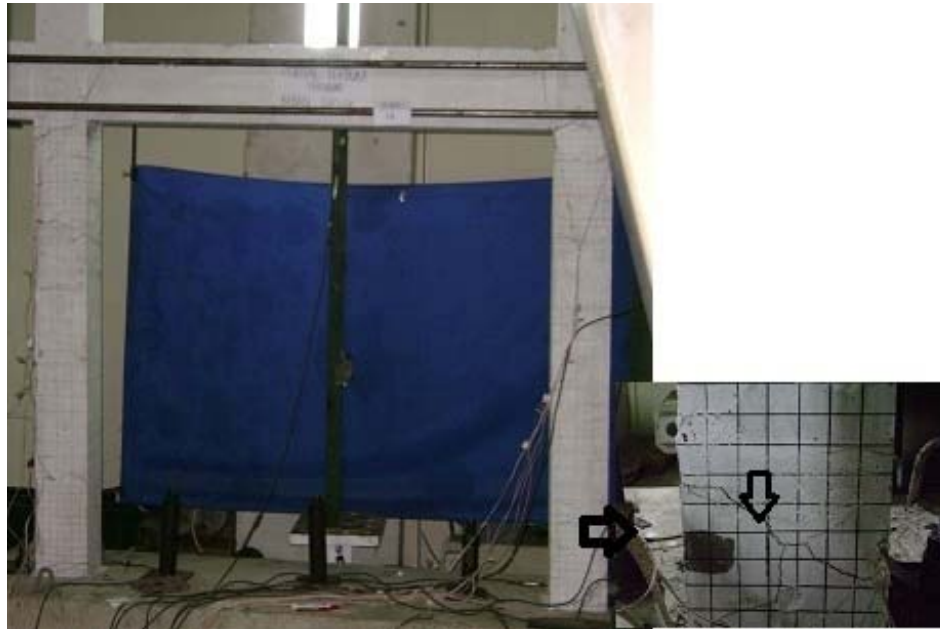


Gambar 4.5 Kurva Histeresis Beban Terhadap Perpindahan Lateral Portal Perbaikan.



(a) Retak Lentur Pertama.

Gambar 4.6 Retak Pertama pada Portal Perbaikan.



(b) Retak Geser Pertama.

Gambar 4.6 Retak Pertama pada Portal Perbaikan (lanjutan).

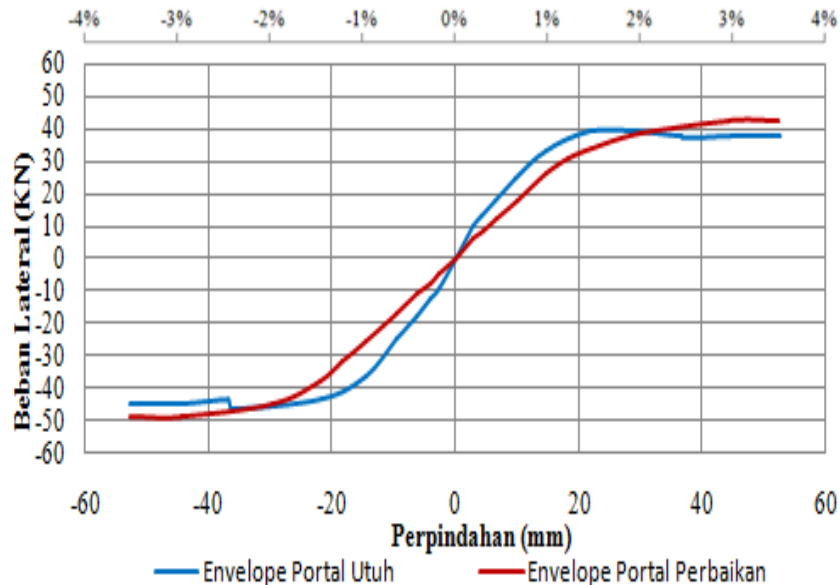
4.2.2 Perbandingan Kurva Envelop Portal Beton Bertulang

Berdasarkan kurva histeresis yang diperoleh dari hasil eksperimental dapat dibentuk kurva envelop untuk menggambarkan pembebanan monotonik dari Benda uji Portal terbuka tersebut yang dapat dilihat pada Gambar 4.7.

Berdasarkan kurva envelop dari hasil pengujian portal utuh dan portal perbaikan, maka diperoleh:

1. Portal perbaikan memiliki kapasitas lateral maksimum lebih tinggi 5.5 % dibanding portal utuh. Hal ini enunjukkan bahwa kapasitas lateral portal utuh dan portal perbaikan relatif sama.
2. Kekakuan portal utuh untuk level drift dibawah 2% lebih besar dibanding portal perbaikan. Hal ini terlihat pada level beban tertentu drift yang dicapai oleh portal utuh memiliki drift lebih kecil dibandingkan portal perbaikan. Pada drift diatas 2 % terjadi sebaliknya. Hal ini disebabkan efek perbaikan struktur mulai bekerja.
3. Portal utuh dan portal perbaikan mengalami pelelehan tulangan pada level beban yang relatif sama, tetapi portal perbaikan mengalami perpindahan lateral / drift yang lebih besar dibandingkan dengan portal utuh.

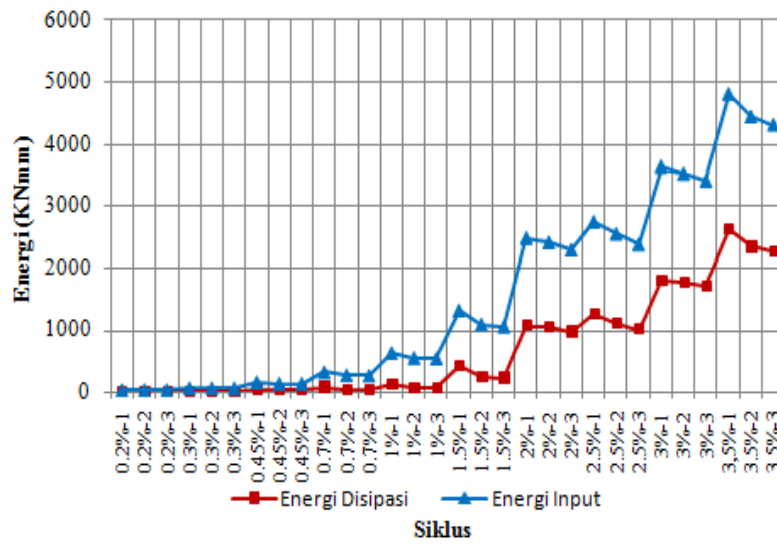
4. Baik pada portal utuh maupun portal perbaikan, saat level beban gempa maksimum dengan perpindahan lateral/drift maksimum tetap bisa mempertahankan kekuatannya.



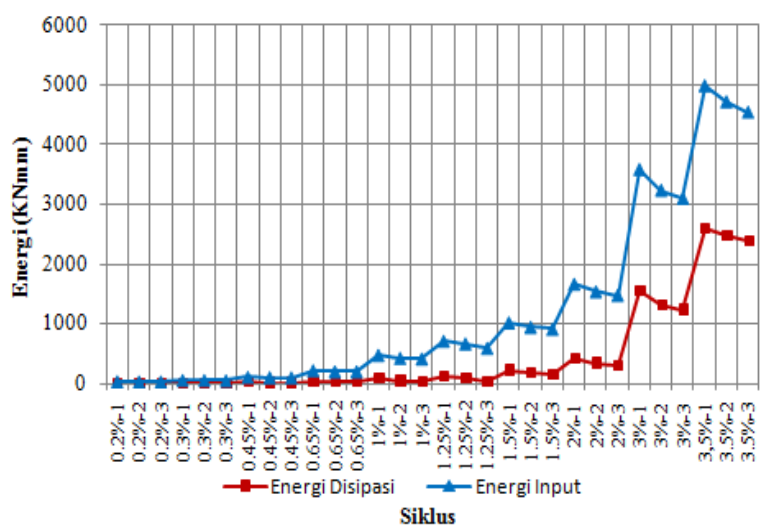
Gambar 4.7 Kurva Envelop Portal Utuh dan Portal Perbaikan.

4.2.3 Disipasi Energi

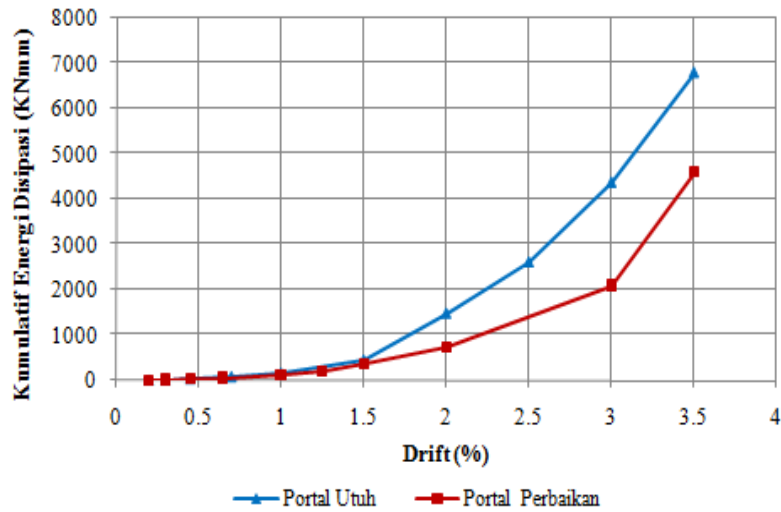
Grafik energi disipasi dan energi input setiap siklus pembebanan disajikan pada Gambar 4.8 dan 4.9. Grafik perbandingan energi disipasi portal utuh dan portal perbaikan disajikan pada gambar 4.10. Pada Gambar 4.8 dan 4.9 terlihat pada setiap spesimen baik energi disipasi portal utuh maupun portal perbaikan cenderung meningkat setiap adanya peningkatan level drift, tetapi untuk setiap siklus pengulangan pada setiap level drift yang sama besarnya energi disipasi cenderung menurun. Hal ini disebabkan karena perkembangan retak pada level drift yang sama relatif konstan (tidak terbentuk retak baru yang signifikan) atau hanya terjadi pelebaran retak pada lokasi yang sama. Berdasarkan Gambar 4.10 disipasi energi yang terjadi pada portal utuh lebih stabil dibandingkan dengan portal perbaikan. Hal ini terlihat dari besarnya energi disipasi kumulatif pada portal utuh lebih besar daripada portal perbaikan. Total energi disipasi kumulatif portal utuh sebesar 6794.22 KNmm pada pembebanan mencapai drift 3.5% siklus ke 3, sedangkan pada portal perbaikan total energi disipasi kumulatif sebesar 4587.99 KNmm pada pembebanan mencapai drift 3.5% siklus ke 3.



Gambar 4.8 Perbandingan Energi Input dan Energi Disipasi pada Portal Utuh.

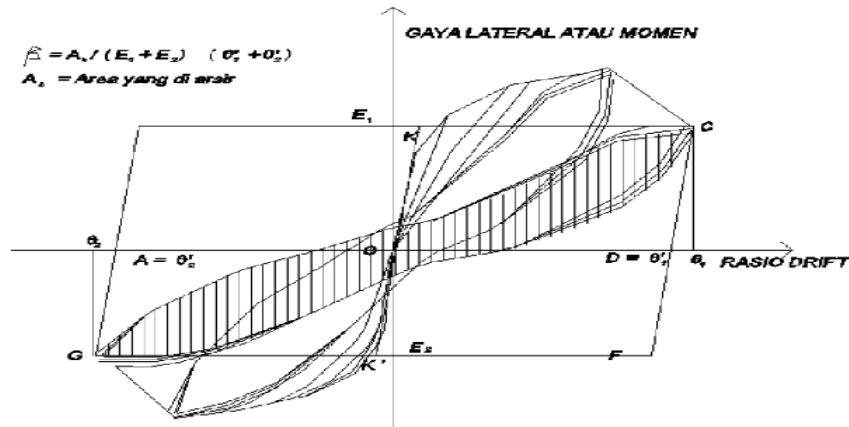


Gambar 4.9 Perbandingan Energi Input dan Energi Disipasi Pada Portal Perbaikan.



Gambar 4.10 Perbandingan Energi Disipasi Portal Utuh dan Portal Perbaikan.

Untuk melihat kestabilan sistem struktur pada level perpindahan maksimum, ACI 374.1-05 mensyaratkan rasio energi disipasi relatif pada siklus terakhir pada pembebanan siklik tidak boleh kurang dari 1/8 (0,125). Gambaran umum mengenai rasio energi disipasi relatif dapat dilihat pada Gambar 4.11.



Gambar 4.11 Definisi Rasio Energi Disipasi Relatif [ACI 374.1,2005].

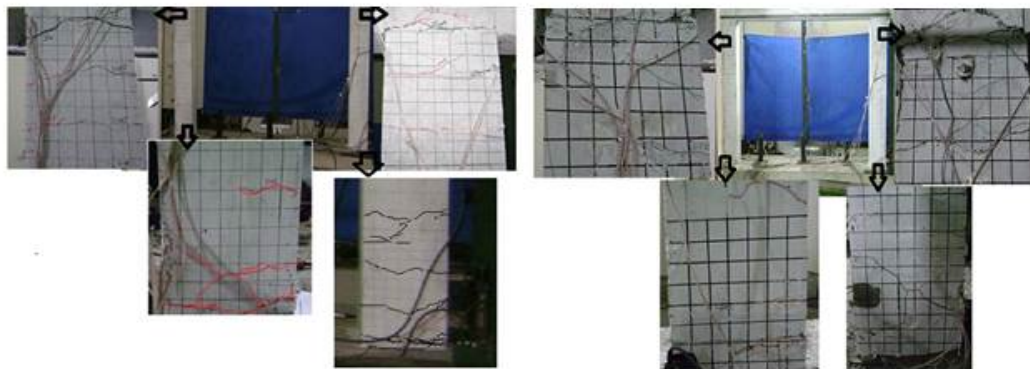
Rasio energi disipasi relatif β didefinisikan sebagai perbandingan luas daerah yang diarsir terhadap luas daerah ABCD dan DFGA. Nilai rasio energi disipasi relatif disajikan pada tabel 4.4.

Tabel 4.4 Rasio Energi Disipasi Relatif.

Spesimen	Luas Daerah yang diarsir kN-mm	Luas daerah dibatasi oleh ABCD dan DFGA kN-mm	Rasio Energi disipasi relatif β
Portal Utuh	2447.541	5994.53	0.41
Portal Perbaikan	2620.85	5325.378	0.45

Mengacu pada hasil pengujian yang telah dilakukan, rasio energi disipasi relatif β pada model portal terbuka lebih besar dari $1/8(0.125)$, sehingga masih memenuhi kriteria yang disyaratkan ACI 374.1-05 atau dengan kata lain struktur masih memiliki kemampuan untuk menjaga stabilitasnya sebelum runtuh.

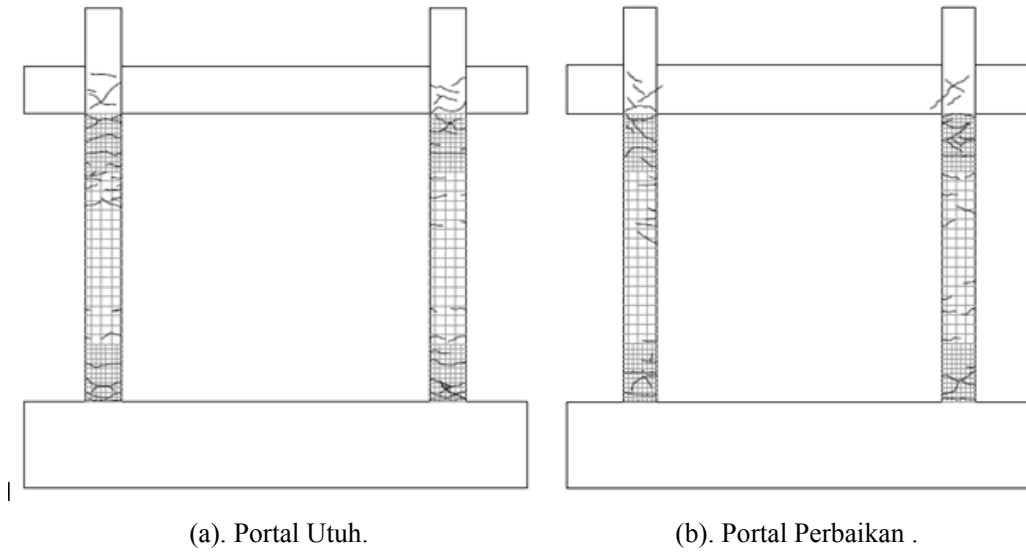
Disipasi energi umumnya terlihat dalam bentuk kerusakan dan keretakan pada elemen struktur. Pola Peretakan yang terjadi disajikan pada gambar 4.12. Berdasarkan pengamatan saat pengujian diperoleh pola retak yang terjadi pada portal utuh maupun portal perbaikan akibat beban siklik menunjukkan pola retak yang relatif sama. Retak pertama baik pada portal merupakan retak lentur yang sebagian besar terjadi pada kolom bagian atas dan bawah (tumpuan) dan sambungan balok dan kolom, serta disusul dengan retak geser. Berdasarkan pengamatan visual lebar retak yang terjadi pada portal terbuka kurang dari 0.3 cm, dan terjadi rompal pada daerah sendiplastis. Sketsa pola keruntuhan akhir disajikan pada gambar 4.13.



(a). Portal Utuh.

(b) Portal Perbaikan.

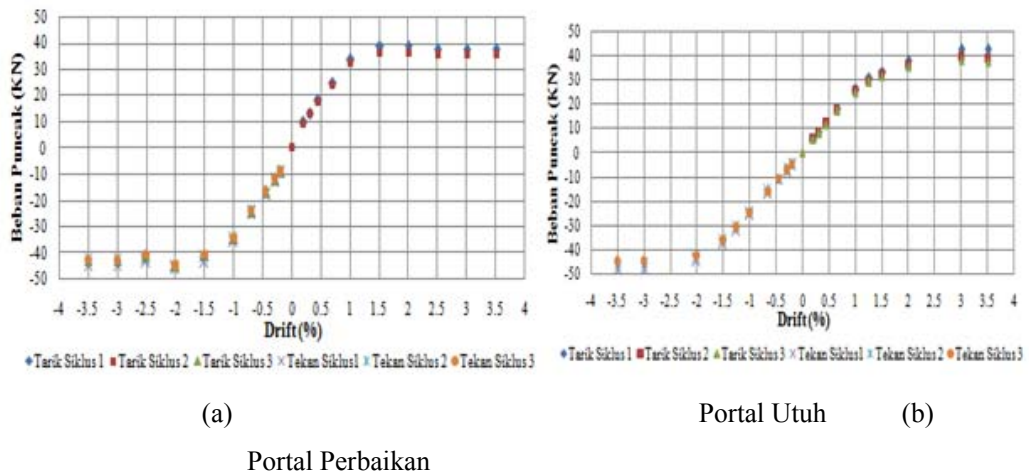
Gambar 4.12 Gambar Pola Retak Akhir.



Gambar 4.13 Sketsa Pola Retak Akhir.

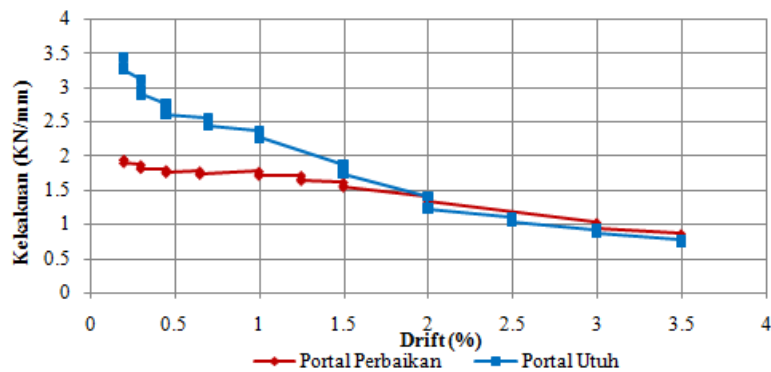
4.2.4 Kekuatan dan Kekakuan

Penurunan kekuatan pada portal utuh terlihat dari penurunan beban puncak dalam setiap drift setiap siklus pengujian, hal ini bisa dilihat pada gambar 4.14.



(a) Portal Perbaikan (b) Portal Utuh

Gambar 4.14 Grafik Penurunan Beban Puncak.



Gambar 4.15 Kekakuan Struktur Portal.

Berdasarkan Gambar 4.15 Spesimen yang digunakan dalam penelitian mengalami penurunan kekakuan akibat pembebanan siklik. Penurunan kekakuan mengakibatkan penurunan kemampuan struktur dalam menahan beban. Seiring dengan banyaknya siklus pembebanan, penurunan kekakuan juga akan semakin terlihat. Berdasarkan gambar 4.15 pada awal drift yaitu drift 0.2 % terlihat kekakuan struktur portal perbaikan memiliki kekakuan yang lebih rendah \pm 44% dari portal utuh. Mulai drift \pm 2 % kekakuan portal perbaikan relatif sama dengan portal utuh.

4.2.5 Daktilitas

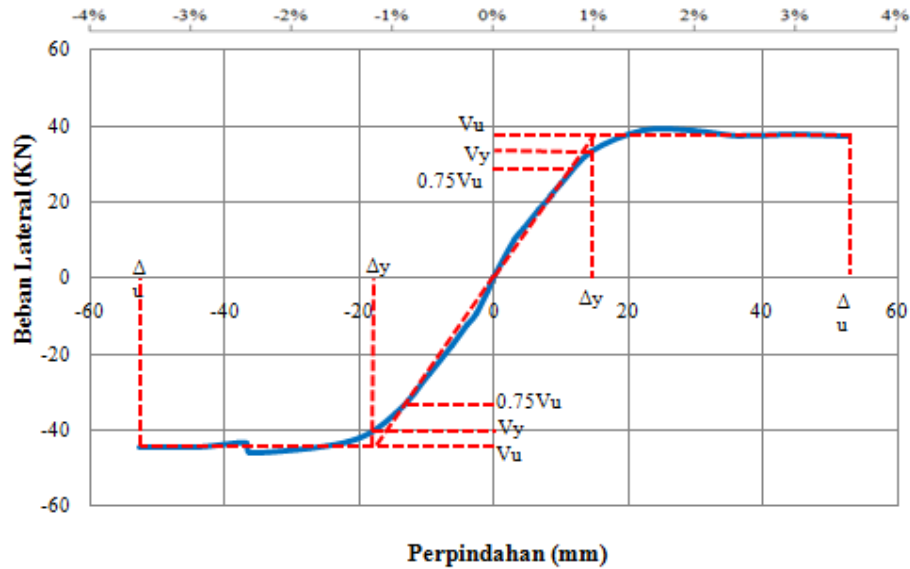
Berdasarkan FEMA 356 tabel 6.6 nilai maksimum untuk daktilitas perpindahan yaitu:

- (1) *Low ductility demand* : $\mu < 2$
- (2) *Moderate ductility demand* : $\mu = 2 - 4$
- (3) *High Ductility demand* : $\mu > 4$

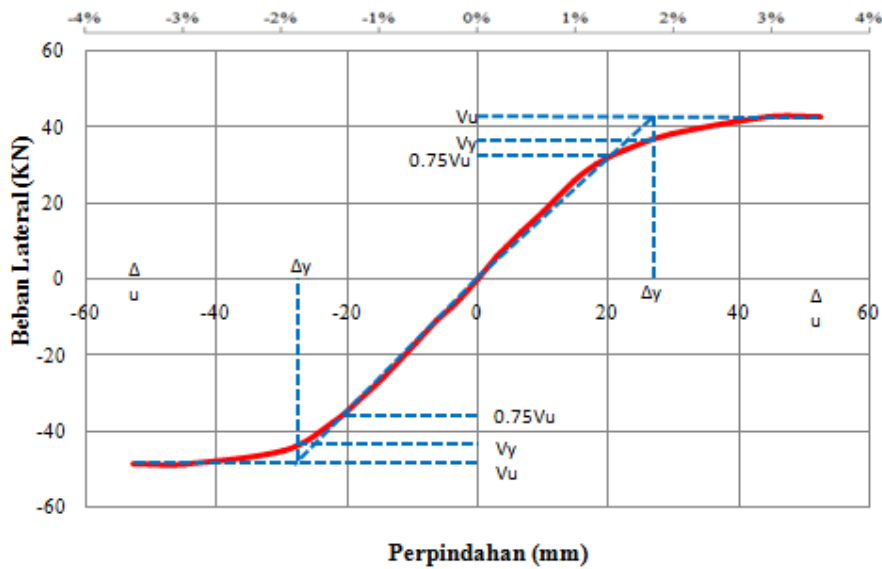
Tabel 4.5 Daktilitas Model Pengujian

Spesimen	Arah Beban	Beban Saat Leleh	Peralihan Saat kondisi Maksimum	Peralihan saat leleh tulangan	Daktilitas	Daktilitas Rata-rata
		V_y (KN)	Δu (mm)	Δy (mm)	$\Delta u / \Delta y$	$\Delta u / \Delta y$
Portal Utuh	Tarik	33.42	52.61	14.55	3.75	3.38
	Tekan	40	52.69	17.5	3.01	
Portal Perbaikan	Tarik	37	52.34	27	1.94	1.95
	Tekan	43	52.69	27	1.95	

Berdasarkan Tabel 4.5 Daktilitas portal utuh lebih tinggi dibanding portal perbaikan. Makin tinggi nilai μ yang dimiliki struktur, makin rendah pula nilai beban gempa yang menyebabkan pelelehan pertama.



(a)



(b)

Gambar 4.16 (a) Kurva Envelop Portal Utuh, (b) Kurva Envelop Portal Perbaikan.

5. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil pengujian, portal perbaikan memiliki kapasitas lateral yang relatif sama dengan portal utuh. Portal utuh dan portal perbaikan mengalami pelelehan tulangan pada level beban yang relatif sama, tetapi portal perbaikan mengalami perpindahan lateral / drift yang lebih besar dibandingkan dengan portal utuh. Besarnya energi disipasi kumulatif pada portal utuh lebih besar daripada portal perbaikan. Daktilitas portal utuh lebih tinggi dibanding portal perbaikan. Berdasarkan hal tersebut dapat dilihat bahwa portal utuh tetap memberikan kinerja yang lebih baik dari portal perbaikan.

UCAPAN TERIMA KASIH

Ucapan terima kasih juga diberikan pada pihak-pihak yang telah banyak membantu penulis dalam menyelesaikan jurnal ini, terutama kepada Bapak Iswandi Imran selaku pembimbing, seluruh staff dan teknisi Laboratorium Struktur dan Bahan, Teknik Sipil ITB serta teknisi Laboratorium Mekanika Struktur PAU ITB, atas segala bantuan dan fasilitas yang diberikan selama penulis melaksanakan penelitian.

DAFTAR PUSTAKA

1. Al-Chaar, G., Issa, M., Sweeney, S. (2002). "Behaviour of Masonry-Infilled Nonductile Reinforced Concrete Frames", *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 128(8), 1055-1063.
2. American Society for Testing and Materials. (1997). "Standard Test Method and Definitions for Mechanical Testing of Steel Product", ASTM A 370-97, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
3. American Society for Testing and Materials. (1994). "Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens", Volume 04.02, ASTM C 39, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
4. American Concrete Institute. (2005). "Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary", ACI 374.1, American Concrete Institute.
5. Aryanto, A. (2008). "Kinerja portal beton bertulang dengan dinding Pengisi bata ringan terhadap beban gempa".
6. Federal Emergency management Agency. (2000). "Prestandard and commentary for The Seismic Rehabilitation Of Buildings", FEMA 356.
7. Ghobarah, A. (2004). "On Drift Limits Associated with Drift Level", *Proceeding of The International Workshop-The Pacific Eartquake Engineering Research Center*.

8. Guner, S., dan Vecchio, F.J. (2010). "Pushover Analysis of Shear-Critical Frames: Verification and Application". ACI Structural Journal, Vol 107, No. 1. S-07.
9. Imran, I., Hoedajanto, D., dan Suharwanto. (2005). "Lessons from Aceh Earthquake; Performance Study of Office Building in Banda Aceh", Proceedings of HAKI Conference, Conference of Earthquake & Tsunami, Jakarta.
10. Imran, I., Suarjana, M., Hoedajanto, D., Soemardi, B., Abduh, M. (2006). "Lessons from Yogyakarta Earthquake; Performance Study of Office Building", HAKI Journal, Vol. 7, No.1, pp. 1-13.
11. Imran, I., Ismail, F., Sumiartha, P., Nawir, H. (2007). "The 6 March 2007 West Sumatra Earthquake: Lessons Learned and recommendations", International Workshop on Earthquake Engineering and Tsunami, Padang. July 2007.
12. Mehrabi, A. B., Shing, P. B., Schuller, M., and Noland, J. (1996). "Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames." J. Struct. Eng. ASCE, 122(3), 228–237.
13. Paulay, T and Priestley, M.J.N. (1992). "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building", J. Wiley and Sons, NY, 744 pp.
14. Park, R dan Paulay, T. (1975). "Reinforced concrete Structures", John Wiley, Canada.
15. Standar Nasional Indonesia. (2000). "Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung", SNI-03-2847-2002, Standar Nasional Indonesia.
16. Standar Nasional Indonesia. (2002). "Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung", SNI 03-2847-2002, Standar Nasional Indonesia.
17. Stoppenhagen, D.R., Jirsa, J.O., and Wyllie, L.A. (1995). "Seismic Repair and Strengthening of Severely Damaged Concrete Frame." ACI Structural Journal, Vol 92, No. 2. S-17.
18. Vecchio, F.J, dan Emara, M.B. (1992). "Shear Deformations in Reinforced Concrete Frames." ACI Structural Journal.

PENGARUH GETARAN PADA STRUKTUR BANGUNAN SATU TINGKAT AKIBAT GERAKAN MANUSIA

Dwi Catra Rimaza¹, Daud Rachmat Wiyono²

Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Kristen Maranatha,
hwiesiong@gmail.com

ABSTRAK

Kriteria-kriteria yang harus diperhatikan dalam perencanaan suatu bangunan diantaranya adalah kekakuan, kekuatan, kestabilan, kelenturan dan keekonomisan. Ada satu kriteria yang seringkali terlupakan dalam perencanaan suatu bangunan, yaitu masalah getaran yang sangat berdampak terhadap kenyamanan penghuni bangunan itu sendiri. Analisis getaran dilakukan pada beberapa tipe pelat, balok induk, dan kolom dengan variasi pada ukuran dimensi. Pembahasan hanya dilakukan terhadap bangunan kantor, pusat perbelanjaan, dan tempat ibadah. Berbagai macam standar untuk kenyamanan manusia telah ada sejak bertahun-tahun lamanya, termasuk sejarah singkat perkembangan standar umum yang digunakan di Amerika Serikat dan Eropa. Batasan puncak percepatan untuk bangunan kantor, pusat perbelanjaan dan tempat ibadah berdasarkan panduan *Steel Design Guide 11th Series "Floor Vibration due to Human Activity"* adalah 0,5 %; 1,5 %; dan 0,5 %. Analisis dilakukan berdasarkan panduan *Steel Design Guide 11th Series "Floor Vibration due to Human Activity"* di mana standar ini juga didasari oleh ISO 2631/1-1985 dan ISO 2631/2-1989 dan dengan bantuan program ETABS V9.5. Melalui program ini akan diperoleh periode getar dan berat struktur dari pemodelan bangunan yang dibuat. Disini diketahui dimensi minimum dari ketebalan pelat, balok induk dan kolom serta nilai perkiraan puncak percepatan getaran yang masih berada dalam batas toleransi sesuai dengan peraturan *Steel Design Guide 11th Series*.

Kata Kunci : Beban, Periode getar, Puncak percepatan.

1. LATAR BELAKANG

Seiring dengan meningkatnya jumlah penduduk di Indonesia serta perkembangan ilmu pengetahuan dalam bidang Teknik Sipil, kebutuhan pembangunan gedung bertingkat tinggi terus meningkat. Hal ini terjadi karena kebutuhan manusia Indonesia akan lahan tempat tinggal, perkantoran, tempat hiburan dan tempat ibadah semakin meningkat. Tetapi, kebutuhan manusia akan tempat tinggal, perkantoran, tempat hiburan dan tempat ibadah mengalami kendala keterbatasan lahan terutama di kota-kota besar sehingga manusia mencari alternatif solusi yaitu pembangunan gedung-gedung bertingkat tinggi. Dengan adanya gedung bertingkat tinggi, efektifitas penggunaan lahan menjadi meningkat. Tetapi perlu diingat bahwa semakin tinggi bangunan, semakin besar kemungkinan bangunan tersebut menimbulkan getaran. Oleh karena itu, dalam perencanaan pembangunan gedung bertingkat, perlu diperhatikan faktor-faktor yang mempengaruhi kenyamanan penghuni gedung tersebut.

Kenyamanan bagi penghuni gedung merupakan salah satu faktor yang harus diperhatikan dalam perencanaan suatu bangunan selain dari faktor kekakuan, kekuatan, kestabilan, daktilitas, dan keekonomisan. Namun, seringkali dalam perencanaan suatu

120 Jurnal Teknik Sipil Volume 10 Nomor 2, Oktober 2014 : 92-203

bangunan faktor kenyamanan menjadi kurang atau bahkan tidak diperhatikan oleh para perencana sehingga menimbulkan ketidaknyamanan. Ketidaknyamanan ini disebabkan oleh terjadinya getaran pada elemen struktur yang melentur dan bergetar hingga mencapai di luar batas toleransi. Batasan kenyamanan ini memang berbeda-beda antara satu orang dengan orang lain. Suatu badan organisasi yang dikenal dengan “ISO” (International Standards Organization) membuat standar kriteria batasan bagi penghuni/pemakai gedung dan standar ini sudah dipergunakan oleh perencana bangunan di beberapa negara maju seperti Amerika Serikat, Australia, Inggris, dll.

Ada berbagai macam hal yang dapat menjadi penyebab terjadinya getaran pada bangunan, diantaranya :

1. Berasal dari dalam bangunan seperti peralatan mesin (elevators, escalators, troli, mesin pompa, genset, dan lain-lain) serta aktifitas dari orang di dalam gedung (berjalan, berlari, meloncat, menari, dan lain-lain).
2. Berasal dari luar bangunan seperti lalu lintas kendaraan di jalan, kereta api, aktifitas pembangunan di sekitar gedung, ledakan bom, angin kencang dan gempa bumi.

Pada tulisan ini mencoba untuk menganalisis seberapa besar pengaruh getaran pada struktur bangunan bertingkat untuk beberapa tipe dimensi pelat lantai, balok induk, dan kolom beton bertulang yang sering dipergunakan dalam pembangunan serta jumlah lantai agar kemudian diketahui kelayakan pakai dimensi pelat tersebut sehingga mudah untuk diaplikasikan sesuai dengan kriteria batasan vibrasi dari standar “ISO”.

2. PERMASALAHAN

Dengan melakukan analisis dinamik struktur untuk mengetahui seberapa besar pengaruh getaran pada struktur bangunan bertingkat dengan dimensi pelat, balok, dan kolom beton bertulang yang bervariasi setelah dibebani oleh beban mati dan beban hidup untuk kantor, pusat perbelanjaan, dan untuk tempat ibadah dengan menggunakan program ETABS V9.5. Kemudian menghitung perkiraan puncak percepatan struktur untuk dibandingkan dengan batas puncak percepatan. Selanjutnya menentukan kelayakan dimensi balok, kolom, dan pelat terhadap pengaruh getaran setelah dibebani oleh beban mati dan beban hidup menurut Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung SKBI-1.3.53.1987.

3. PEMBATASAN MASALAH

Ruang lingkup yang dibahas dalam tugas akhir ini, antara lain :

1. Sistem struktur yang ditinjau adalah sistem balok pelat
2. Sistem pelat beton bertulang yang ditinjau adalah pelat satu arah dan pelat dua arah
3. Analisis dilakukan menggunakan dimensi pelat, balok, dan kolom beton bertulang yang bervariasi
4. Analisis dilakukan pada bangunan bertingkat satu dan bertingkat dua
5. Analisis dilakukan dengan menggunakan program ETABS V9.5
6. Beban yang diperhitungkan untuk pelat lantai adalah beban mati tambahan sebesar 1,61865 kN/m² dan beban hidup sebesar 2,4525 kN/m² (kantor); 3,924 kN/m² (pusat perbelanjaan); dan 3,924 kN/m² (tempat ibadah)
7. Perhitungan dan pembahasan untuk penulangannya tidak dilakukan karena tidak mempengaruhi rumus yang dipakai
8. Mutu beton yang digunakan adalah $f_c' = 25$ MPa
9. Peraturan yang dipergunakan adalah Standar Nasional Indonesia (SNI) 03-2847-2002 "Tata cara perencanaan struktur beton untuk bangunan gedung" dan Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung SKBI-1.3.53.1987.

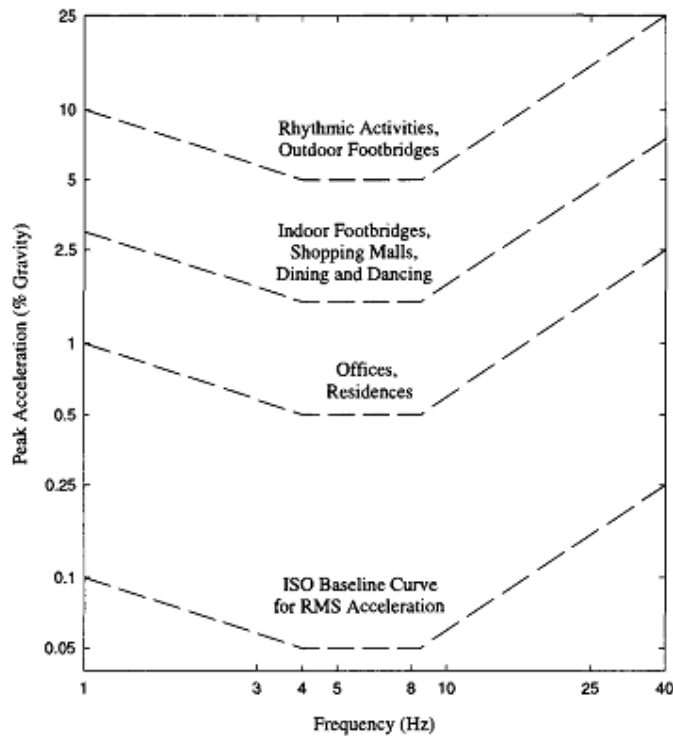
4. EVALUASI HASIL PENGUJIAN

4.1 Standar untuk Kenyamanan Manusia [Steel Design Guide Series, 2003]

4.1.1 Respon Manusia Terhadap Gerakan Lantai

Reaksi dari orang-orang yang merasakan vibrasi tergantung dari apa yang sedang mereka lakukan. Orang-orang di kantor atau di tempat tinggal mereka tidak menyukai vibrasi yang "nampak jelas" (puncak percepatan sekitar 0,5 % dari percepatan gravitasi, g), sedangkan orang-orang yang mengambil peran dalam sebuah aktifitas akan menerima vibrasi kurang lebih 10 kali lebih besar (5 % g atau lebih).

Orang-orang yang berada di lantai dansa, mengangkat beban di gedung aerobik atau gedung olahraga, atau berada di pusat perbelanjaan akan menerima vibrasi sekitar 1,5 % g . Kepekaan dalam setiap pekerjaan juga berbeda-beda sesuai dengan lamanya vibrasi dan jauhnya letak sumber vibrasi. Batasan limit untuk frekuensi vibrasi adalah diantara 4 Hz dan 8 Hz. Di luar batasan tersebut, orang-orang menerima percepatan vibrasi yang lebih tinggi seperti yang terlihat pada Gambar 1.



Gambar 1. Kurva puncak percepatan yang disarankan untuk kenyamanan manusia terhadap vibrasi menurut *Allen dan Murray*, 1993; ISO 2631-2, 1989.

4.1.2 Standar untuk Desain Struktur

Berbagai macam standar untuk kenyamanan manusia telah ada sejak bertahun-tahun lamanya, termasuk sejarah singkat perkembangan standar umum yang digunakan di Amerika Serikat dan Eropa.

Bentuk dari fungsi respon sebuah resonansi :

$$\frac{a}{g} = \frac{R \cdot \alpha_i \cdot P}{\beta \cdot W} \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot i \cdot f_s \cdot t) \quad (1)$$

dimana :

- a/g = rasio dari percepatan lantai dengan percepatan gravitasi
- R = faktor reduksi
- α_i = koefisien dinamik

- β = rasio *modal damping* (rasio redaman)
- W = berat efektif lantai
- f_s = frekuensi langkah
- t = waktu

Dimana $R = 0,7$ untuk jembatan penyeberangan dan $0,5$ untuk struktur lantai dengan bentuk konfigurasi pelat dua arah. Faktor reduksi R masuk dalam persamaan karena gerakan resonansi tetap menyeluruh tidak dapat diterima untuk gerakan berjalan dan orang-orang tidak secara serempak berada di lokasi perpindahan bebanmaksimum.

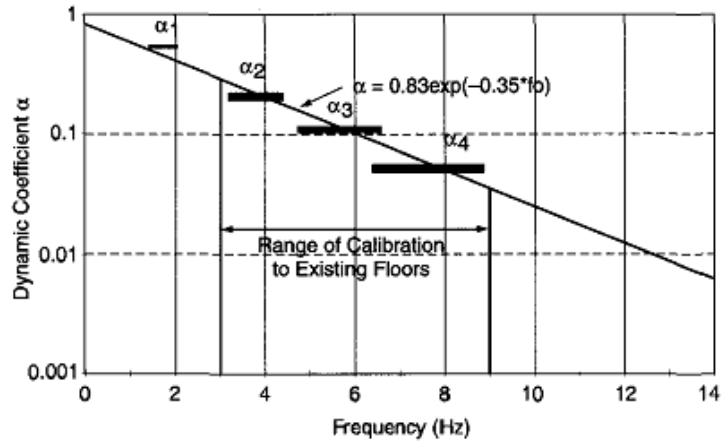
Untuk desain, persamaan (2.4) dapat disederhanakan dengan memperkirakan/mendekatkan hubungan langkah antara koefisien dinamik(α_i)dengan frekuensi langkah(f_s) yang dapat dilihat pada Gambar 2.7 dengan rumus $\alpha = 0,83 \exp (-0,35 \cdot f)$. Substitusi ini membuat rumus standar desain disederhanakan menjadi :

$$\frac{a_p}{g} \leq \frac{P_o \cdot \exp(-0,35 \cdot f_n)}{\beta \cdot W} \leq \frac{a_o}{g} \quad (2)$$

dimana :

- a_p/g = perkiraan puncak percepatan
- a_o/g = puncak percepatan
- f_n = frekuensi natural struktur
- P_o = gaya tetap (0,29 KN untuk lantai dan 0,41 KN untuk jembatan)
- β = rasio redaman
- W = berat efektif struktur

dimana nilai P_o , β dan limit a_o/g dapat dilihat pada Tabel 1. Pembilang $P_o \exp (-0,35 \cdot f_n)$ dalam persamaan (2) mewakili gaya harmonik efektif akibat gerakan berjalan di mana hasil dalam respon resonansi pada frekuensi natural struktur, f_n . Persamaan (2) adalah standar desain yang sama yang diajukan oleh *Allen dan Murray* (1993), hanya saja formatnya berbeda.



Gambar 2. Grafik koefisien dinamik (α) terhadap frekuensi [Steel Design Guide Series, 2003].

Tabel 1. Nilai parameter P_o , β , dan limit a_o/g [Steel Design Guide Series, 2003].

JENIS	GAYA TETAP P_o (KN)	RASIO REDAMAN β	LIMIT PERCEPATAN $a_o/g \times 100 \%$
Kantor, tempat tinggal, tempat ibadah	0,29	0,02 - 0,05	0,5 %
Pusat perbelanjaan	0,29	0,02	1,5 %
Jembatan penyeberangan (dalam ruangan)	0,41	0,01	1,5 %
Jembatan penyeberangan (luar ruangan)	0,41	0,01	5,0 %
$\beta = 0,02$ untuk pelat dengan komponen non-struktur (komponen partisi, pipa-pipa saluran pembatas) yang terdapat pada area kerja terbuka dan tempat ibadah. $\beta = 0,03$ untuk pelat dengan komponen non-struktur dan perabotan, tetapi dengan hanya komponen partisi yang kecil, tipikal dari banyak modul area kantor. $\beta = 0,05$ untuk partisi tinggi penuh diantara pelat.			

5. STUDI KASUS DAN PEMBAHASAN

5.1 Studi Kasus

Data Struktur

Struktur bangunan yang akan dimodelkan memiliki data umum sebagai berikut :

Tinggi lantai = 4 m = 4000 mm

Jarak antar kolom (as ke as) :

Arah x = 8 m = 8000 mm

$$\text{Arah } y = 8 \text{ m} = 8000 \text{ mm}$$

5.1.1 Data Material

Struktur pelat, balok, dan kolom merupakan struktur beton bertulang dengan data material sebagai berikut :

- a. Material Beton Bertulang :
 1. Kuat tekan beton, f_c' = 25 MPa
 2. Berat jenis beton, γ_w = $2,4 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$
 3. Massa jenis beton, γ_m = $2,4 \times 10^{-9} \text{ N/mm}^3$
 4. Modulus elastisitas beton, $E_c = 4700 \sqrt{f_c'} = 23500 \text{ MPa}$
- b. Material Tulangan Non-prategang Balok, Kolom dan Pelat :
 1. Kuat leleh tulangan non-prategang (lentur), f_y = 400 MPa
 2. Kuat leleh tulangan geser, f_{ys} = 400 MPa
 3. Modulus elastisitas tulangan non-prategang, E_s = 200000 MPa
 4. Cover minimum berdasarkan SNI 2002 :

Pelat	= 20 mm
Balok dan kolom	= 40 mm

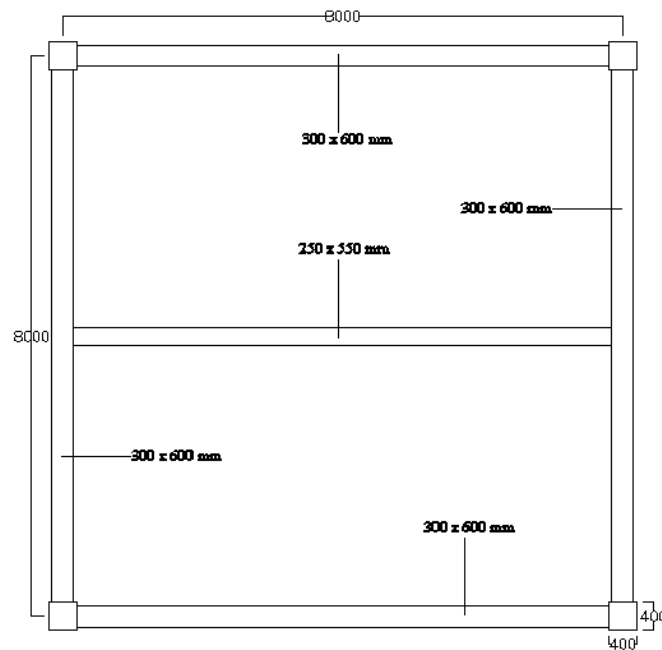
5.1.2 Data Komponen Struktur

Komponen struktur terdiri dari balok, kolom, dan pelat lantai, seperti pada Gambar 3, Gambar 4, dan Gambar 5. Pada permodelan struktur, digunakan dimensi balok, pelat dan kolom dengan ukuran-ukuran sebagai berikut :

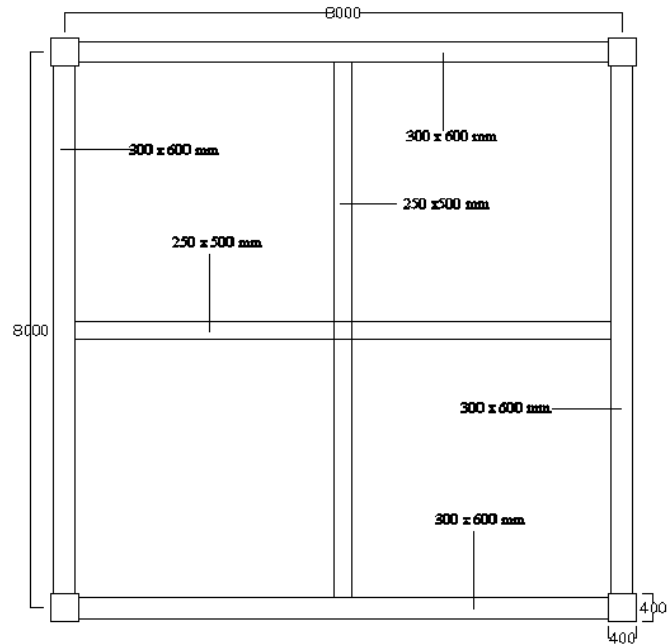
1. Balok Induk untuk Sistem Pelat Satu Arah dan Dua Arah :
 - a. Ukuran 300 x 500 mm
 - b. Ukuran 300 x 600 mm
 - c. Ukuran 300 x 700 mm
2. Balok Anak
 - a. Ukuran 250 x 550 mm, untuk sistem pelat satu arah
 - b. Ukuran 250 x 500 mm, untuk sistem pelat dua arah
3. Pelat lantai
 - a. Sistem Pelat Satu Arah :
 - 1) Tebal 120 mm

- 2) Tebal 140 mm
- 3) Tebal 160 mm
- b. Sistem Pelat Dua Arah :
 - 1) Tebal 80 mm
 - 2) Tebal 100 mm
 - 3) Tebal 120 mm
- 4. Kolom Sistem Pelat Satu Arah dan Dua Arah :
 - a. Ukuran 400 x 400 mm
 - b. Ukuran 500 x 500 mm
 - c. Ukuran 600 x 600 mm

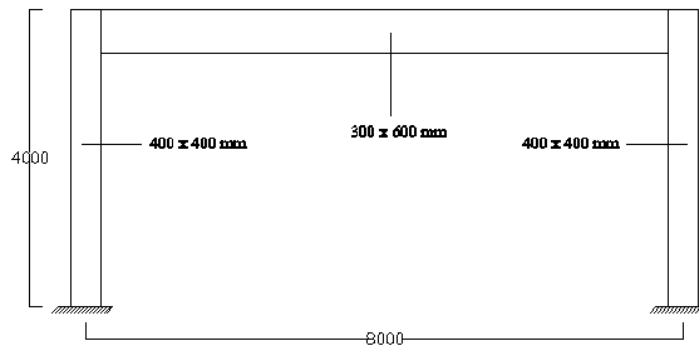
Dimensi-dimensi komponen struktur di atas, dapat dilihat pada Tabel 2.



Gambar 3. Denah Struktur Pelat Satu Arah.



Gambar 4. Denah Struktur Pelat Dua Arah.



Gambar 5. Potongan Melintang Denah 1 Lantai.

Tabel 2. Tabel Dimensi Komponen Struktur

	SISTEM PELAT	
	SATU ARAH	DUA ARAH
DIMENSI BALOK INDUK	300 x 500 mm	300 x 500 mm
	300 x 600 mm	300 x 600 mm
	300 x 700 mm	300 x 700 mm

Tabel 2. Lanjutan.		
DIMENSI BALOK ANAK	250 X 550 mm	250 x 500 mm
TEBAL PELAT	120 mm	80 mm
	140 mm	100 mm
	160 mm	120 mm
DIMENSI KOLOM	400 x 400 mm	400 x 400 mm
	500 x 500 mm	500 x 500 mm
	600 x 600 mm	600 x 600 mm

5.1.3 Data Pembebanan

Struktur bangunan ini hanya akan menerima beban statik gravitasi diantaranya sebagai berikut :

1. Beban Mati (berat sendiri struktur) *,DL (self-weight)*

Berat sendiri dari seluruh komponen struktur telah dihitung secara internal di dalam program ETABS V9.5, dengan berat jenis beton yang telah ditentukan yaitu sebesar $2,4 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$ (2400 kg/m^3).

2. Beban Mati Tambahan, *SDL (super impose dead load)*

Beban mati tambahan diakibatkan oleh beban gravitasi dari beban tidak bergerak selain berat sendiri struktur. Pada struktur bangunan ini, beban mati tambahan diakibatkan oleh beban *plafond* dan penggantung, spesi, ubin, dan pasir urug.

a. Berat sendiri plafond & penggantung	= 0,17658 kN/m ²
b. Berat sendiri spesi (t = 30mm)	= 0,61803 kN/m ²
c. Berat sendiri ubin (t = 20 mm)	= 0,47088 kN/m ²
d. Berat sendiri pasir urug (t = 20 mm)	= 0,35316 kN/m ² +
Total	= 1,61865kN/m ²

3. Beban Hidup, *LL (live load)*

Beban hidup diakibatkan oleh beban gravitasi yang berasal dari benda bergerak. Pada struktur bangunan yang akan didesain dan dianalisis ini,

ketentuan beban hidup diambil berdasarkan pada Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung SKBI-1.3.53.1987 yaitu :

- a. Beban hidup pada lantai kantor = 2,4525 kN/m²
- b. Beban hidup pada lantai pusat perbelanjaan = 3,924 kN/m²
- c. Beban hidup pada lantai tempat ibadah = 3,924 kN/m²

5.1.4 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dalam perhitungan dalam kondisi layan adalah 1DL + 1SDL + 1LL. Pembahasan: Setelah dilakukan pemodelan struktur dengan menggunakan ETABS V9.5, didapatkan nilai-nilai a_p/g (%) (perkiraan puncak percepatan) yang dihitung setelah melalui analisis pada struktur bangunan tersebut.

5.1.5 Bangunan SatuTingkat

- 1. Pelat SatuArah
 - a. Variasi pada Tebal Pelat (Model 1)

Tabel 3. Hasil Analisis pada Bangunan Satu Lantai Sistem Pelat Satu Arah, Variasi Tebal Pelat.

	MODEL 1								
Balok Induk (mm)	300X600								
Balok Anak (mm)	250X550								
Kolom (mm)	500X500								
Jumlah Lantai	1								
Beban Mati (kN/m ²)	1,61865								
Tebal Pelat (mm)	120			140			160		
Beban Hidup (kN/m ²)	2,4525 ^(a)	3,924 ^(b)	3,924 ^(c)	2,4525 ^(a)	3,924 ^(b)	3,924 ^(c)	2,4525 ^(a)	3,924 ^(b)	3,924 ^(c)
Periode Getar	0.199	0.199	0.199	0.206	0.206	0.206	0.214	0.214	0.214
Frekuensi	5.031	5.031	5.031	4.843	4.843	4.843	4.675	4.675	4.675
Berat (kN)	428.321	428.321	428.321	458.478	458.478	458.478	488.634	488.634	488.634
a_p/g	0.004	0.006	0.006	0.004	0.006	0.006	0.004	0.006	0.006
a_p/g (%)	0.388	0.582	0.582	0.387	0.581	0.581	0.385	0.578	0.578

Keterangan : (a) : Beban hidup untuk kantor

- (b) : Beban hidup untuk pusat perbelanjaan
(c) : Beban hidup untuk tempat ibadah

b. Variasi pada Ukuran Dimensi Balok Induk

Tabel 4. Hasil Analisis pada Bangunan Satu Tingkat Sistem Pelat Satu Arah, Variasi Dimensi Balok Induk.

MODEL 2									
Tebal Pelat (mm)	160								
Balok Anak (mm)	250X550								
Kolom (mm)	500X500								
Jumlah Lantai	1								
Beban Mati (kN/m ²)	1,61865								
Balok Induk (mm)	300X500			300X600			300X700		
Beban Hidup (kN/m ²)	2,4525 ^(a)	3,924 ^(b)	3,924 ^(c)	2,4525 ^(a)	3,924 ^(b)	3,924 ^(c)	2,4525 ^(a)	3,924 ^(b)	3,924 ^(c)
Periode Getar	0.228	0.228	0.228	0.214	0.214	0.214	0.205	0.205	0.205
Frekuensi	4.389	4.389	4.389	4.675	4.675	4.675	4.886	4.886	4.886
Berat (kN)	467.430	467.430	467.430	488.63	488.63	488.63	509.84	509.84	509.84
a _p /g	0.004	0.007	0.007	0.004	0.006	0.006	0.003	0.005	0.005
a _p /g (%)	0.445	0.668	0.668	0.385	0.578	0.578	0.343	0.514	0.514

- Keterangan : (a) : Beban hidup untuk kantor
(b) : Beban hidup untuk pusat perbelanjaan
(c) : Beban hidup untuk tempat ibadah

c. Variasi pada Ukuran Dimensi Kolom

Tabel 5. Hasil Analisis pada Bangunan Satu Tingkat Sistem Pelat Satu Arah, Variasi Dimensi Kolom.

MODEL 3	
Balok Induk (mm)	300X600
Balok Anak (mm)	250X550
Tebal Pelat (mm)	160
Jumlah Lantai	1

Tabel 5. Lanjutan.									
Beban Mati (kN/m²)	1,61865								
Kolom (mm)	400X400			500X500			600X600		
Beban Hidup (kN/m²)	2,4525 ^(a)	3,924 ^(b)	3,924 ^(c)	2,4525 ^(a)	3,924 ^(b)	3,924 ^(c)	2,4525 ^(a)	3,924 ^(b)	3,924 ^(c)
Periode Getar	0.289	0.289	0.289	0.214	0.214	0.214	0.171	0.171	0.171
Frekuensi	3.456	3.456	3.456	4.675	4.675	4.675	5.837	5.837	5.837
Berat (kN)	456.404	456.404	456.404	488.634	488.634	488.634	528.404	528.404	528.404
a_p/g	0.006	0.009	0.009	0.004	0.006	0.006	0.002	0.004	0.004
a_p/g (%)	0.632	0.948	0.948	0.385	0.578	0.578	0.237	0.356	0.356

- Keterangan : (a) : Beban hidup untuk kantor
 (b) : Beban hidup untuk pusat perbelanjaan
 (c) : Beban hidup untuk tempat ibadah

2. Pelat 2 Arah

a. Variasi pada Tebal Pelat

Tabel 6. Hasil Analisis pada Bangunan Satu Tingkat Sistem Pelat Dua Arah, Variasi Tebal Pelat.

	MODEL 1								
Balok Induk (mm)	300X600								
Balok Anak (mm)	250X500								
Kolom (mm)	500X500								
Jumlah Lantai	1								
Beban Mati (kN/m²)	1,61865								
Tebal Pelat (mm)	80			100			120		
Beban Hidup (kN/m²)	2,4525 ^(a)	3,924 ^(b)	3,924 ^(c)	2,4525 ^(a)	3,924 ^(b)	3,924 ^(c)	2,4525 ^(a)	3,924 ^(b)	3,924 ^(c)
Periode Getar	0.188	0.188	0.188	0.196	0.196	0.196	0.204	0.204	0.204
Frekuensi	5.309	5.309	5.309	5.090	5.090	5.090	4.895	4.895	4.895
Berat (kN)	389.211	389.211	389.211	419.368	419.368	419.368	449.525	449.525	449.525
a_p/g	0.004	0.006	0.006	0.004	0.006	0.006	0.004	0.006	0.006
a_p/g (%)	0.387	0.581	0.581	0.388	0.582	0.582	0.388	0.582	0.582

- Keterangan : (a) : Beban hidup untuk kantor
 (b) : Beban hidup untuk pusat perbelanjaan

- (c) : Beban hidup untuk tempat ibadah
- b. Variasi pada Ukuran Dimensi Balok Induk

Tabel 7. Hasil Analisis pada Bangunan Satu Tingkat Sistem Pelat Dua Arah, Variasi Dimensi Balok Induk.

		MODEL 2								
Tebal Pelat (mm)	120									
Balok Anak (mm)	250X500									
Kolom (mm)	500X500									
Jumlah Lantai	1									
Beban Mati (kN/m ²)	1,61865									
Balok Induk (mm)	300X500			300X600			300X700			
Beban Hidup (kN/m ²)	2,4525 ^(a)	3,924 ^(b)	3,924 ^(c)	2,4525 ^(a)	3,924 ^(b)	3,924 ^(c)	2,4525 ^(a)	3,924 ^(b)	3,924 ^(c)	
Periode Getar	0.217	0.217	0.217	0.204	0.204	0.204	0.204	0.204	0.204	
Frekuensi	4.607	4.607	4.607	4.895	4.895	4.895	4.894	4.894	4.894	
Berat (kN)	428.321	428.321	428.321	449.525	449.525	449.525	428.321	428.321	428.321	
a _p /g	0.005	0.007	0.007	0.004	0.006	0.006	0.004	0.006	0.006	
a _p /g (%)	0.450	0.675	0.675	0.388	0.582	0.582	0.407	0.610	0.610	

- Keterangan : (a) : Beban hidup untuk kantor
 (b) : Beban hidup untuk pusat perbelanjaan
 (c) : Beban hidup untuk tempat ibadah
- c. Variasi pada Ukuran Dimensi Kolom

Tabel 8. Hasil Analisis pada Bangunan Satu Tingkat Sistem Pelat DuaArah, Variasi Dimensi Kolom.

		MODEL 3		
Balok Induk (mm)	300X600			
Balok Anak (mm)	20X500			
Tebal Pelat (mm)	120			
Jumlah Lantai	1			
Beban Mati (kN/m ²)	1,61865			
Kolom (mm)	400X400	500X500	600X600	

Tabel 8. Lanjutan.									
Beban Hidup (kN/m²)	2,4525 ^(a)	3,924 ^(b)	3,924 ^(c)	2,4525 ^(a)	3,924 ^(b)	3,924 ^(c)	2,4525 ^(a)	3,924 ^(b)	3,924 ^(c)
Periode Getar	0.276	0.276	0.276	0.204	0.204	0.204	0.164	0.164	0.164
Frekuensi	3.626	3.626	3.626	4.895	4.895	4.895	6.099	6.099	6.099
Berat (kN)	417.295	417.295	417.295	449.525	449.525	449.525	489.29	489.294	489.29
a_p/g	0.007	0.010	0.010	0.004	0.006	0.006	0.002	0.004	0.004
a_p/g (%)	0.651	0.977	0.977	0.388	0.581	0.581	0.234	0.351	0.351

- Keterangan : (a) : Beban hidup untuk kantor
 (b) : Beban hidup untuk pusat perbelanjaan
 (c) : Beban hidup untuk tempat ibadah

Dari seluruh pembahasan di atas, didapatkan hasil seperti pada Tabel 3.18 berikut :

Tabel 9. Tabel Hasil Analisis dan Pembahasan.

Lantai	Sistem Pelat	Bangunan	Pelat (mm)	Balok (mm)	Kolom (mm)
1	Searah	Kantor	120	300x500	500x500
		Pusat Perbelanjaan	120	300x500	400x400
		Tempat Ibadah	-	-	600x600
	Dua Arah	Kantor	80	300x500	500x500
		Pusat Perbelanjaan	80	300x500	400x400
		Tempat Ibadah	-	-	600x600
2	Searah	Kantor	120	300x600	500x500
		Pusat Perbelanjaan	120	300x500	400x400
		Tempat Ibadah	-	-	-
	Dua Arah	Kantor	80	300x600	500x500
		Pusat Perbelanjaan	80	300x500	400x400
		Tempat Ibadah	-	-	-

Dari Tabel 9 terlihat bahwa didapatkan hasil komposisi dimensi-dimensi komponen struktur bangunan sebagai berikut :

1. Bangunan SatuTingkat
 - a. Pelat satu arah
 - 1) Bangunan kantor :

- a) Pelat 120 mm, balok induk 300x600 mm, balok anak 250x550 mm dan kolom 500x500 mm
 - b) Pelat 160 mm, balok induk 300x500 mm, balok anak 250x550 mm dan kolom 500x500 mm
- 2) Bangunan pusat perbelanjaan :
- a) Pelat 120 mm, balok induk 300x600 mm, balok anak 250x550 mm dan kolom 500x500 mm
 - b) Pelat 160 mm, balok induk 300x500 mm, balok anak 250x550 mm dan kolom 500x500 mm
 - c) Pelat 160 mm, balok induk 300x600 mm, balok anak 250x550 mm dan kolom 400x400 mm
- 3) Bangunan Tempat Ibadah : Pelat 160 mm, balok induk 300x600 mm, balok anak 250x550 mm dan kolom 600x600 mm
- b. Pelat dua arah
- 1) Bangunan kantor :
- a) Pelat 80 mm, balok induk 300x600 mm, balok anak 250x550 mm dan kolom 500x500 mm
 - b) Pelat 160 mm, balok induk 300x500 mm, balok anak 250x550 mm dan kolom 500x500 mm
- 2) Bangunan pusat perbelanjaan :
- a) Pelat 80 mm, balok induk 300x600 mm, balok anak 250x550 mm dan kolom 500x500 mm
 - b) Pelat 120 mm, balok induk 300x500 mm, balok anak 250x550 mm dan kolom 500x500 mm
 - c) Pelat 120 mm, balok induk 300x600 mm, balok anak 250x550 mm dan kolom 400x400 mm
- 3) Bangunan Tempat Ibadah : Pelat 120 mm, balok induk 300x600 mm, balok anak 250x550 mm dan kolom 600x600 mm

1. **Bangunan Satu Tingkat**

2. Pelat Satu Arah Bangunan Satu Tingkat

Tabel 10. Persentase Selisih a_0/g dengan a_p/g Pelat Satu Arah Bangunan Satu Tingkat, Variasi Tebal Pelat.

Model 1	Tebal Pelat (mm)	Kantor	Pusat Perbelanjaan	Tempat Ibadah
a_0/g (%)	120	0.5	1.5	0.5
	140			
	160			
a_p/g (%)	120	0.388	0.582	0.582
	140	0.387	0.581	0.581
	160	0.385	0.578	0.578
Persentase selisih a_0/g dengan a_p/g	120	22.413	61.207	-16.380
	140	22.591	61.296	-16.113
	160	22.964	61.482	-15.555

Tabel 11. Persentase Selisih a_0/g dengan a_p/g Pelat Satu Arah Bangunan Satu Tingkat, Variasi Dimensi Balok Induk

Model 2	Dimensi Balok (mm)	Kantor	Pusat Perbelanjaan	Tempat Ibadah
a_0/g (%)	300x500	0.5	1.5	0.5
	300x600			
	300x700			
a_p/g (%)	300x500	0.445	0.668	0.668
	300x600	0.385	0.578	0.578
	300x700	0.343	0.514	0.514
Persentase selisih a_0/g dengan a_p/g	300x500	10.959	55.480	-33.561
	300x600	22.943	61.472	-15.585
	300x700	31.407	65.704	-2.889

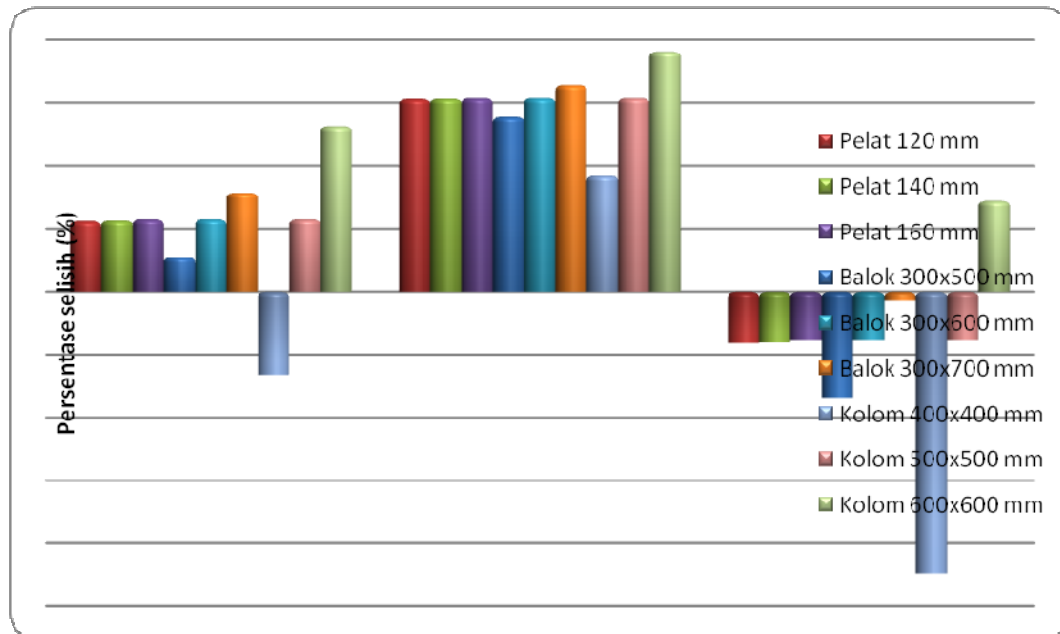
Tabel 12. Persentase Selisih a_0/g dengan a_p/g Pelat Satu Arah Bangunan Satu Tingkat, Variasi Dimensi Kolom

Model 3	Dimensi Kolom (mm)	Kantor	Pusat Perbelanjaan	Tempat Ibadah
a_0/g (%)	400x400	0.5	1.5	0.5
	500x500			
	600x600			
a_p/g (%)	400x400	0.632	0.948	0.948
	500x500	0.385	0.578	0.578
	600x600	0.237	0.356	0.356

Tabel 12. Lanjutan.				
Persentase selisih a_0/g dengan a_p/g	400x400	-26.385	36.808	-89.577
	500x500	22.943	61.472	-15.585
	600x600	52.552	76.276	28.829

Tabel 13. Persentase Selisih a_0/g dengan a_p/g Pelat Satu Arah Bangunan Satu Tingkat

	Dimensi (mm)	Persentase selisih a_0/g dengan a_p/g		
		Kantor	Pusat Perbelanjaan	Tempat Ibadah
Model 1	120	22.413	61.207	-16.380
	140	22.591	61.296	-16.113
	160	22.964	61.482	-15.555
Model 2	300x500	10.959	55.480	-33.561
	300x600	22.943	61.472	-15.585
	300x700	31.407	65.704	-2.889
Model 3	400x400	-26.385	36.808	-89.577
	500x500	22.943	61.472	-15.585
	600x600	52.552	76.276	28.829



Gambar 6. Diagram Persentase selisih a_0/g dengan a_p/g Pelat Satu Arah Bangunan Satu Tingkat.

3. Pelat Dua Arah Bangunan Satu Tingkat

Tabel 14. Persentase Selisih a_0/g dengan a_p/g Pelat Dua Arah Bangunan Satu Tingkat, Variasi Tebal Pelat.

Model 1	Tebal Pelat (mm)	Kantor	Pusat Perbelanjaan	Tempat Ibadah
a_0/g (%)	80	0.5	1.5	0.5
	100			
	120			
a_p/g (%)	80	0.387	0.581	0.581
	100	0.388	0.582	0.582
	120	0.388	0.582	0.582
Persentase selisih a_0/g dengan a_p/g	80	22.516	61.258	-16.226
	100	22.346	61.173	-16.481
	120	22.457	61.228	-16.315

Tabel 15. Persentase Selisih a_0/g dengan a_p/g Pelat Dua Arah Bangunan Satu Tingkat, Variasi Dimensi Balok Induk.

Model 2	Dimensi Balok (mm)	Kantor	Pusat Perbelanjaan	Tempat Ibadah
a_0/g (%)	300x500	0.5	1.5	0.5
	300x600			
	300x700			
a_p/g (%)	300x500	0.450	0.675	0.675
	300x600	0.388	0.582	0.582
	300x700	0.306	0.459	0.459
Persentase selisih a_0/g dengan a_p/g	300x500	9.972	54.986	-35.042
	300x600	22.457	61.228	-16.315
	300x700	38.789	69.395	8.184

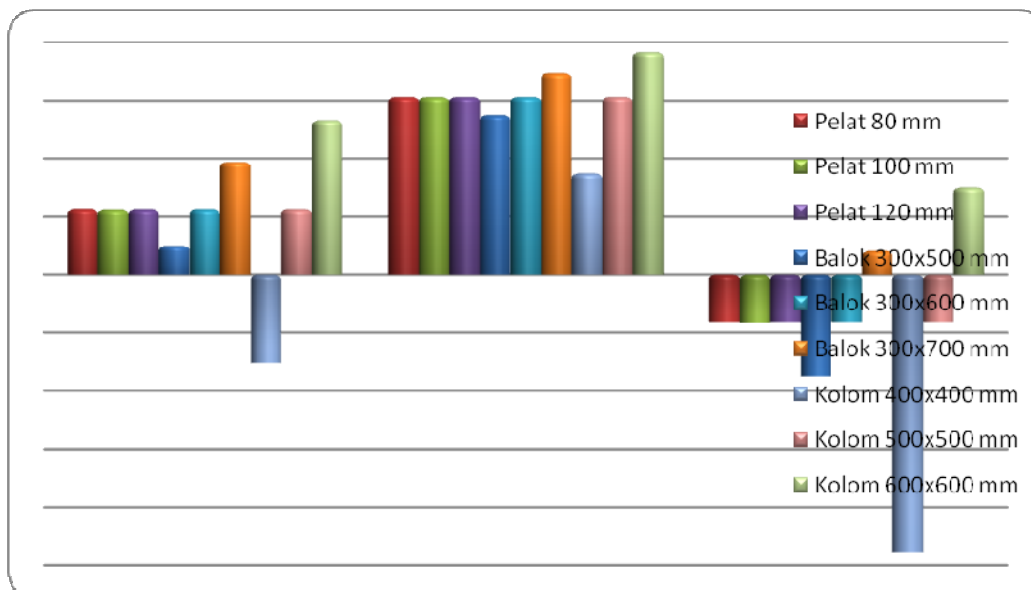
Tabel 16. Persentase Selisih a_0/g dengan a_p/g Pelat Dua Arah Bangunan Satu Tingkat, Variasi Dimensi Kolom.

Model 3	Dimensi Kolom (mm)	Kantor	Pusat Perbelanjaan	Tempat Ibadah
a_0/g (%)	400x400	0.5	1.5	0.5
	500x500			
	600x600			

a_p/g (%)	400x400	0.651	0.977	0.977
	500x500	0.388	0.582	0.582
	600x600	0.234	0.351	0.351
Persentase selisih a_0/g dengan a_p/g	400x400	-30.257	34.872	-95.385
	500x500	22.457	61.228	-16.315
	600x600	53.250	76.625	29.875

Tabel 17. Persentase selisih a_0/g dengan a_p/g Pelat Dua Arah Bangunan Satu Tingkat.

	Dimensi (mm)	Persentase selisih a_0/g dengan a_p/g		
		Kantor	Pusat Perbelanjaan	Tempat Ibadah
Model 1	80	22.516	61.258	-16.226
	100	22.346	61.173	-16.481
	120	22.457	61.228	-16.315
Model 2	300x500	9.972	54.986	-35.042
	300x600	22.457	61.228	-16.315
	300x700	38.789	69.395	8.184
Model 3	400x400	-30.257	34.872	-95.385
	500x500	22.457	61.228	-16.315
	600x600	53.250	76.625	29.875



Gambar 7. Diagram Persentase selisih a_0/g dengan a_p/g Pelat Dua Arah Bangunan Satu Tingkat

Hasil analisis memperlihatkan bahwa perubahan dimensi pada pelat mengakibatkan nilai persentase selisih a_0/g dengan a_p/g tidak mengalami perubahan yang signifikan pada ketiga bangunan tersebut. Berbeda dengan perubahan dimensi pada balok induk dan kolom, perubahan keduanya mengakibatkan nilai persentase selisih a_0/g dengan a_p/g mengalami perubahan yang cukup signifikan pada ketiga bangunan tersebut.

6. KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis dari berbagai macam model dengan berbagai macam variasi ukuran dimensi komponen elemen struktur yang ada, didapatkan beberapa kesimpulan, antar lain :

1. Diantara variasi pada dimensi pelat, balok induk, dan kolom pada semua model, perubahan dimensi komponen struktur yang paling berpengaruh terhadap besarnya nilai persentase selisih dengan persyaratan batas dan keoptimalan desain suatu bangunan adalah perubahan pada dimensi kolom.
2. Nilai persentase selisih antara perkiraan puncak percepatan dengan batas puncak percepatan berubah sangat signifikan seiring dengan perubahan pada dimensi kolom, sedangkan perubahan pada dimensi pelat dan balok induk tidak menghasilkan perubahan yang signifikan pada nilai persentase selisih dari perkiraan puncak percepatan dengan batas puncak percepatan.
3. Desain bangunan pusat perbelanjaan seluruhnya memenuhi syarat batas kelayakan dan kenyamanan getaran, sedangkan untuk bangunan kantor, ada beberapa model yang tidak memenuhi syarat batas kelayakan dan kenyamanan getaran, dan untuk bangunan tempat ibadah hampir pada seluruh model tidak memenuhi syarat batas kelayakan dan kenyamanan getaran.

6.2. Saran

Adapun beberapa saran yang sebaiknya dilakukan lebih lanjut dari tulisan ini, antara lain :

1. Sebaiknya dilakukan penelitian lebih lanjut untuk pemodelan denah yang lebih luas, karena pada tulisan ini ini hanya dilakukan pemodelan untuk satu bentang saja.
2. Sebaiknya dilakukan penelitian lebih lanjut untuk pemodelan bangunan dengan tingkat bangunan yang lebih tinggi karena pada tulisan ini hanya dilakukan pemodelan untuk gedung satu tingkat saja.

DAFTAR PUSTAKA

1. Bachmann, H. and Walter, A. (1987), *Vibration in Structures Induced by Man and Machines*, Zurich : International Association for Bridge and Structural Engineering.
2. Bungey, J.H. and Mosley, W.H. (1987), *Reinforced concrete design*, 3rd edition, London : The Macmillan Press Ltd.
3. Departemen Pekerjaan Umum (1987), *Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung*, SKBI-1.3.53.1987.UDC : 624.042.
4. Dipohusodo, Istimawan. (1999), *Struktur Beton Bertulang “Berdasarkan SK SNI T-15-1991-03 Departemen Pekerjaan Umum RI”*, Jakarta : Gramedia Pustaka Utama.
5. McCormac, J.C. (2001), *Design of Reinforced Concrete*, 5th Edition, John Wiley and Sons, Inc.
6. Nawy, Edward,G. (2005), *Reinforced Concrete “a Fundamental Approach”*, 5th Edition, New Jersey : Pearson Education, Inc.
7. Nilson, AH. and Winter,George. (1993), *Perencanaan Struktur Beton Bertulang*, Jakarta : PT. Pradnya Paramita.
8. Paz, Mario (1985), *Structural Dynamics “Theory and Computation”*, 2nd Edition, Van Nostrand Reinhold Com, Inc.
9. Salmon, Charles,G. and Wang, Chu-Kia.(1985), *Reinforced Concrete Design*, 4th edition, Harper and Row, Inc.
10. S.K. Sidharta dkk (1999), *“Struktur beton”*, Semarang : Universitas Semarang, ISBN.979-9156-22-X

11. *Steel Design Guide Series 11th* (2003), “*Floor Vibration Due to Human Activity*”. USA : American Institute of Steel Construction.
12. Standar Nasional Indonesia, 2002. SNI 03-2847-2002 *Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*, Standar Nasional Indonesia.

PERANCANGAN PERANGKAT LUNAK PERENCANAAN SAMBUNGAN KAYU BERDASARKAN SNI 7973-2013 DENGAN ALAT SAMBUNG BAUT

Michael Wijaya, Yosafat Aji Pranata, Niko Ibrahim

Program Studi Double Degree Teknik Sipil-Sistem Informasi, Universitas Kristen Maranatha
e-mail: michaelwijaya.789@gmail.com, yosafat.ap@gmail.com, niko.ibrahim@gmail.com

ABSTRAK

Desain sambungan memegang peranan yang sama pentingnya dengan desain struktur, khususnya untuk material kayu. Konstruksi kayu terdiri dari sangat banyak sambungan kayu. Perhitungan manual sambungan kayu menjadi kurang efisien. Belum banyak aplikasi yang beredar untuk menunjang perhitungan sambungan kayu. Oleh karena itu, diperlukan aplikasi yang dapat menunjang perhitungan sambungan kayu. Aplikasi perhitungan sambungan kayu dibuat lebih spesifik – hanya untuk alat sambung baut – untuk membatasi permasalahan yang ada. Aplikasi dibuat sesuai dengan peraturan konstruksi kayu terbaru di Indonesia, SNI 7973-2013. Dalam merancang aplikasi, digunakan pendekatan melalui desain ERD dan DFD. Bahasa pemrograman yang digunakan adalah Java dengan basis data MySQL. Hasil penelitian menunjukkan bahwa telah berhasil dibuat aplikasi yang mampu menunjang perhitungan sambungan kayu, khususnya di Indonesia.

Kata kunci: sambungan kayu, aplikasi, SNI 7973-2013, basis data.

ABSTRACT

Design connection plays an important role as important as the design of the structure, particularly for wood materials. Wood construction consists of very many wood connection. Manual calculation becomes less efficient for calculation of wood connection. Not many outstanding applications to support the calculation of timber connection. Therefore, it is necessary to provide the application of the calculation of timber connection. Applications calculations timber connection made more specific, only to bolt connection tool, to limit the existing problems. Applications were made in accordance with the latest regulations in Indonesian wood construction, SNI 7973-2013. In designing the application, the design approach used is ERD and DFD. Programming language used is Java with MySQL database. The results showed that the application that is able to support the calculation of wood, especially in Indonesia, has successfully made.

Keywords: wood connection, applications, SNI 7973-2013, database.

1. PENDAHULUAN

Latar Belakang

Rumah Kayu merupakan jenis rumah yang banyak digemari di beberapa negara, seperti: Indonesia (bagian timur), Australia, dan Amerika. Tampak eksterior yang memberikan kesan artistik, minimalis, dan tradisional merupakan salah satu faktor digemarinya rumah kayu. Contoh gambar rumah kayu dapat dilihat pada Gambar 1 di bawah.

Dalam merencanakan konstruksi bangunan rumah kayu, desain struktur sambungan kayu juga memiliki peranan sama pentingnya dengan desain struktur bagian kayu yang lainnya. Desain sambungan yang diperhatikan adalah sambungan antar balok-kolom, balok-balok, dan rangka atap. Melalui hal ini, dapat diketahui dalam suatu proyek konstruksi bangunan kayu, akan memiliki sangat banyak sambungan yang diperhitungkan. Oleh karena itu, dapat dikatakan perhitungan manual terhadap desain sambungan akan menjadi kurang efektif dan efisien.

Salah satu solusi untuk menambah efektifitas dan efisiensi adalah melalui perangkat lunak. Namun, perangkat lunak khusus untuk mendukung desain sambungan kayu masih jarang ditemukan. Oleh karena itu, perlu dilakukan penelitian untuk merancang suatu perangkat lunak perencanaan sambungan kayu.



Gambar 1. Rumah Kayu Minimalis (<http://rumahminimalise.blogspot.com>),
tanggal akses 15 April 2014.

Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang diatas, maka diangkat rumusan masalah: “Bagaimana Merancang perangkat lunak yang mampu mendukung perencanaan sambungan kayu berdasarkan SNI 7973-2013 dengan alat sambung baut ?”

Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah yang ada, maka diperoleh tujuan penelitian: “Merancang perangkat lunak yang mampu mendukung perencanaan sambungan kayu berdasarkan SNI 7973-2013 dengan alat sambung baut.”

Batasan Masalah

Untuk membatasi setiap permasalahan yang akan muncul dalam penelitian, maka diperlukan batasan masalah sebagai berikut:

1. Sambungan yang dibahas adalah sambungan kayu,
2. Alat sambung yang digunakan adalah baut, pelat baja, dan pelat kayu,
3. Metode berdasarkan LRFD sesuai SNI 7973-2013,
4. Sambungan struktur yang ditinjau adalah sambungan untuk batang tarik dan tekan, sambungan momen balok-kolom dan balok-balok,
5. Desain dimensi pelat tidak diperhitungkan,
6. Bahasa pemrograman yang digunakan adalah Java dengan basis data MySQL.

2. LANDASAN TEORI

Material Kayu

Material kayu merupakan jenis material yang tidak homogen diseluruh bagiannya sehingga kekuatan kayu beragam disetiap bagiannya. Oleh karena itu, desain struktur, termasuk desain sambungan, dalam konstruksi kayu akan menggunakan banyak faktor koreksi untuk menghadapi berbagai macam kondisi yang akan muncul akibat sifat kayu yang tidak homogen, berdasarkan dimunculkan oleh Badan Standar Nasional Indonesia (BSNI).

SNI 7973-2013

SNI 7973-2013 merupakan peraturan kayu terbaru yang dikeluarkan BSNI. Peraturan kayu ini menjadi referensi utama dalam penelitian perencanaan perangkat lunak perencanaan sambungan kayu dengan alat sambung baut. Secara garis besar pasal yang digunakan dalam penelitian ini adalah pasal sepuluh (perencanaan faktor koreksi) dan sebelas (penggunaan baut sebagai alat sambung konstruksi kayu).

Faktor Koreksi Sambungan

Perencanaan kayu dalam desain struktur akan memuat peraturan pada SNI 7973-2013. Seluruh desain struktur dengan material kayu, baik itu struktur balok dan kolom maupun sambungan akan menggunakan banyak faktor koreksi. Khususnya desain struktur sambungan, keberlakuan faktor koreksi dapat dilihat pada Tabel 1.

Tabel 1. Keberlakuan Faktor Koreksi Pada Sambungan (SNI 7973-2013 hal. 68).

	DTI		DTI dan DFBK								DFBK		
	Faktor Durasi Beban ¹	Faktor Layan Basah	Faktor Temperatur	Faktor Aksi Kelompok	Faktor Geometri ²	Faktor Kedalaman Penetrasi ³	Faktor Serat Ujung ³	Faktor Pelat Logam Samping ³	Faktor Diafragma ³	Faktor Ujung Paku ³	Faktor Konversi Format	Faktor Tahanan	Faktor Efek Waktu
											K _F	Φ	
Beban Lateral													
Pasak Z' = Z x (contoh : baut, sekrup kunci, sekrup kayu, paku, pantek, baut dorong, pin dorong)	C _D	C _M	C _t	C _g	C _Δ	-	C _{eg}	-	C _{di}	C _{tn}	3,32	0,65	λ
Pelat Geser Q' = Q x	C _D	C _M	C _t	C _g	C _Δ	C _d	-	-	-	-	3,32	0,65	λ
Keling Kayu P' = P x	C _D	C _M	C _t	-	-	-	-	C _{st} ⁴	-	-	3,32	0,65	λ
Q' = Q x	C _D	C _M	C _t	-	C _Δ ⁵	-	-	C _{st} ⁴	-	-	3,32	0,65	λ
Grid Pantek Z = Z x	C _D	C _M	C _t	-	C _Δ	-	-	-	-	-	3,32	0,65	λ
Beban Cabut													
Paku, Pantek, Sekrup Kunci, W' = W x Sekrup Kayu, dan Pin Doring	C _D	C _M ²	C _t	-	-	-	C _{eg}	-	-	C _M	3,32	0,65	λ

Kekuatan Sambungan Satu Baut

Berdasarkan SNI 7973-2013, kekuatan sambungan kayu untuk satu baut dihitung berdasarkan Persamaan 1. Nilai kekuatan sambungan (Z) dapat dihitung melalui rumus yang terdapat pada Tabel 2. Hal ini membuat jumlah baut menjadi penentu kekuatan sambungan untuk mengatasi beban yang bekerja pada sambungan — Persamaan 2.

$$Z' = Z \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_g \cdot C_{\Delta} \cdot C_{eg} \cdot C_{di} \cdot C_{tn} \cdot K_F \cdot \Phi_z \cdot \lambda \tag{1}$$

$$Z_u \leq Z' \cdot n \tag{2}$$

Tabel 2. Persamaan Batas Leleh (SNI 7973-2013 hal. 85).

Mode Kelelahan	Geser Tunggal	Geser Ganda
I _m	$Z = \frac{D \cdot C_M \cdot F_{sm}}{R_d}$	$Z = \frac{D \cdot C_M \cdot F_{sm}}{R_d}$
I _s	$Z = \frac{D \cdot C_s \cdot F_{ss}}{R_d}$	$Z = \frac{2 \cdot D \cdot C_s \cdot F_{ss}}{R_d}$
II	$Z = \frac{K_2 \cdot D \cdot C_s \cdot F_{ss}}{R_d}$	
III _m	$Z = \frac{K_2 \cdot D \cdot C_s \cdot F_{sm}}{(1+2R_s) \cdot R_d}$	
III _s	$Z = \frac{K_2 \cdot D \cdot C_s \cdot F_{sm}}{(2+R_s) \cdot R_d}$	$Z = \frac{2 \cdot K_2 \cdot D \cdot C_s \cdot F_{sm}}{(2+R_s) \cdot R_d}$
IV	$Z = \frac{D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2 \cdot F_{sm} \cdot F_{yh}}{3(1+R_s)}}$	$Z = \frac{2 \cdot D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2 \cdot F_{sm} \cdot F_{yh}}{3(1+R_s)}}$

Catatan:

$$K_1 = \frac{\sqrt{R_g + 2R_g^2(1+R_g+R_g^2) + R_g^3R_g^2 - R_g(1+R_g)}}{1+R_g}$$


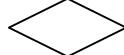

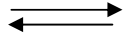
$$K_2 = -1 + \sqrt{\frac{2(1+R_g) + \frac{2F_{yD}(1+2R_g)D^2}{3F_{gm}G_m}}{R_g}}$$

$$K_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1+R_g) + \frac{2F_{yD}(2+R_g)D^2}{3F_{gm}G_m}}{R_g}}$$

Entity-Relationship Diagram (ERD)

Salah satu model perancangan basis data yang umum digunakan hingga saat ini adalah *ERD*. Model ini menggambarkan tiga informasi yang saling ketergantungan, yaitu objek data, atribut objek, dan hubungan antara objek data (kardinalitas). Representasi model diwujudkan melalui diagram gambar sehingga lebih mudah dimengerti, melalui notasi yang dapat dilihat pada tabel 3 (Pressman 1997).

Tabel 3. Notasi-notasi dalam *ERD*.

Nama	Notasi	Arti
Persegi panjang		Entitas / objek data
Belah Ketupat		Hubungan
Elips		Atribut
Garis panah		Kardinalitas

Data Flow Diagram (DFD)

DFD merupakan salah satu teknik pemodelan sistem dalam bentuk grafis yang masih sering digunakan hingga saat ini. Teknik ini merepresentasikan aliran data *input*, transformasi data, dan *output* yang terjadi dalam sistem (input – proses - output). Seperti halnya *ERD*, terdapat notasi-notasi yang telah disepakati untuk digunakan dalam penggambaran *DFD*, dapat dilihat pada tabel 4 (Pressman 1997).

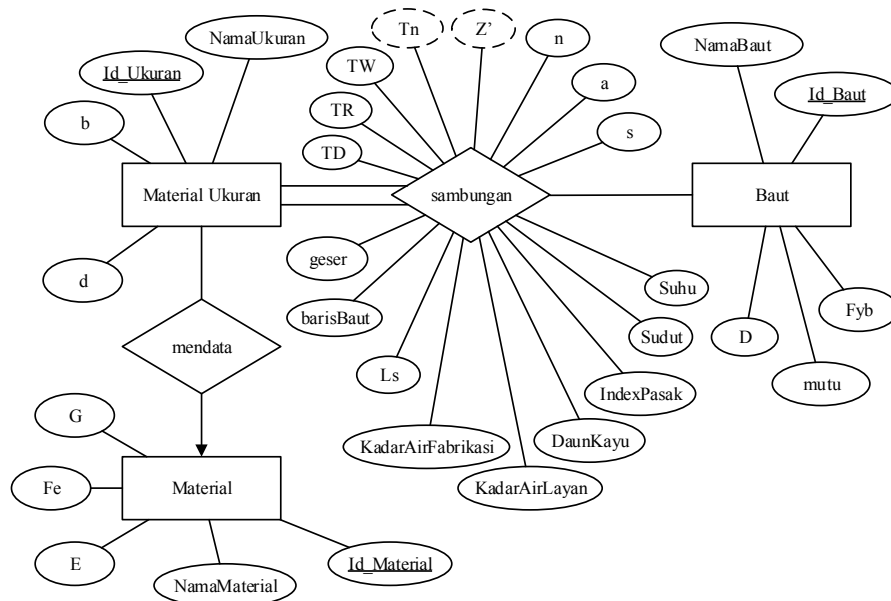
Tabel 4. Notasi DFD Dasar.

Notasi	Keterangan
Entitas eksternal	Entitas eksternal dapat berupa sebuah elemen sistem (misalnya perangkat keras, seseorang, program yang lain) atau sistem lain yang menghasilkan informasi bagi transformasi oleh perangkat lunak atau menerima informasi yang dihasilkan perangkat lunak.
Proses	Lingkaran merepresentasikan sebuah proses atau transformasi yang diaplikasikan ke data dan mengubahnya dengan berbagai macam cara.
objek data	Anak panah melambangkan satu atau lebih data.
Storage	Garis double merepresentasikan sebuah penyimpanan data – informasi yang digunakan oleh perangkat lunak tersimpan.

3. ANALISIS dan PERANCANGAN SISTEM

Entity-Relationship Diagram (ERD)

Berikut ini adalah ERD yang akan diimplementasikan pada basis data aplikasi perencanaan sambungan kayu dengan alat sambung baut. Diagram ini dapat dilihat pada Gambar 2.

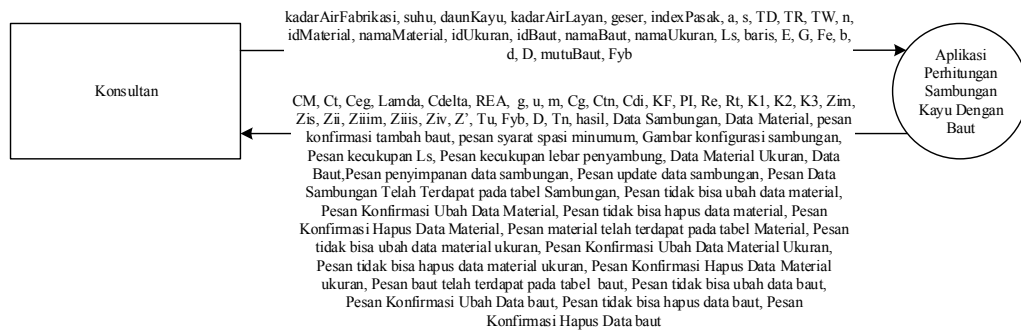


Gambar 2. ERD Aplikasi Sambungan Kayu dengan Alat Sambung Baut.

Data Flow Diagram (DFD)

Diagram Konteks / DFD Level 0

Berikut ini adalah *DFD level* tertinggi yang memberikan gambaran paling umum mengenai aliran data yang terjadi antara entitas dengan sistem. Diagram ini dapat dilihat pada Gambar 3.



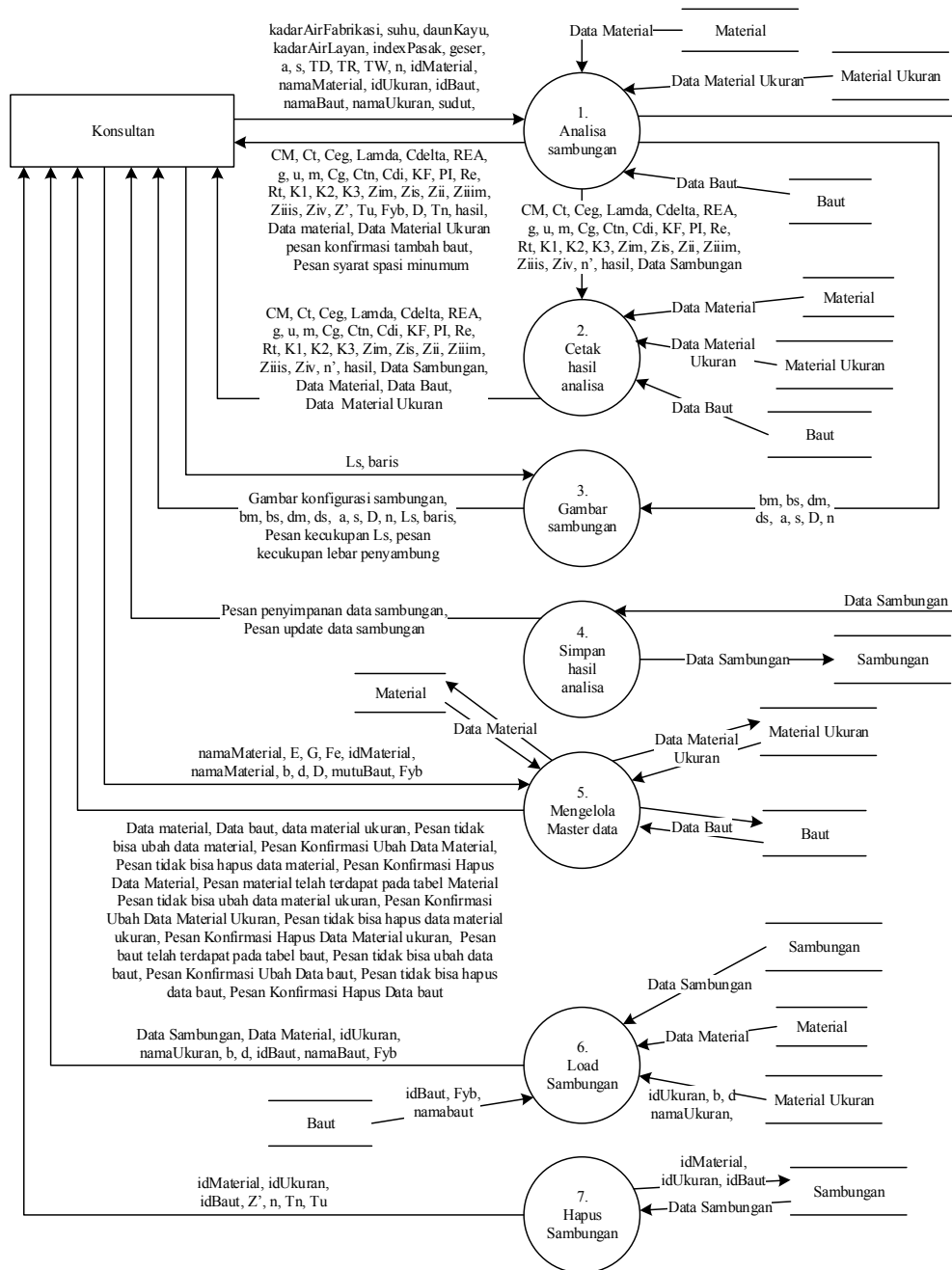
Gambar 3. Diagram Konteks Aplikasi Perhitungan Sambungan Kayu.

Keterangan Diagram Konteks:

- Data Baut: idBaut, namaBaut, mutu, D, Fyb
- Data Material: idMaterial, namaMaterial, E, G, Fe
- Data Material Ukuran: idUkuran, namaUkuran, idMaterial, b, d
- Data Sambungan: idBaut, idMaterial, idUkuran, daunKayu, kadarAirFabrikasi, kadarAirLayan, indexPasak, sudut, suhu, geser, TD, TR, TW, Tn, Z', n, a, s, barisBaut, Ls

DFD Level 1 (Proses 1-7)

Berikut ini dijelaskan aliran transformasi data (*input*, proses, dan *output*) yang terdapat pada sistem secara keseluruhan, dapat dilihat pada Gambar 4.



Gambar 4. Diagram DFD Level 1 Proses 1-7.

Keterangan DFD Level 1 Proses 1-7:

- Data Baut: idBaut, namaBaut, mutu, D, Fyb
- Data Material: idMaterial, namaMaterial, E, G, Fe
- Data Material Ukuran: idUkuran, namaUkuran, idMaterial, b, d

- Data Sambungan: idBaut, idMaterial, idUkuran, daunKayu, kadarAirFabrikasi, suhu, kadarAirLayan, indexPasak, sudut, geser, TD, TR, TW, Tn, Z', n, a, s, barisBaut, Ls

Rancangan Antarmuka

Perancangan sistem melalui *DFD* diimplementasikan dalam dua rancangan antarmuka utama, yaitu pengelolaan master data dan perhitungan sambungan.

Pengelolaan Master Data

Berikut adalah antarmuka yang didesain untuk melakukan pengelolaan data (material, ukuran material, dan baut) terhadap data yang akan menjadi referensi saat sistem melakukan perhitungan sambungan kayu. Antarmuka dapat dilihat pada gambar 5.

Gambar 5. Antarmuka Pengelolaan Master Data.

Perhitungan Sambungan

Berikut adalah antarmuka yang didesain untuk melakukan perhitungan sambungan kayu dengan alat sambung baut. Antarmuka ini dapat dilihat pada gambar 6. Adapun data-data master akan yang diperlukan hanya dapat dikelola melalui antarmuka pengelolaan master data.

Menu

Perhitungan Sambungan Kayu Dengan Alat Sambung Baut Berdasarkan SNI 2013-7973

Data Material Kayu Utama: <input type="text"/> Penyambung: <input type="text"/> Db: (mm)* <input type="text"/> E: (MPa)* <input type="text"/> Es: (MPa)* <input type="text"/> G:* <input type="text"/> Gs:* <input type="text"/> Fem: (MPa)* <input type="text"/> Fes: (MPa)* <input type="text"/> Fyb: (MPa)* <input type="text"/>	Data Sambungan Kayu Utama: <input type="text"/> Penyambung: <input type="text"/> be: (mm)* <input type="text"/> de: (mm)* <input type="text"/> bs: (mm)* <input type="text"/> ds: (mm)* <input type="text"/> a: (mm)* <input type="text"/> s: (mm)* <input type="text"/> T (Celcius)* <input type="text"/> Fbrkasi (%)* <input type="text"/> Layan (%)* <input type="text"/> n: (baut)* <input type="text" value="2"/> Geser:* <input type="radio"/> ganda <input type="radio"/> tunggal Daun Kayu:* <input type="radio"/> lebar <input type="radio"/> jarum Pengcang di luar serat ujung <input type="text"/>	Analisa Faktor Koreksi CM: <input type="text"/> Ct: <input type="text"/> Ceg: <input type="text"/> Ctn: <input type="text" value="1.0"/> Cdi: <input type="text" value="1.0"/> PI: <input type="text" value="0.65"/> KF: <input type="text" value="3.32"/> Lamda: <input type="text"/> Cdt: <input type="text"/>	Analisa Kekuatan Satu Baut Re: <input type="text"/> Rt: <input type="text"/> K1: <input type="text"/> K2: <input type="text"/> K3: <input type="text"/> Zim: (N) <input type="text"/> Zis: (N) <input type="text"/> Zii: (N) <input type="text"/> Ziiim: (N) <input type="text"/> Ziiis: (N) <input type="text"/> Ziv: (N) <input type="text"/>
Data Beban TD: (N)* <input type="text" value="0"/> TR: (N)* <input type="text" value="0"/> TW: (N)* <input type="text" value="0"/> Sudut:* <input type="text" value="0"/> Tu: (N)* <input type="text"/>	Perhitungan Cg REA: <input type="text"/> g: <input type="text"/> u: <input type="text"/> m: <input type="text"/> Cg: <input type="text"/>	Hasil Perhitungan Z: (MPa) <input type="text"/> n: (baut) <input type="text"/> Tn: (MPa) <input type="text"/> Tu < Tn: <input type="text"/>	

Gambar 6. Antarmuka Perhitungan Sambungan Kayu Dengan Alat Sambung Baut.

4. HASIL PENELITIAN

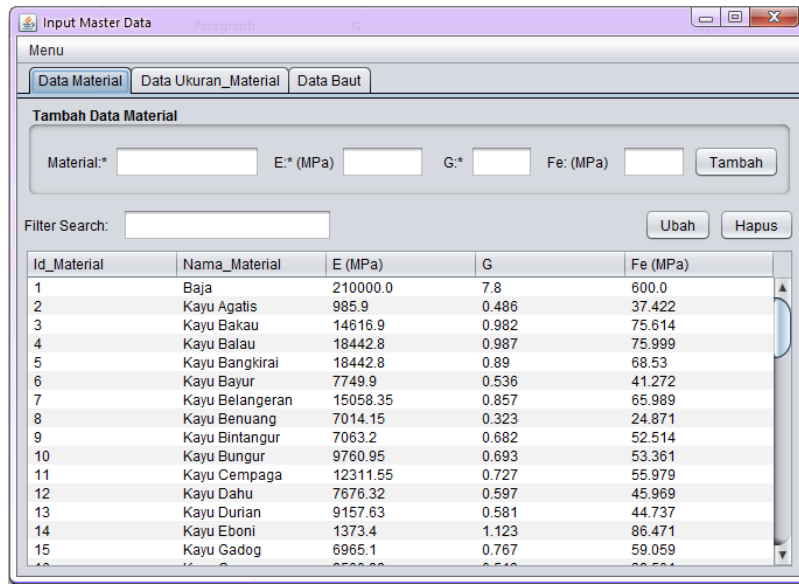
Berikut ini adalah hasil penelitian berdasarkan analisis dan perancangan sistem yang telah dilakukan dalam bentuk aplikasi. Hasil penelitian dijabarkan dalam implementasi aplikasi dan verifikasi perhitungan.

Implementasi Aplikasi

Berikut ini dijabarkan implementasi aplikasi perhitungan sambungan kayu dengan alat sambung baut secara garis besar, yaitu pengelolaan master data dan perhitungan sambungan kayu.

Pengelolaan Master Data

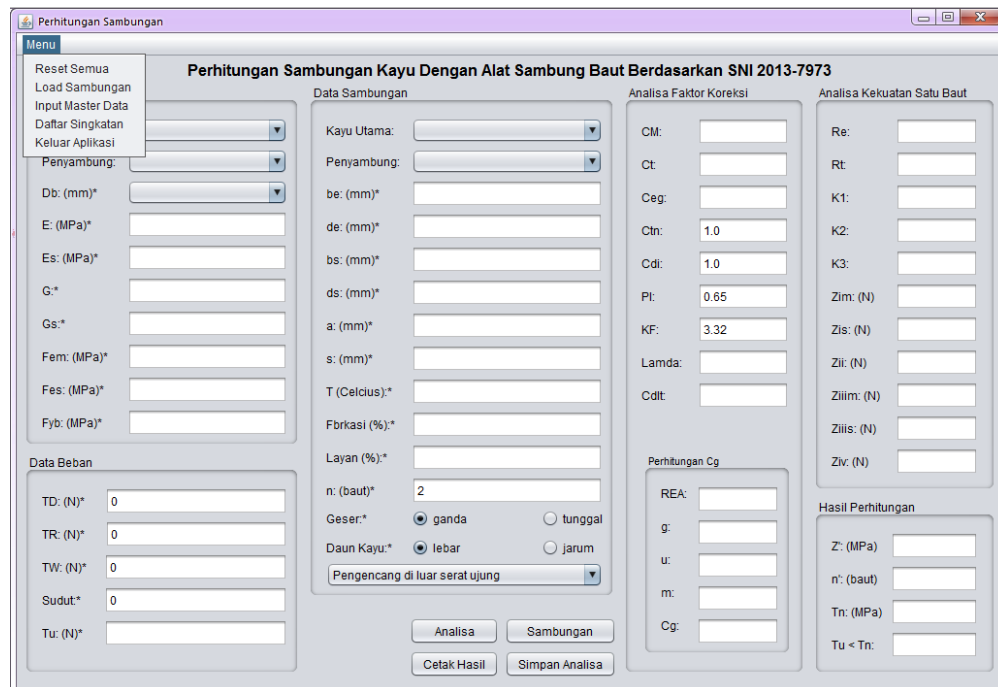
Berikut ini merupakan hasil penelitian antarmuka pengelolaan master data dalam bentuk aplikasi, dapat dilihat pada gambar 7.



Gambar 7. Tampilan Pengelolaan Master Data.

Perhitungan Sambungan

Berikut ini merupakan hasil penelitian antarmuka perhitungan sambungan kayu dengan alat sambung baut dalam bentuk aplikasi, dapat dilihat pada Gambar 8.



Gambar 8. Tampilan Perhitungan Sambungan Kayu Dengan Alat Sambung Baut.

Verifikasi Aplikasi

Hasil penelitian terhadap aplikasi perhitungan sambungan kayu dengan alat sambung baut diharapkan dapat menghasilkan kalkulasi perhitungan yang akurat. Salah satu caranya adalah memverifikasi hasil perhitungan manual dengan hasil perhitungan aplikasi pada suatu kasus struktur sambungan kayu. Berikut ini akan disajikan verifikasi hasil perhitungan manual dan aplikasi dalam bentuk penyelesaian kasus desain struktur sambungan kayu.

Kasus Sambungan Batang Tarik

Diketahui sambungan kayu geser ganda dengan alat sambung baut. Kayu utama dan penyambung menggunakan material kayu bayur dengan elastisitas 9431,27 MPa, berat jenis 0,573, dan kuat tumpu kayu sebesar 45,27 MPa. Diasumsikan bahwa kadar air kayu 19% dan daun kayu bertipe jarum. Kayu utama dan kayu penyambung mempunyai ukuran penampang 300 mm x 50 mm. Baut yang digunakan mempunyai diameter 25 mm dengan mutu BJ-37. Diasumsikan bahwa pengencang berada di luar serat ujung, temperatur ruangan adalah 25° C, dan bangunan berfungsi sebagai rumah tinggal. Berapakah jumlah baut yang diperlukan agar sambungan kokoh, bila beban aksial tarik yang bekerja adalah 6 ton beban mati, 2,5 ton beban hujan, 1,5 ton beban angin? Gambarkan sambungannya !

Perhitungan Manual

Berikut ini adalah hasil perhitungan manual terhadap kasus sambungan batang tarik. Adapun hasil gambar sambungan oleh perhitungan manual dapat dilihat pada gambar 9.

Data penampang:

- $E_m = E_s = 9431,27 \text{ Mpa}$
- $G_m = G_s = 0,573$
- $b_m = b_s = 300 \text{ mm}$
- $d_m = d_s = 50 \text{ mm}$
- $F_{em} = F_{es} = 45,27 \text{ MPa}$
- $Re = \frac{F_{em}}{F_{es}} = \frac{45,27}{45,27} = 1,0$
- $A_m = 300 \times 50 = 15000 \text{ mm}^2$
- $A_s = 2 \times 300 \times 50 = 30000 \text{ mm}^2$ (sambungan geser ganda)

Data baut:

- $D = 25 \text{ mm}$
- $F_u = 370 \text{ MPa}$
- $F_y = 240 \text{ MPa}$
- $F_{yb} = \frac{F_u + F_y}{2} = \frac{370 + 240}{2} = 305 \text{ MPa}$

Data beban:

- TD = 60000 KN ; TR = 25000 KN ; TW = 15000 KN

$$- T_{u1} = \frac{1,4 TD}{\lambda} = \frac{1,4 \times 60000}{0,6} = 140000 \text{ N}$$

$$- T_{u2} = \frac{1,2 TD + 1,6 TR + 0,8 TW}{\lambda} = \frac{1,2 \times 60000 + 1,6 \times 25000 + 0,8 \times 15000}{0,8} = 155000 \text{ N}$$

$$- T_{u3} = \frac{1,2 TD + 1,6 TW + 0,8 TR}{\lambda} = \frac{1,2 \times 60000 + 1,6 \times 15000 + 0,8 \times 25000}{1,0} = 99500 \text{ N}$$

- Yang terbesar adalah T_{u2} , maka:

$$\lambda = 0,8 ; T_u = T_{u2} \times \lambda = 155000 \times 0,8 = 124000 \text{ N}$$

Penentuan Faktor Koreksi (C_{Δ})

- Daun kayu bertipe jarum → lihat SNI 7973-2013, pasal 11.5

- Digunakan a = 100 mm, s = 75 mm,

$$- C_{\Delta 1} = \frac{a}{7D} = \frac{100}{7 \times 25} = 0,571$$

$$- C_{\Delta 2} = \frac{s}{4D} = \frac{75}{4 \times 25} = 0,75$$

- $C_{\Delta} = C_{\Delta 1} = 0,571$ (ambil nilai terkecil)

Perhitungan Faktor C_g

$$- R_{EA} = \frac{E_s d_g}{E_m d_m} = \frac{9437,27 \times 15000}{9437,27 \times 15000} = 1,0 \text{ (terkecil antara } \frac{E_m A_m}{E_s A_s} \text{ atau } \frac{E_s A_g}{E_m A_m} \text{)}$$

$$- \gamma = 246 \times D^{1,5} = 246 \times 25^{1,5} = 30750$$

$$- u = 1 + \gamma \cdot \frac{1}{2} \left[\frac{1}{E_m d_m} + \frac{1}{E_s d_g} \right] = 1 + 30750 \cdot \frac{75}{2} \left[\frac{1}{9437,27 \cdot 15000} + \frac{1}{9437,27 \cdot 15000} \right] = 1,012$$

$$- m = u - \sqrt{u^2 - 1} = 1,012 - \sqrt{1,012^2 - 1} = 0,855$$

- n = 15 (tebak jumlah baut)

$$- C_g = \left[\frac{m(1-m^{2n})}{n(1+R_{EA} m^{2n})(1+m) - 1 + m^{2n}} \right] \left[\frac{1+R_{EA}}{1-m} \right]$$

$$= \left[\frac{0,855(1-0,855^{30})}{15(1+1,0 \times 0,855^{30})(1+0,855) - 1 + 0,855^{30}} \right] \left[\frac{1+1,0}{1-0,855} \right]$$

$$= 0,312$$

Faktor Koreksi

$$- C_{\Delta} = 0,571$$

$$- C_g = 0,312$$

- CM = 1,0 → lihat SNI 7973-2013, pasal 10.3.3

- $C_t = 1,0 \rightarrow$ lihat SNI 7973-2013, pasal 10.3.4
- $\lambda = 0,8 \rightarrow$ lihat SNI 7973-2013, pasal 10.3.9
- $C_{eg} = 1,0 \rightarrow$ lihat SNI 7973-2013, pasal 11.5.2
- $C_{di} = 1,0 \rightarrow$ lihat SNI 7973-2013, pasal 11.5.3
- $C_{tn} = 1,0 \rightarrow$ lihat SNI 7973-2013, pasal 11.5.4
- $K_F = 3,32 \rightarrow$ lihat tabel 1, keberlakuan faktor koreksi
- $\Phi_z = 0,65 \rightarrow$ lihat tabel 1, keberlakuan faktor koreksi

Analisa Kekuatan Satu Baut (Ganda)

- $K_0 = 1 + 0,25(0/90) = 1 + 0,25(0/90) = 1,0$
- $K_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1+R_e)}{R_g} + \frac{2F_{Tb}(2+R_e)D^3}{3F_{em}d^3}} = -1 + \sqrt{\frac{2(1+1,0)}{1,0} + \frac{2 \times 308 (2+1,0) 28^3}{3 \times 49,27 \times 300^3}} = 1,024$
- $Z_{Im} = \frac{D \cdot 4F_{em}}{R_d} = \frac{28 \times 300 \times 49,27}{4 \times R_g} = 84881,25 \text{ N}$
- $Z_{Is} = \frac{2D \cdot 4F_{em}}{R_d} = \frac{2 \times 28 \times 300 \times 49,27}{4 \times R_g} = 169762,5 \text{ N}$
- $Z_{IIs} = \frac{2K_3 \cdot D \cdot 4F_{em}}{(2+R_e)R_d} = \frac{2 \times 1,024 \times 28 \times 300 \times 49,27}{(2+1,0) \cdot 2 \cdot 2 \times R_g} = 72406,352 \text{ N}$
- $Z_{IV} = \frac{2D^3}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em}F_{Tb}}{3(1+R_e)}} = \frac{2 \times 28^3}{2 \cdot 2 \times R_g} \sqrt{\frac{2 \times 49,27 \times 308}{3 \times (1+1,0)}} = 26716,865 \text{ N}$
- $Z = Z_{IV} = 26716,865 \text{ N}$ (diambil yang terkecil)

Hasil Perhitungan

- $Z' = Z \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_g \cdot C_{\Delta} \cdot C_{eg} \cdot C_{di} \cdot C_{tn} \cdot K_F \cdot \Phi_z$
 $= 26716,865 \times 1,0 \times 1,0 \times 0,312 \times 0,571 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 3,32 \times 0,65$
 $= 8222,232 \text{ N}$
- $n_{perlu} = \frac{T_u}{Z'} = \frac{124000}{8222,232} = 15,081 \sim 16$ buah, dicoba lagi dengan $n = 17$ baut

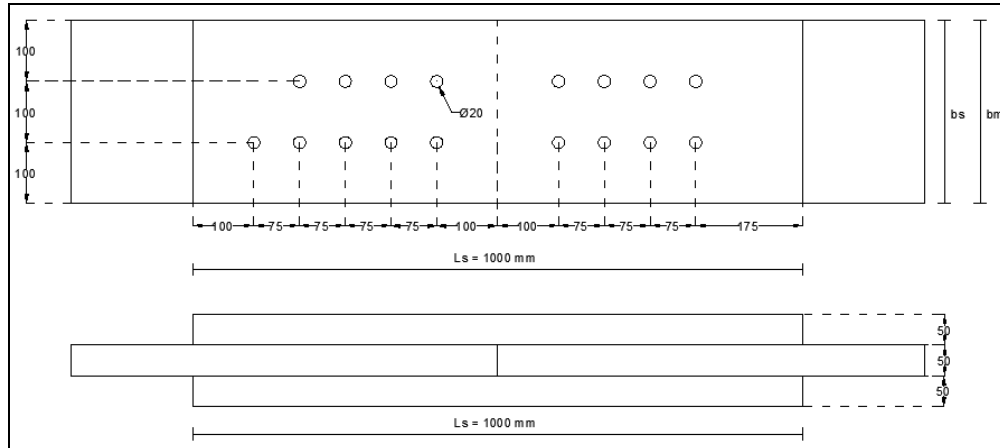
Perhitungan Perubahan Nilai C_g

- $C_g = \left[\frac{m(1-m^{2n})}{m(1+R_{Ed}m^n)(1+m)-1+m^{2n}} \right] \left[\frac{1+R_{Ed}}{1-m} \right]$
 $= \left[\frac{0,999(1-0,999^{2 \times 17})}{17 \times (1+1,0 \times 0,999^{17})(1+0,999)-1+0,999^{2 \times 17}} \right] \left[\frac{1+1,0}{1-0,999} \right]$
 $= 0,279$
- $Z' = Z \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_g \cdot C_{\Delta} \cdot C_{eg} \cdot C_{di} \cdot C_{tn} \cdot K_F \cdot \Phi_z$
 $= 26716,865 \times 1,0 \times 1,0 \times 0,279 \times 0,571 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 3,32 \times 0,65$
 $= 7350,384 \text{ N}$

- $n_{\text{perlu}} = \frac{T_u}{\phi F_t} = \frac{124000}{7350,384} = 16,870 \sim 17$ buah, sesuai dengan baut pasang $n = 17 \rightarrow$ PAS !

- $T_n = Z' \times n = 7350,384 \times 17 = 124956,534 \text{ N} > T_u = 124000 \text{ N} \rightarrow$ OKE !

Gambar Sambungan



Gambar 9. Konfigurasi Sambungan Hasil Perhitungan Manual Batang Tarik.

Perhitungan Aplikasi

Berikut ini adalah hasil perhitungan aplikasi terhadap kasus diatas (kasus perhitungan sambungan batang tarik), dapat dilihat pada gambar 10. Adapun hasil gambar sambungan tampak atas oleh aplikasi dapat dilihat pada gambar 11 dan tampak samping oleh aplikasi pada gambar 12.

Perhitungan Sambungan

Menu

Perhitungan Sambungan Kayu Dengan Alat Sambung Baut Berdasarkan SNI 2013-7973

Data Material	Data Sambungan	Analisa Faktor Koreksi	Analisa Kekuatan Satu Baut
Kayu Utama: 65. Kayu Bayur	Kayu Utama: 6. Kayu Bayur – 300.0 x 50.0	CM: 1.0	Re: 1.0
Penyambung: 65. Kayu Bayur	Penyambung: 6. Kayu Bayur – 300.0 x 50.0	Ct: 1.0	Rt: 1.0
Db: (mm)* 5. D25.0 – BJ37	be: (mm)* 300.0	Ceg: 1.0	K1: -
E: (MPa)* 9431.27	de: (mm)* 50.0	Ctn: 1.0	K2: -
Es: (MPa)* 9431.27	bs: (mm)* 300.0	Cdi: 1.0	K3: 1.024
G:* 0.573	ds: (mm)* 50.0	Pt: 0.65	Zim: (N) 84881.25
Gs:* 0.573	a: (mm)* 100.0	KF: 3.32	Zis: (N) 169762.5
Fem: (MPa)* 45.27	s: (mm)* 75.0	Lamda: 0.8	Ziil: (N) -
Fes: (MPa)* 45.27	T (Celcius)* 25.0	Cdlt: 0.571	Ziis: (N) 72406.352
Fyb: (MPa)* 310.0	Fbrkasi (%)* 19.0		Ziv: (N) 26716.865
	Layan (%)* 19.0		
	n: (baut)* 17		
	Geser:* <input checked="" type="radio"/> ganda <input type="radio"/> tunggal		
	Daun Kayu:* <input type="radio"/> lebar <input checked="" type="radio"/> jarum		
	Pengencang di luar serat ujung		
		Perhitungan Cg	
		REA: 0.5	
		g: 30750.0	
		u: 1.012	
		m: 0.855	
		Cg: 0.279	
			Hasil Perhitungan
			Z: (MPa) 7350.384
			n: (baut) 16.87 ~ 17
			Tn: (MPa) 124956.534
			Tu < Tn: Oke!

Data Beban

TD: (N)* 60000.0

TR: (N)* 25000.0

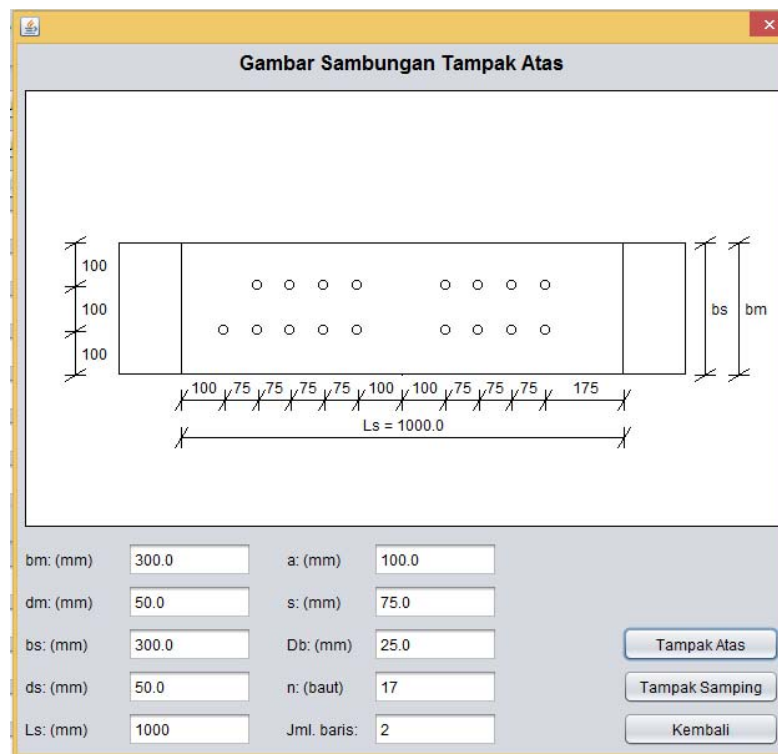
TW: (N)* 15000.0

Sudut:* 0.0

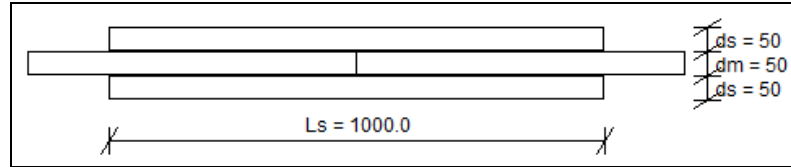
Tu: (N)* 124000.0

Analisa Sambungan Cetak Hasil Simpan Analisa

Gambar 10. Hasil Perhitungan Sambungan Batang Tarik oleh Aplikasi.



Gambar 11. Tampak Atas Sambungan Batang Tarik oleh Aplikasi.



Gambar 12. Tampak Samping Sambungan Batang Tarik oleh Aplikasi.

Kasus Sambungan Batang Tekan

Diketahui sambungan kayu geser tunggal dengan alat sambung baut. Kayu utama menggunakan kayu jabon dengan elastisitas 5439,64 MPa, berat jenis 0,423. Digunakan pelat penyambung baja (Fe = 600 MPa). Diasumsikan bahwa kadar air kayu 19% dan daun kayu bertipe lebar. Kayu utama mempunyai ukuran penampang 350 mm x 100 mm dan pelat baja 250 mm x 50 mm. Baut yang digunakan mempunyai diameter 20 mm dengan Fe = 500 MPa. Diasumsikan bahwa pengencang berada di luar serat ujung, temperatur ruangan adalah 26° C, dan bangunan berfungsi sebagai rumah tinggal. Berapakah jumlah baut yang diperlukan agar sambungan kokoh, bila beban aksial tekan yang bekerja adalah 3,5 ton beban mati, 1,5 ton beban hujan, 1 ton beban angin? Gambarkan sambungannya !

Perhitungan Manual

Berikut ini adalah hasil perhitungan manual terhadap kasus sambungan batang tarik. Adapun hasil gambar sambungan oleh perhitungan manual dapat dilihat pada gambar 13.

Data kayu utama:

- Em = 5439,64 Mpa
- Gm = 0,423
- bm = 350 mm
- dm = 100 mm
- Am = 350 x 100 = 35000 mm²
- Fem = 77 x Gm = 32,571 MPa
- Re = $\frac{Fem}{Fes} = \frac{32,571}{600} = 0,054$

Data kayu utama:

- Es = 210000 Mpa
- Gs = 7,8
- bs = 250 mm
- ds = 50 mm
- As = 250 x 50 = 12500 mm²
- Fes = 600 MPa
- Rt = $\frac{Em}{Es} = \frac{5439,64}{210000} = 0,026$

Data baut:

- D = 20 mm

- $F_{yb} = 500 \text{ MPa}$

Data beban:

- $T_D = -35000 \text{ KN}$; $T_R = -15000 \text{ KN}$; $T_W = -10000 \text{ KN}$

$$- T_{u1} = \frac{1,4 T_D}{\lambda} = \frac{1,4 \times 35000}{0,6} = -81666,667 \text{ N}$$

$$- T_{u2} = \frac{1,2 T_D + 1,6 T_R + 0,8 T_W}{\lambda} = \frac{1,2 \times 35000 + 1,6 \times 15000 + 0,8 \times 10000}{0,8} = -92500 \text{ N}$$

$$- T_{u3} = \frac{1,2 T_D + 1,6 T_W + 0,8 T_R}{\lambda} = \frac{1,2 \times 35000 + 1,6 \times 10000 + 0,8 \times 15000}{1,0} = -59500 \text{ N}$$

- Yang terbesar adalah T_{u2} (abaikan tanda negatif), maka:

$$\lambda = 0,8 ; T_u = T_{u2} \times \lambda = 92500 \times 0,8 = -74000 \text{ N}$$

Penentuan Faktor Koreksi (C_λ)

- Beban tekan (sejajar serat) \rightarrow lihat SNI 7973-2013, pasal 11.5

- Digunakan $a = 80 \text{ mm}$, $s = 70 \text{ mm}$,

$$- C_{\Delta 1} = \frac{a}{4D} = \frac{80}{4 \times 20} = 1,0$$

$$- C_{\Delta 2} = \frac{s}{4D} = \frac{70}{4 \times 20} = 0,875$$

- $C_\Delta = C_{\Delta 1} = 0,875$ (ambil nilai terkecil)

Perhitungan Faktor C_g

$$- R_{EA} = \frac{E_m \cdot d_m}{E_g \cdot d_g} = \frac{2437,64 \times 35000}{210000 \times 12800} = 0,073 \text{ (terkecil antara } \frac{E_m \cdot d_m}{E_g \cdot d_g} \text{ atau } \frac{E_g \cdot d_g}{E_m \cdot d_m} \text{)}$$

$$- \gamma = 369 \times D^{1,5} = 369 \times 20^{1,5} = 33004,363$$

$$- u = 1 + \gamma \cdot \frac{s}{2} \left[\frac{1}{E_m \cdot d_m} + \frac{1}{E_g \cdot d_g} \right] = 1 + 33004,363 \cdot \frac{70}{2} \left[\frac{1}{2437,64 \times 35000} + \frac{1}{210000 \times 12800} \right] = 1,007$$

$$- m = u - \sqrt{u^2 - 1} = 1,007 - \sqrt{1,007^2 - 1} = 0,892$$

- $n = 12$ (tebak jumlah baut)

$$- C_g = \left[\frac{m(1-m^{2n})}{n(1+R_{EA} \cdot m^{2n})(1+m) - 1 + m^{2n}} \right] \left[\frac{1+R_{EA}}{1-m} \right]$$

$$= \left[\frac{0,892(1-0,892^{24})}{12 \times (1+0,073 \times 0,892^{24})(1+0,892) - 1 + 0,892^{24}} \right] \left[\frac{1+0,073}{1-0,892} \right]$$

$$= 0,374$$

Faktor Koreksi

- $C_{\Delta} = 0,875$
- $C_g = 0,401$
- $CM = 1,0 \rightarrow$ lihat SNI 7973-2013, pasal 10.3.3
- $C_t = 1,0 \rightarrow$ lihat SNI 7973-2013, pasal 10.3.4
- $\lambda = 0,8 \rightarrow$ lihat SNI 7973-2013, pasal 10.3.9
- $C_{eg} = 1,0 \rightarrow$ lihat SNI 7973-2013, pasal 11.5.2
- $C_{di} = 1,0 \rightarrow$ lihat SNI 7973-2013, pasal 11.5.3
- $C_{tn} = 1,0 \rightarrow$ lihat SNI 7973-2013, pasal 11.5.4
- $KF = 3,32 \rightarrow$ lihat tabel 1, keberlakuan faktor koreksi
- $\theta = 0,65 \rightarrow$ lihat tabel 1, keberlakuan faktor koreksi

Analisa Kekuatan Satu Baut (Ganda)

- $K_0 = 1+0,25(\theta/90) = 1+0,25(0/90) = 1,0$

$$- K_1 = \frac{\sqrt{R_p + 2R_p^2 (1+R_p+R_p^2) + R_p^2 R_p^2} - R_p (1+R_p)}{1+R_p}$$

$$= \frac{\sqrt{0,00412 \pi 0,004^2 (1+11,4+11,4^2) + 0,004^2 \pi 0,004^2} - 0,004 \pi (1+11,4)}{1+0,004}$$

$$= 0,145$$

$$- K_2 = -1 + \sqrt{2(1+R_p) + \frac{2F_{yb}(1+2R_p)D^3}{3F_{em}C_{th}^2}}$$

$$= -1 + \sqrt{2(1+0,054) + \frac{2 \pi 200 (1+2 \pi 0,004) \pi 20^3}{3 \pi 32,371 \pi 220^2}}$$

$$= 0,465$$

$$- K_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1+R_p)}{R_p} + \frac{2F_{yb}(2+R_p)D^3}{3F_{em}C_{th}^2}} = -1 + \sqrt{\frac{2(1+0,004)}{0,004} + \frac{2 \pi 200 (2+0,004) 20^3}{3 \pi 32,371 \pi 220^2}} =$$

5,243

$$- Z_{Im} = \frac{D C_{tp} F_{em}}{R_d} = \frac{22 \pi 350 \pi 32,371}{4 \pi K_2} = 56999,25 \text{ N}$$

$$- Z_{Is} = \frac{2 D C_s F_{em}}{R_d} = \frac{2 \pi 22 \pi 220 \pi 32,371}{4 \pi K_2} = 750000 \text{ N}$$

$$- Z_{Ii} = \frac{k_a D C_s F_{em}}{R_d} = \frac{0,465 \pi 20 \pi 220 \pi 600}{3,6 \pi K_2} = 120998,297 \text{ N}$$

$$- Z_{IIIIm} = \frac{K_2 D C_s F_{em}}{(1+2R_p)R_d} = \frac{0,465 \pi 20 \pi 220 \pi 32,371}{(1+2 \pi 0,004) 3,6 \pi K_2} = 21337,67$$

$$- Z_{IIIIs} = \frac{2 K_2 D C_s F_{em}}{(2+R_p)R_d} = \frac{2 \pi 1,004 \pi 20 \pi 220 \pi 32,371}{(2+0,004) 3,6 \pi K_2} = 129892,526 \text{ N}$$

$$- Z_{IV} = \frac{2D^3}{R_d} \sqrt{\frac{2 F_{em} F_{yb}}{3(1+R_g)}} = \frac{2 \pi 20^3}{3,2 \pi R_g} \sqrt{\frac{2 \pi 32.871 \pi 880}{3 \pi (1+0,034)}} = 12684,867 \text{ N}$$

- Z = Z_{IV} = 12684,867 N (diambil yang terkecil)

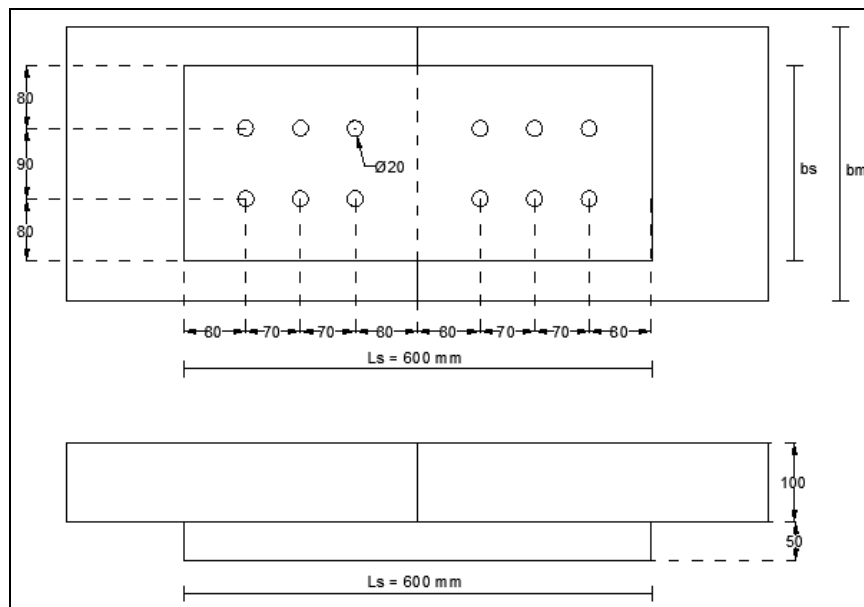
Hasil Perhitungan

$$\begin{aligned} - Z' &= Z \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_g \cdot C_{\Delta} \cdot C_{eg} \cdot C_{di} \cdot C_{tm} \cdot K_F \cdot \Phi_z \\ &= 12684,867 \times 1,0 \times 1,0 \times 0,374 \times 0,875 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 3,32 \times 0,65 \\ &= 7171,274 \text{ N} \end{aligned}$$

$$- n_{\text{perlu}} = \frac{T_u}{Z'} = \frac{74000}{7171,274} = 10,319 \sim 11 \text{ buah, digunakan } n = 12 \text{ baut}$$

$$- T_n = Z' \times n = 7171,274 \times 12 = 86055,293 \text{ N} > T_u = 74000 \text{ N} \rightarrow \text{OKE !}$$

Gambar Sambungan



Gambar 13. Konfigurasi sambungan perhitungan 2 manual.

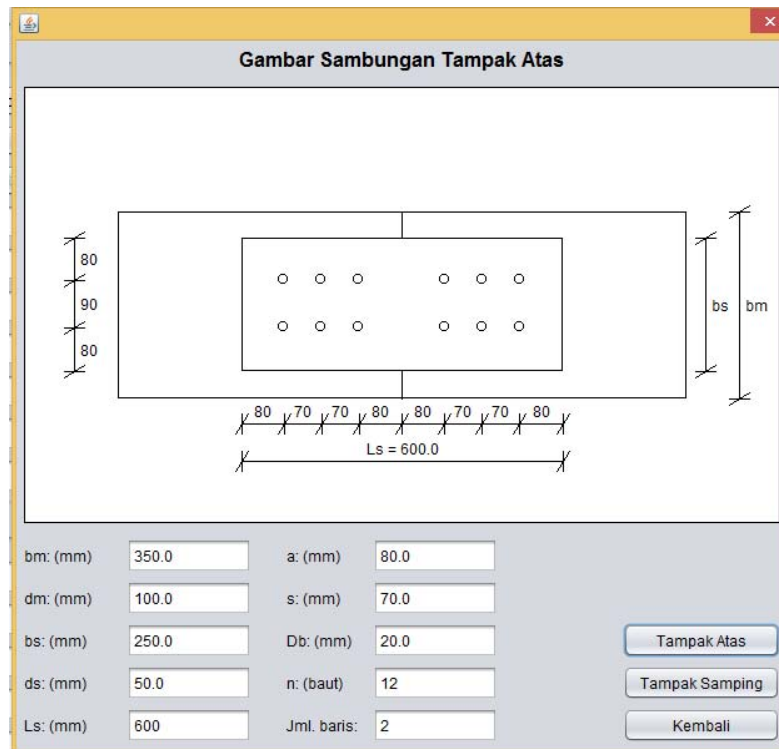
Perhitungan Aplikasi

Berikut ini adalah hasil perhitungan aplikasi terhadap kasus diatas (kasus perhitungan sambungan batang tarik), dapat dilihat pada gambar 14. Adapun hasil gambar sambungan tampak atas oleh aplikasi dapat dilihat pada gambar 15 dan tampak samping oleh aplikasi pada gambar 16.

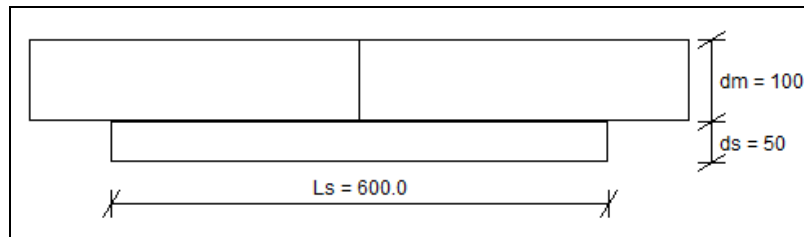
Perhitungan Sambungan Kayu Dengan Alat Sambung Baut Berdasarkan SNI 2013-7973

Data Material	Data Sambungan	Analisa Faktor Koreksi	Analisa Kekuatan Satu Baut
Kayu Utama: 19. Kayu Jabon	Kayu Utama: 5. Kayu Jabon -- 350.0 x 100.0	CM: 1.0	Re: 0.054
Penyambung: 1. Baja	Penyambung: 7. Baja -- 250.0 x 50.0	Ct: 1.0	Rt: 1.4
Db: (mm)* 4. D20.0 - BJ37	be: (mm)* 350.0	Ceg: 1.0	K1: 0.145
E: (MPa)* 5439.64	de: (mm)* 100.0	Ctn: 1.0	K2: 0.465
Es: (MPa)* 210000.0	bs: (mm)* 250.0	Cdi: 1.0	K3: 5.243
G: * 0.423	ds: (mm)* 50.0	Pl: 0.65	Zim: (N) 56999.25
Gs: * 7.8	a: (mm)* 80	KF: 3.32	Zis: (N) 750000.0
Fem: (MPa)* 32.571	s: (mm)* 70	Lamda: 0.8	Zii: (N) 120998.297
Fes: (MPa)* 600.0	T (Celcius)* 25.0	Cdit: 0.875	Ziim: (N) 21337.65
Fyb: (MPa)* 500.0	Fbrkasi (%)* 19.0		Ziis: (N) 129892.526
	Layan (%)* 16.0		Ziv: (N) 12684.867
	n: (baut)* 12	Perhitungan Cg	
	Geser: <input type="radio"/> ganda <input checked="" type="radio"/> tunggal	REA: 0.073	Hasil Perhitungan
	Daun Kayu: <input checked="" type="radio"/> lebar <input type="radio"/> jarum	g: 33004.363	Z: (MPa) 7171.274
	<input type="checkbox"/> Pengencang di luar serat ujung	u: 1.007	n: (baut) 10.319 ~ 11
		m: 0.892	Tn: (MPa) 86055.293
		Cg: 0.374	Tu < Tn: Oke!

Gambar 14. Hasil Perhitungan Sambungan 1 oleh Aplikasi.



Gambar 15. Tampak Atas Sambungan Perhitungan 2 oleh Aplikasi.



Gambar 16. Tampak Samping Sambungan Perhitungan 1 oleh Aplikasi.

5. KESIMPULAN

Penelitian yang telah dilakukan menghasilkan kesimpulan sebagai berikut:

1. Telah berhasil direncanakan dan dibuat suatu aplikasi yang mampu menghitung kekuatan sambungan dengan alat sambung baut berdasarkan peraturan SNI 7973-2013, mencetak hasil analisa sambungan, dan menggambarkan konfigurasi sambungan,
2. Telah direncanakan basis data yang terintegrasi pada aplikasi yang mampu menyimpan data material, data ukuran material, data baut, dan data sambungan (setelah analisa dilakukan).

DAFTAR PUSTAKA

1. Deitel, Paul dan Harvey Deitel, (2012). Java How To Program. Edisi Kesembilan United States: Prentice Hall.
2. Frick, Heinz dan Pujo I. Setiawan, (2001). Ilmu Konstruksi Struktur Bangunan. Yogyakarta: Kanisius.
3. Goncalves, Antonio, (2010). Beginning Java™ EE 6 Platform with GlassFish™ 3. Edisi Kedua. United States: Apress.
4. Horstmann, Cay S. dan Gary Cornell, (2007). Core Java Volume I Fundamentals. Edisi Kedelapan. San. Francisco: Prentice Hall.
5. Pressman, Roger S., (1997). Software Engineering. Edisi Keempat. New York: McGraw-Hill.
6. Pressman, Roger S., (2001). Software Engineering. Edisi Kelima. New York: McGraw-Hill.
7. SNI 7973-2013, (2013). Spesifikasi Desain Untuk Konstruksi Kayu. Jakarta: Badan Standar Nasional Indonesia.
8. Wijaya, Michael (2014). Perancangan Perangkat Lunak Perencanaan Sambungan Kayu Berdasarkan SNI 7973-2013 Dengan Alat Sambung Baut, Tugas Akhir S1,

Program Studi Double Degree Teknik Sipil – Sistem Informasi, Universitas
Kristen Maranatha, Bandung.

9. Yap, K. H. Felix, (1993). Konstruksi Kayu. Jakarta: Binacipta.

EVALUASI GESER DASAR MINIMUM PADA SNI 1726-2012

Johnny Setiawan¹, Iswandi Imran²

¹ Mahasiswa Magister Teknik Sipil, Jurusan Teknik Struktur, Universitas Katolik Parahyangan
johnnycun@gmail.com

² Kelompok Keahlian Rekayasa Struktur, Program Studi Teknik Sipil, Institut Teknologi Bandung
iswandiimran@gmail.com

ABSTRAK

Terdapat cukup banyak perubahan pada SNI 1726-2012, salah satunya adalah adanya persyaratan batas geser dasar minimum (*minimum base shear*) yang tidak ada pada peraturan sebelumnya. Metode yang akan dilakukan adalah bangunan gedung dengan klasifikasi ketinggian rendah, sedang dan tinggi akan dianalisis dengan menerapkan geser dasar minimum dan tanpa geser dasar minimum. Analisis yang akan digunakan adalah analisis ragam spektrum respons (*Respons Spectrum Analysis, RSA*), analisis respons riwayat waktu (*Time History Analysis, THA*) dan analisis respons riwayat waktu non linier (*Non Linear Time History Analysis, NLTHA*). Hasil analisis menunjukkan bahwa pada peraturan SNI 1726-2012 dengan adanya persyaratan batasan geser dasar minimum dapat menjamin kinerja struktur sesuai dengan yang diharapkan. Kekhawatiran adanya batasan geser dasar minimum pada SNI 1726-2012 akan membuat desain menjadi tidak ekonomis, ternyata tidak terbukti karena tidak memberikan pengaruh signifikan pada hasil desain, khususnya untuk bangunan dengan kategori ketinggian rendah dan sedang. Untuk bangunan dengan klasifikasi bangunan tinggi, analisis dan desain dengan memperhitungkan syarat batasan geser dasar minimum dan tanpa memperhitungkan geser dasar minimum dapat memberikan hasil desain yang baik, tetapi pengecekan pada Level Kinerja (*Performance Level*) sesuai dengan *story drift* menunjukkan bahwa analisis dengan memperhitungkan syarat geser dasar minimum memberikan hasil dengan level kinerja yang cukup baik yaitu *Immediate Occupancy (IO)* hingga *Damage Control (DO)*, sedangkan tanpa memperhitungkan geser dasar minimum memberikan hasil dengan level kinerja yang kurang baik yaitu *Life Safety (LS)* hingga *Structural Stability (SS)*. Sedangkan pada level kinerja elemen struktur, analisis tanpa memperhitungkan geser dasar minimum menyebabkan banyak elemen struktur yang berada pada level kinerja *Collapse Prevention (CP)*.

Kata kunci : *minimum base shear, respons spectrum analysis (RSA), time history analysis (THA), non linear time history analysis (NLTHA), SNI 1726-2012*

ABSTRACT

As compared to the previous version, several major modifications have been included in the new code SNI 1726-2012. The code now requires a minimum base shear in analysis. Three buildings with classification low-rise, medium-rise and high-rise are analyzed with "minimum base shear" provision and without "minimum base shear" provision with Respons Spectrum Analysis (RSA), Time History Analysis and Non Linear Time History Analysis (NLTHA). A comparative study show that SNI 1726-2012 with "minimum base shear" provision can ensure performance level as expected. Concern the "minimum base shear" provision of the SNI 1726-2012 will make structural design become uneconomical was not proven because it doesn't have a significant impact on the result, particularly for building with low-rise and medium-rise building classification. Analysis and design high-rise building "with minimum base shear" and "without minimum base shear" provision can provide good design result, but analysis "with minimum base shear", story drift ratios corresponding to the performance levels give good result as expected, Immediate Occupancy (IO) to Damage Control (DO), while analysis "without minimum base shear" give poor performance level, Life Safety (LS) to Structural Stability (SS). For performance levels according to structural component, "without minimum base shear" provision cause a lot of structural elements at the level Collapse Prevention (CP).

Keywords: *minimum base shear, respons spectrum analysis (RSA), non linear time history analysis (NLTHA), SNI 1726-2012*

1. PENDAHULUAN

Terdapat cukup banyak perubahan pada SNI 1726-2012, salah satunya adalah adanya persyaratan batas geser dasar minimum (*minimum base shear*) yang tidak ada pada peraturan sebelumnya. Persyaratan geser dasar minimum ini ada atas pertimbangan bahwa respons dari struktur bangunan gedung tinggi terhadap gempa cukup rumit akibat peran ragam getar pada mode tinggi sehingga dengan adanya batasan geser dasar minimum menjadi lebih konservatif.

Pada paper ini, dianalisis model bangunan gedung dengan klasifikasi ketinggian rendah, sedang dan tinggi dengan menerapkan geser dasar minimum dan tanpa geser dasar minimum. Analisis yang akan digunakan adalah analisis ragam spektrum respons (Respons Spectrum Analysis, RSA), analisis respons riwayat waktu (Time History Analysis, THA) dan analisis respons riwayat waktu non linier (Non Linear Time History Analysis, NLTHA).

Respon nonlinier struktur hasil analisis tersebut kemudian dievaluasi menggunakan prinsip-prinsip evaluasi berbasis kinerja (*performance-based evaluation*). Hasil evaluasi tersebut digunakan untuk mempelajari pengaruh adanya batasan geser dasar minimum yang merupakan bagian dari SNI 1726-2012, pada bangunan bertingkat rendah, sedang, dan tinggi.

2. DASAR TEORITIS

2.1 KOEFISIEN RESPONS SEISMIK

Menurut SNI 1726-2012 yang mengacu pada ASCE7-10, geser dasar minimum dipengaruhi dari koefisien respons seismik.

$$V = C_s W_t \quad (1)$$

Koefisien respons seismik C_s , ditentukan sesuai dengan Persamaan :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad (2)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek

R = faktor modifikasi respons

I_e = faktor keutamaan gempa

Nilai C_s yang dihitung sesuai dengan Persamaan 2 tidak perlu melebihi berikut ini:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad (3)$$

C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (4)$$

Sebagai tambahan, untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari:

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad (5)$$

Keterangan:

S_{D1} = parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda sebesar 1,0 detik

T = perioda fundamental struktur (detik)

S_1 = parameter percepatan spektrum respons maksimum

2.2 PEMBEBANAN

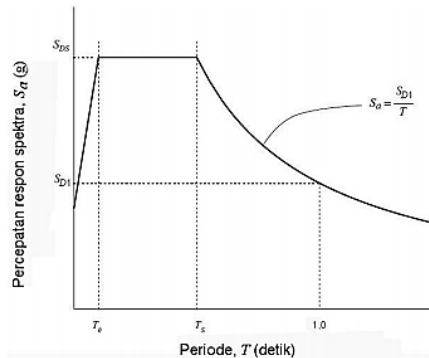
2.2.1 PEMBEBANAN SESUAI SNI 1727-1989

Dalam Pedoman Perancangan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPURG) dijelaskan terdapat beban mati, beban hidup, beban angin, dan koefisien dalam beban gempa. Seluruhnya tertera pada PPURG 1989.

2.2.2 PEMBEBANAN GEMPA SESUAI SNI 1726-2012

Pembebanan gempa yang diberikan kepada struktur gedung dapat dilakukan dengan beberapa cara, diantaranya cara yang akan dipakai yaitu statik ekuivalen dan respons spektrum. Pertama, gedung akan diberikan beban menggunakan beban statik ekuivalen. Setelah didapatkan beban dan diterapkan kepada gedung, partisipasi massa ragam terkombinasi harus paling sedikit 90 persen. Bila terpenuhi, dapat digunakan respons spektrum dengan catatan gaya 85% gaya geser yang ditimbulkan akibat adanya respons spektrum harus lebih besar dari gaya geser yang dihitung menggunakan metode statik ekuivalen.

Berikut pada Gambar 1 merupakan keterangan dari grafik respons spektra untuk menghitung beban gempa menggunakan metode ragam spektrum respons.



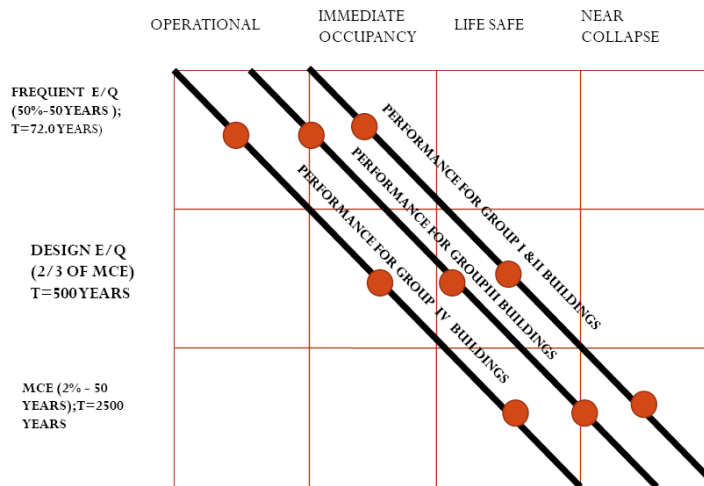
Gambar 1. Ketentuan Penggambaran Grafik Respons Spektra (Sumber : SNI 1726-2012).

2.3 EVALUASI SEISMIK BERBASIS KINERJA

Evaluasi kinerja seismik dilakukan untuk mengamati respon inelastik struktur, serta menguji respon tersebut terhadap ekspektasi perencanaan seismik yang berkaitan dengan fungsi operasional bangunan serta faktor kepentingannya. Level kinerja struktur berdasarkan kriteria global diajukan pada dokumen ATC-40, dimana parameter yang digunakan berupa drift bangunan dan drift inelastiknya (Tabel 1). Sedangkan parameter dengan kriteria lokal diajukan pada FEMA 356, di mana parameter yang digunakan berupa deformasi pada skala elemen. Dokumen FEMA 303/NEHRP 1997 merekomendasikan suatu bentuk *assesment* ekspektasi kinerja struktur terhadap resiko gempa dan faktor kepentingan bangunan, sebagaimana ditampilkan pada Gambar 2.

Tabel 1. Level kinerja bangunan pada kriteria global berdasarkan ATC-40.

<i>Interstory Drift Limit</i>	<i>Performance Level</i>			
	<i>Immediated Occupancy</i>	<i>Damage Control</i>	<i>Life Safety</i>	<i>Structural Stability</i>
<i>Maksimum Total Drift</i>	0.01	0.01-0.02	0.02	0.03 Vi/Pi
<i>Minimum inelastic Drift</i>	0.005	0.005-0.015	<i>No Limit</i>	<i>No Limit</i>



Gambar 2. Ekspektasi Kinerja Struktur (FEMA 303/NEHRP 1997).

3. METODE PENELITIAN

3.1 DESKRIPSI MODEL STUDI

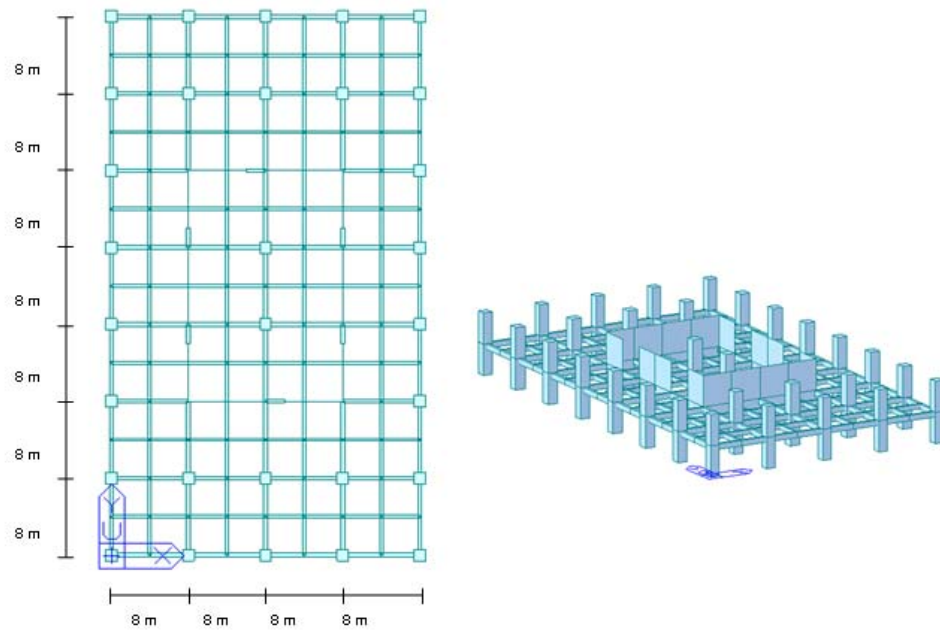
Dalam penelitian ini ditinjau tiga buah prototipe gedung yang mempresentasikan perilaku bangunan sesuai dengan klasifikasi tinggi bangunan yang akan ditinjau, yaitu :

- Bangunan rendah, dengan model 10 lantai
- Bangunan sedang, dengan model 20 lantai
- Bangunan tinggi, dengan model 50 lantai

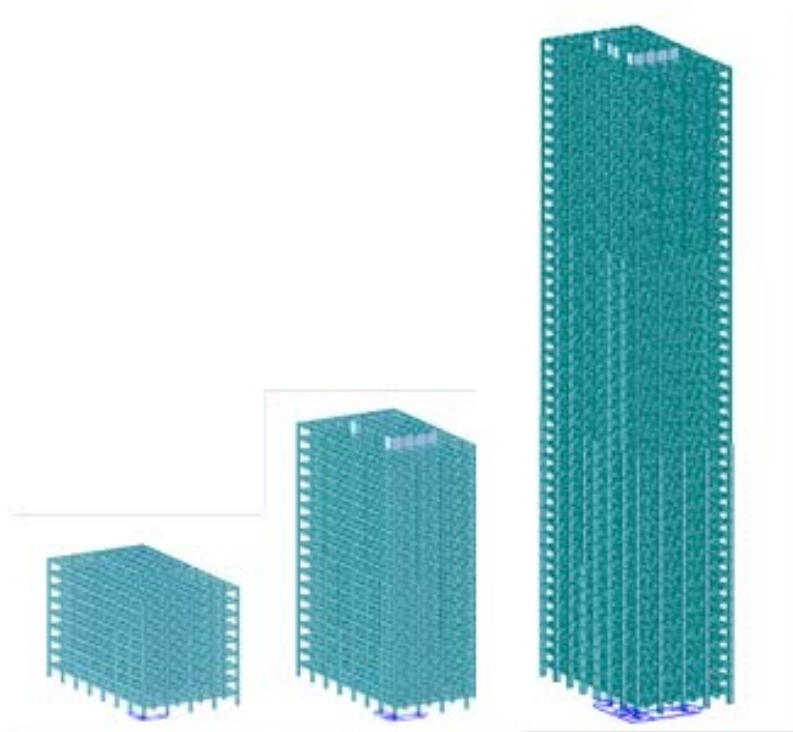
Secara umum, model yang dianalisis memiliki kriteria sebagai berikut:

- Model prototipe dengan ketinggian 10, 20 dan 50 lantai
- Tinggi antar lantai 4 meter
- Lantai dianggap mempunyai kekakuan yang tinggi sehingga dimodelkan sebagai rigid diaphragm
- Sistem perletakan adalah jepit
- Jarak antar kolom adalah 8 meter
- Kekuatan material beton yang digunakan 35 MPa, 40 MPa, dan 60 MPa
- Berat jenis beton adalah 2400 kg/m³
- Kekuatan material baja yang digunakan adalah 400 MPa

Untuk pemodelan struktur sebagai prototipe dengan jarak grid per 8 meter dapat dilihat pada Gambar 1 dan 2.



Gambar 3. Denah Struktur.



Gambar 4. Model Struktur Prototipe.

Kinerja bangunan ini dievaluasi menggunakan cara analisis ragam spektrum respons (*Response Spectrum Analysis*), analisis respons riwayat waktu (*Time History Analysis*) dan analisis respons riwayat waktu non linier (*Non Linear Time History Analysis*) dengan memperhitungkan batasan base shear minimum dan tanpa batasan base shear minimum dengan program MIDAS Gen 2012.

3.2 PROSEDUR PEMBEBANAN GEMPA (SNI 1726-2012)

3.2.1 DESAIN RESPONS SPEKTRA

Spektrum Respons Desain Berdasarkan SNI1726-2012

Berdasarkan SNI 1726-2012, spektrum respons rencana desain harus dibuat terlebih dahulu. Data percepatan batuan dasar yang berada di kota Jakarta untuk tanah lunak adalah $S_s = 0,65$ dan $S_1 = 0,25$.

Kemudian respons gempa rencana dibuat sesuai dengan prosedur sbb:

$$S_s = 0.65 \text{ g}$$

$$S_1 = 0.25 \text{ g}$$

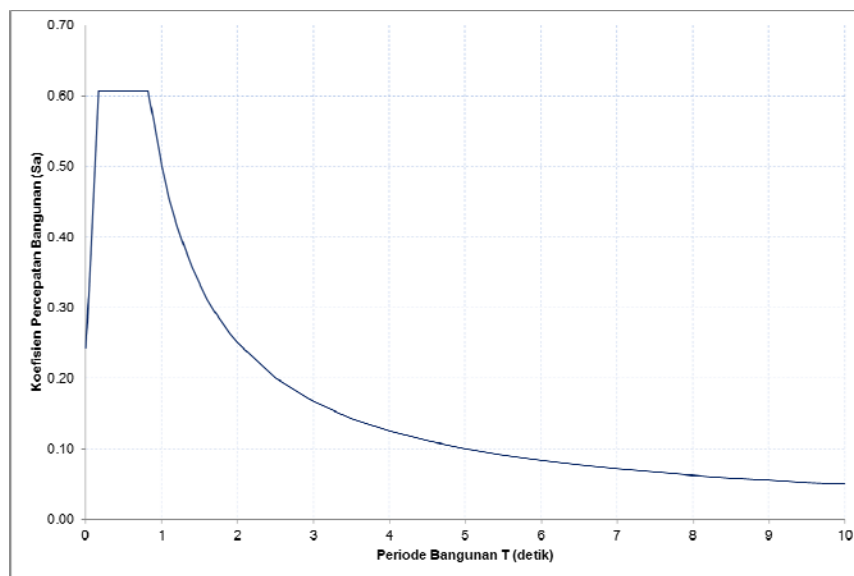
$$\text{Jenis tanah lunak} \rightarrow F_a = 1.40 \text{ dan } F_v = 3.00$$

$$S_{DS} = 2/3 (F_a \cdot S_s) = 2/3 (1.40 \times 0.65) = 0.607 \text{ g}$$

$$S_{D1} = 2/3 (F_v \cdot S_1) = 2/3 (3.00 \times 0.25) = 0.50 \text{ g}$$

$$T_s = S_{D1}/S_{DS} = 0.500/0.607 = 0.8237$$

$$T_0 = 0.2 (S_{D1}/S_{DS}) = 0.2 (0.500/0.607) = 0.1647$$



Gambar 5. Desain Respons Spektra Gempa - Jakarta (SE).

3.2.2 GEMPA RENCANA UNTUK TIME HISTORY ANALYSIS

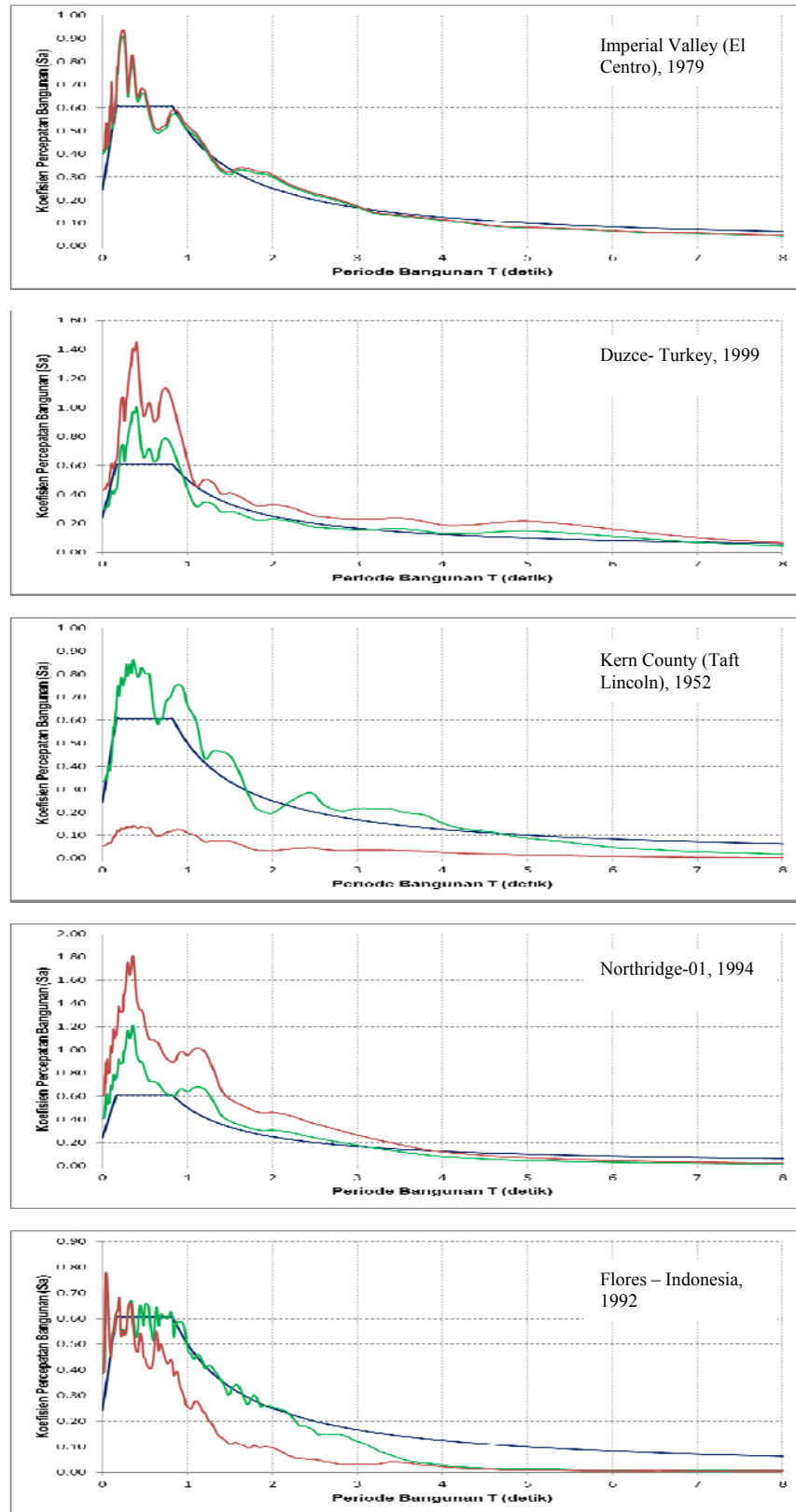
Untuk prosedur analisis respons riwayat waktu (*Time History Analysis*) dan respons riwayat waktu non linear (*Non Linear Time History Analysis*) digunakan 5 rekaman gempa yang diskalakan dengan spektrum respons desain yang ditinjau.

Sebagai masukan gerakan gempa, digunakan 5 rekaman gempa yang terdiri dari 4 rekaman gempa dari The Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) sesuai tabel 1, yaitu : Imperial Valley (El Centro), Duzce- Turkey, Kern County (Taft Lincoln), Northridge-01, dan 1 rekaman gempa lokal, yaitu gempa Flores.

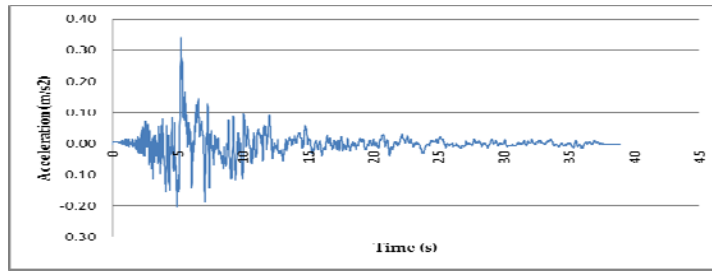
**Tabel 2. Rekaman Gempa yang digunakan
dari *The Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)***

No.	NGA	Event	Year	Station	Mag	Scale Factor
1	179	Imperial Valley-06 (El-Centro)	1979	El Centro Array #4	6.53	0.9703
2	1605	Duzce- Turkey	1999	Duzce	7.14	0.6933
3	12	Kern County (Taft)	1952	LA - Hollywood	7.36	6.0771
4	1063	Northridge-01	1994	Rinaldi Receiving Sta	6.69	0.6679
5	-	Flores - Indonesia	1992	Maumere	7.80	0.6309

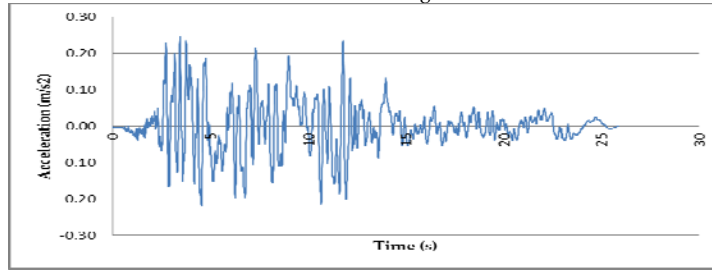
Ground motion database tersebut diskalakan terhadap Respons Spektra Desain SNI1726-2012, untuk kota Jakarta dengan asumsi tanah lunak (SE) kemudian diambil yang memberikan respons maksimum. Gambar 6 dan Gambar 7 menunjukkan respons spektrum yang telah diskalakan.



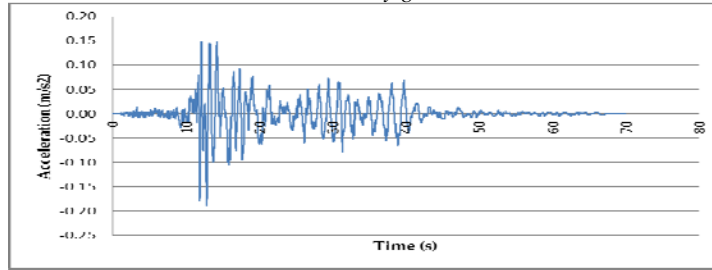
Gambar 6. Target spectrum and spectrum of selected ground motions.



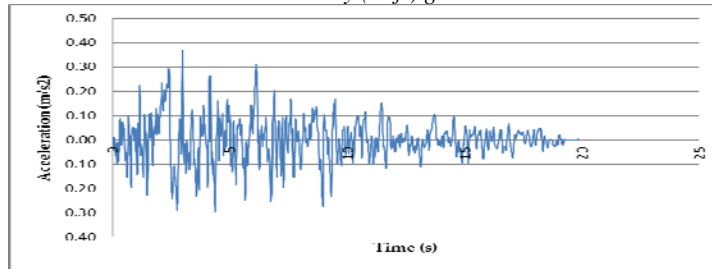
Scaled Imvall - El Centro ground motion



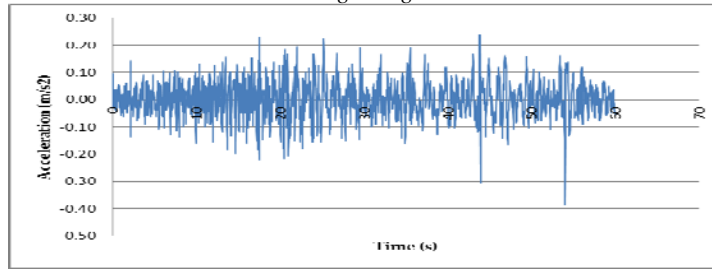
Scaled Duzce - Turkey ground motion



Scaled Kern County (Taft) ground motion



Scaled Northridge-01 ground motion



Scaled Flores ground motion

Gambar 7. Hasil *ground motion* yang diskalakan dengan spektrum respons desain (Jakarta – Tanah Lunak).

3.3 ANALISIS NONLINIER STRUKTUR

Pemodelan properti nonlinier elemen struktur dilakukan berdasarkan hasil perencanaan penulangan. Pemodelan ini meliputi pemodelan: (1) sendi plastis mekanisme lentur M3 balok, (2) sendi plastis mekanisme interaksi PMM kolom. Adapun limit deformasi tiap-tiap model properti nonlinier tersebut bersesuaian dengan rekomendasi pada dokumen FEMA 356. Properti nonlinier tersebut kemudian diaplikasikan pada model struktur untuk analisis nonlinier, dengan menggunakan bantuan program MidasGen 2012. Analisis nonlinier pada MidasGen 2012 menggunakan prosedur NLTHA dengan menggunakan 5 rekaman gempa yang diskalakan dengan spektrum respons desain yang ditinjau (Jakarta – SE).

4 HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 BASE SHEAR DENGAN GESER DASAR MINIMUM

Tabel 3. *Base Shear* Dengan Geser Dasar Minimum

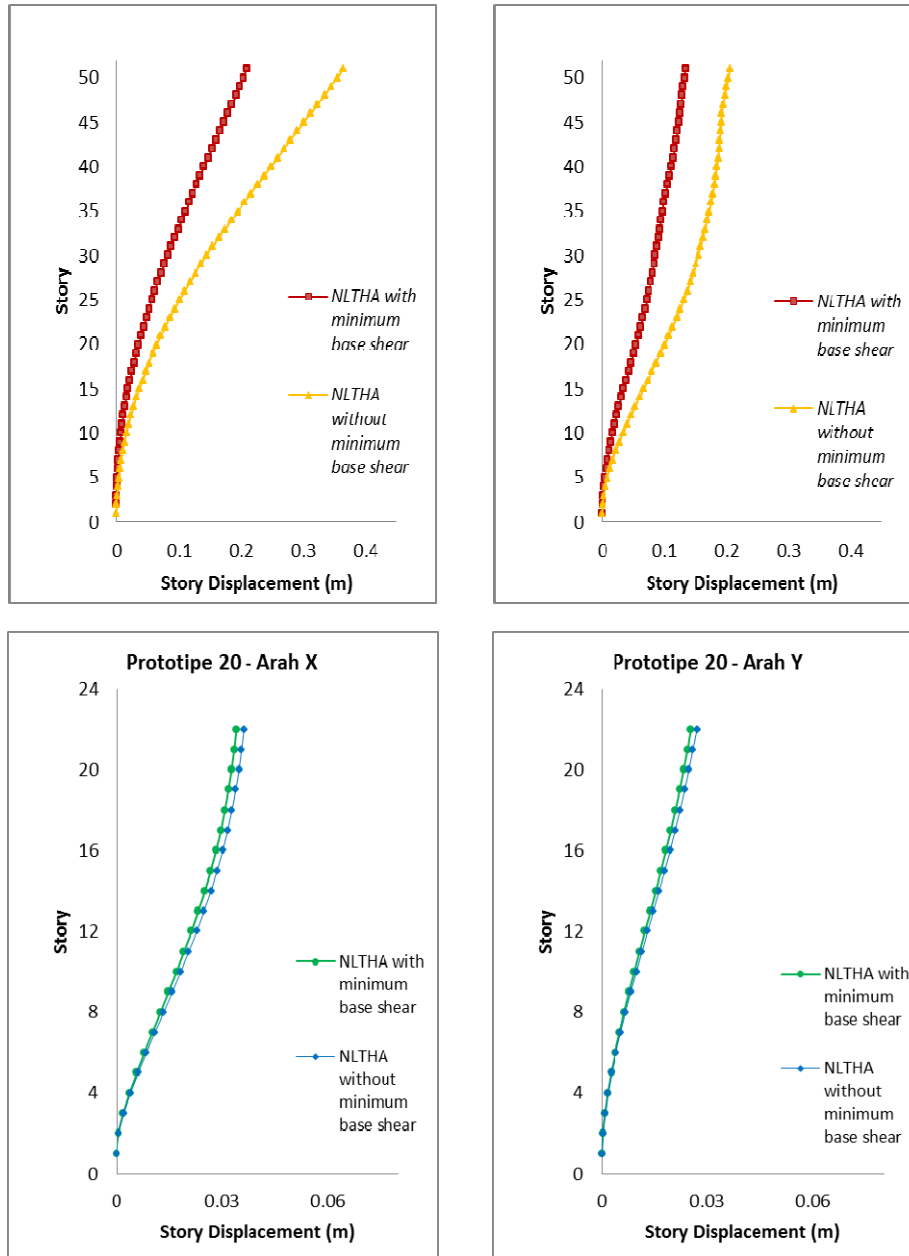
<i>Prototype</i>	<i>Direction</i>	V_{ELF}	$0,85.V_{ELF}$	V_{RSA}	<i>Scale Factor RSA</i>	<i>Scaled V_{RSA}</i>	V_{THA}	<i>Scale Factor THA</i>	<i>Scaled V_{THA}</i>	V_{NLTHA}
Model 50 Story	N-S	38221.02	32487.87	21328.56	1.52	30443.78	31634.47	1.03	32583.50	28989.21
	E-W	38221.02	32487.87	16306.94	1.99	31443.53	28203.02	1.27	32433.47	26046.36
Model 20 Story	N-S	-9119.67	7751.72	7989.88	-	7989.88	13575.34	-	13575.34	5990.39
	E-W	-	8571.41	9603.17	-	9603.17	12808.45	-	12808.45	7626.52
Model 10 Story	N-S	-5893.90	5009.82	4890.12	1.02	5009.82				4637.94
	E-W	-6107.80	5191.63	5052.75	1.03	5191.63				4680.05

4.2 BASE SHEAR DENGAN GESER DASAR MINIMUM

Tabel 4. *Base Shear* Tanpa Geser Dasar Minimum

<i>Prototype</i>	<i>Direction</i>	V_{ELF}	$0,85.V_{ELF}$	V_{RSA}	<i>Scale Factor RSA</i>	<i>Scaled V_{RSA}</i>	V_{THA}	<i>Scale Factor THA</i>	<i>Scaled V_{THA}</i>	V_{NLTHA}
Model 50 Story	N-S	25383.04	21575.58	28252.44	-	28252.44	26634.69	-	26634.69	20946.84
	E-W	27765.81	23600.94	19902.96	1.19	23883.55	26123.39	-	26123.39	15463.52
Model 20 Story	N-S	-8828.33	7504.09	9099.90	-	9099.90	13495.77	-	13495.77	5387.34
	E-W	-9887.73	8404.58	10913.91	-	10913.91	12728.35	-	12728.35	7320.88
Model 10 Story	N-S	-5893.90	5009.82	4890.12	1.02	5009.82				4637.94
	E-W	-6107.80	5191.63	5052.75	1.03	5191.63				4680.05

Kekakuan struktur cenderung meningkat dengan adanya batasan *base shear minimum*, ini disebabkan karena struktur yang ada berdimensi lebih besar pada penampang balok, kolom dan shear wall. Untuk prototipe 10 lantai, syarat batasan *base shear minimum* tidak terpenuhi, sehingga struktur tidak terpengaruh dengan adanya syarat batas tersebut. Pengaruh batasan geser dasar minimum pada kekakuan struktur dapat dilihat pada Gambar 8.



Gambar 8. Simpangan Struktur Prototipe 50 Lantai - Arah X dan Arah Y.

4.4 EVALUASI KINERJA STRUKTU

Evaluasi kinerja berdasarkan perpindahan maksimum dapat dilihat pada Tabel 5 s.d. Tabel 9.

Tabel 5. Level kinerja berdasarkan perpindahan maksimum Prototipe 50 Lantai dengan geser dasar minimum.

Model	Level Kinerja Maksimum	Lantai Tingkat yang Menentukan
Prototipe 50 Lantai Dengan geser dasar minimum	<i>Damage Control (DC)</i>	Lt. 30-50
	<i>Life Safety (LS)</i>	Lt. 15-29
	<i>Immediate Occupancy (IO)</i>	Lt. 1-14

Tabel 6. Level kinerja berdasarkan perpindahan maksimum Prototipe 50 Lantai tanpa geser dasar minimum.

Model	Level Kinerja Maksimum	Lantai Tingkat yang Menentukan
Prototipe 50 Lantai Tanpa geser dasar minimum	<i>Structural Stability (SS)</i>	Lt. 36-50
	<i>Damage Control (DC)</i>	Lt. 18-35
	<i>Life Safety (LS)</i>	Lt. 9 -17
	<i>Immediate Occupancy (IO)</i>	Lt. 1 - 8

Tabel 7. Level kinerja berdasarkan perpindahan maksimum Prototipe 20 Lantai dengan geser dasar minimum.

Model	Level Kinerja Maksimum	Lantai Tingkat yang Menentukan
Prototipe 20 Lantai Dengan geser dasar minimum	<i>Life Safety (LS)</i>	Lt. 3-7
	<i>Immediate Occupancy (IO)</i>	Seluruh Lantai

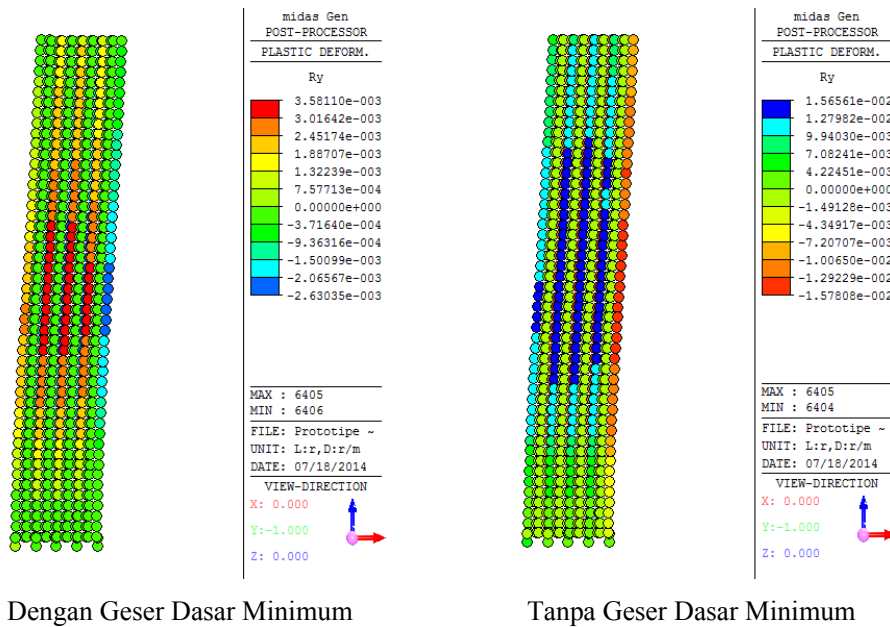
**Tabel 8. Level kinerja berdasarkan perpindahan maksimum
Prototipe 20 Lantai tanpa geser dasar minimum.**

Model	Level Kinerja Maksimum	Lantai Tingkat yang Menentukan
Prototipe 20 Lantai Tanpa geser dasar minimum	<i>Life Safety (LS)</i>	Lt. 3-9
	<i>Immediate Occupancy (IO)</i>	Seluruh Lantai

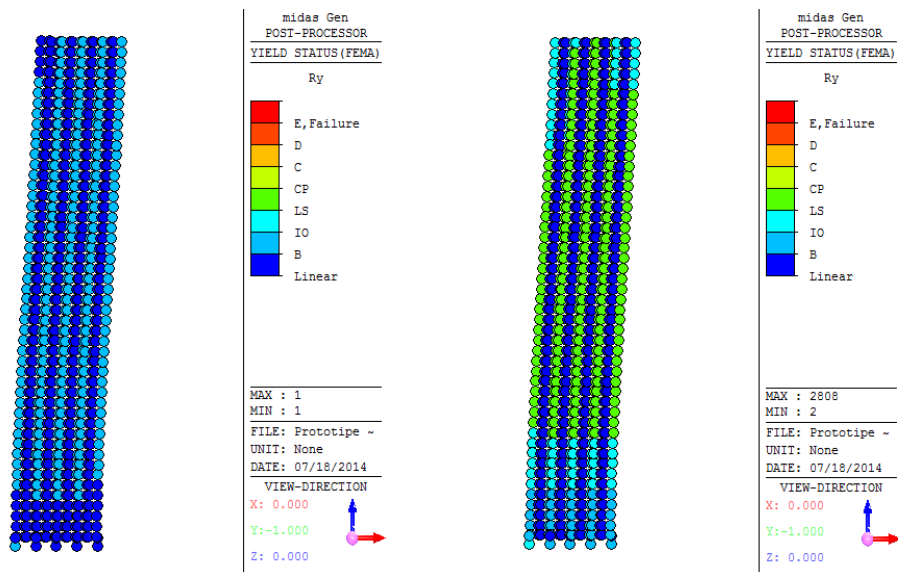
**Tabel 9. Level kinerja berdasarkan perpindahan maksimum
Prototipe 10 Lantai.**

Model	Level Kinerja Maksimum	Lantai Tingkat yang Menentukan
Prototipe 10 Lantai Dengan geser dasar minimum	<i>Life Safety (LS)</i>	Lt. 2-5
	<i>Immediate Occupancy (IO)</i>	Seluruh Lantai

Evaluasi kinerja berdasarkan deformasi elemen struktur dapat dilihat pada Gambar 9 s.d. Gambar 14.



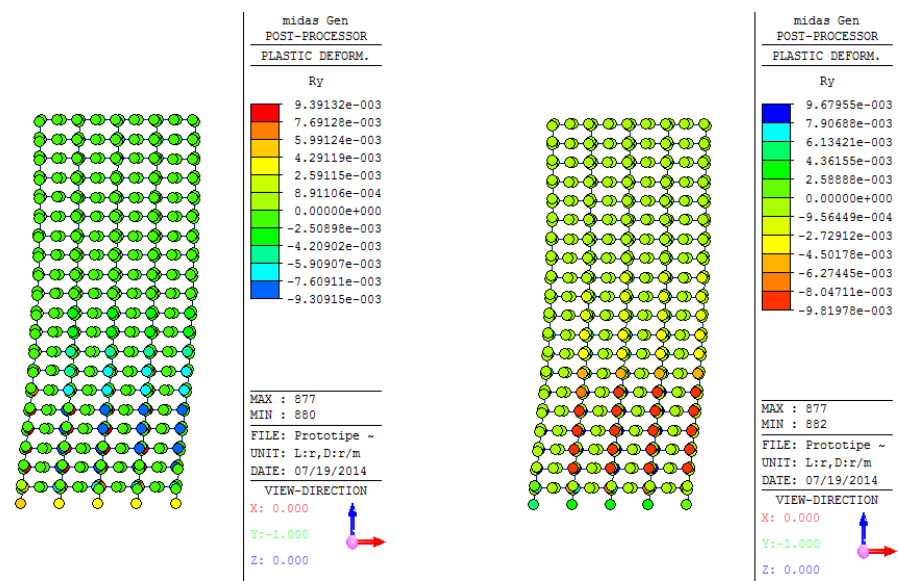
Gambar 9. Prototipe 50 Lantai – Deformasi Elemen Struktur .



Dengan Geser Dasar Minimum

Tanpa Geser Dasar Minimum

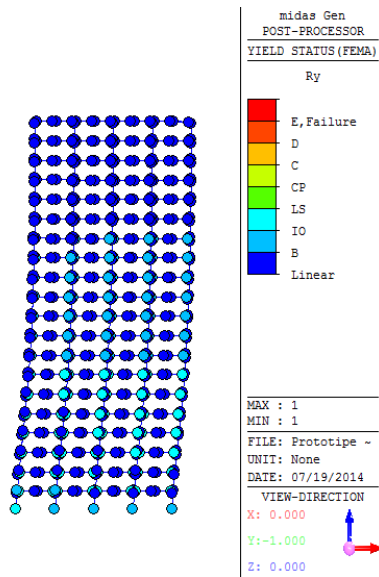
Gambar 10. Prototipe 50 Lantai – Yield Status (FEMA).



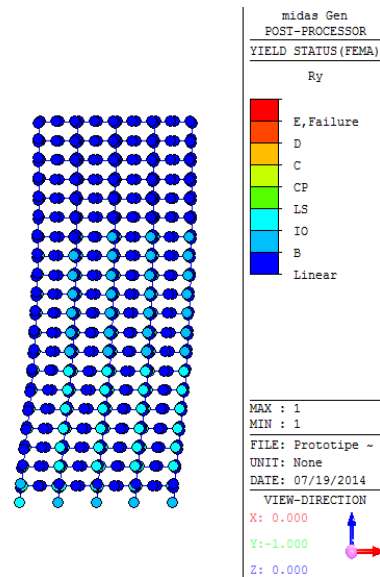
Dengan Geser Dasar Minimum

Tanpa Geser Dasar Minimum

Gambar 11. Prototipe 20 Lantai – Deformasi Elemen Struktur.

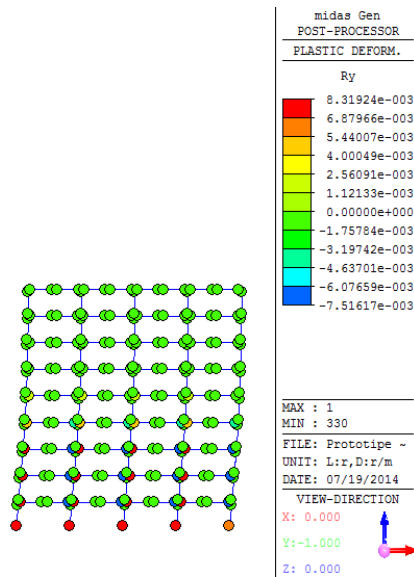


Dengan Geser Dasar Minimum

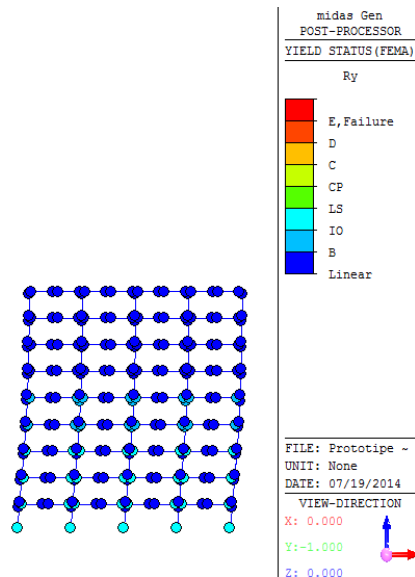


Tanpa Geser Dasar Minimum

Gambar 12. Prototipe 20 Lantai – Yield Status (FEMA).



**Gambar 13. Prototipe 10 Lantai
Deformasi Elemen Struktur.**



**Gambar 14. Prototipe 10 Lantai
Yield Status (FEMA).**

5 KESIMPULAN

Berdasarkan analisa 3 model struktur dengan klasifikasi ketinggian rendah, sedang dan tinggi yang dianalisis dengan menerapkan batasan geser dasar minimum dan tanpa batasan geser dasar minimum, dapat dilihat bahwa parameter geser dasar minimum tidak memberikan pengaruh pada bangunan bertingkat rendah, untuk bangunan bertingkat sedang pengaruh parameter geser dasar minimum dapat memberikan sedikit pengaruh pada hasil analisis, karena geser dasar minimum dapat lebih besar daripada geser dasar hasil analisis, sedangkan untuk untuk bangunan bertingkat tinggi, pengaruh batasan geser dasar minimum menyebabkan desain bangunan menjadi lebih kaku dikarenakan gaya gempa yang dianalisa menjadi jauh lebih besar dibandingkan dengan desain tanpa memperhitungkan geser dasar minimum, dengan demikian desain dengan memperhitungkan batasan geser dasar minimum menjadi lebih konservatif.

Untuk bangunan dengan klasifikasi bangunan tinggi, analisis dan desain dengan memperhitungkan syarat batasan geser dasar minimum dan tanpa memperhitungkan geser dasar minimum dapat memberikan hasil desain yang baik, tetapi pengecekan pada Level Kinerja (*Performance Level*) *story drift* menunjukkan bahwa analisis dengan memperhitungkan geser dasar minimum memberikan hasil dengan level kinerja yang cukup baik yaitu *Immediate Occupancy (IO)* hingga *Damage Control (DO)*, sedangkan analisis tanpa memperhitungkan geser dasar minimum memberikan hasil dengan level kinerja yang kurang baik yaitu *Life Safety (LS)* hingga *Structural Stability (SS)*. Sedangkan pada level kinerja elemen struktur, analisis tanpa memperhitungkan geser dasar minimum menyebabkan banyak elemen struktur yang berada pada level kinerja *Collapse Prevention (CP)*, dengan demikian untuk bangunan bertingkat tinggi analisis tanpa memperhitungkan batasan geser dasar minimum dapat membahayakan.

DAFTAR PUSTAKA

1. ASCE 7-10. (2010), "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", American Society of Civil Engineers, Virginia
2. ATC 40, (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Volume 1, California, USA.
3. Andrew Fry J., Hooper J., Klemencic R. (2009), "PEER Design Case Study Building #1"

4. Badan Standarisasi Nasional. (2012), “Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726-2012”, Dep. Pekerjaan Umum, Jakarta
5. Badan Standarisasi Nasional. (2002), “Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 03-1726-2002”, Dep. Pekerjaan Umum, Jakarta
6. Budiono, Bambang dan Supriatna, Lucky. (2011), “Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa”, Penerbit ITB, Bandung
7. Departemen Pekerjaan Umum. (1987), “Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung”, SKBI-1.3.53.1987, Yayasan Badan Penerbit PU, Jakarta
8. Deierlein, G.G., A. Liel and C.B. Haselton, “Performance Assessment Through Nonlinear Time History Analysis”, EERI Technical Seminar
9. FEMA 303, 1997, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. Washington, D.C.
10. FEMA 356 (2000). Prestandard And Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings. Washington, D.C.
11. FEMA 368 (2000). NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. Part 1 : Provisions and Part 2 : Commentary. Building Seismic Safety Council. Washington D.C.
12. FEMA 450 (2003). NEHRP Recommended Provisions For Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. Part 1 : Provisions and Part 2 : Commentary. Building Seismic Safety Council. Washington D.C.
13. FEMA 451 (2006). NEHRP Recommended Provisions: Design Examples
14. FEMA 451B (2007). NEHRP Recommended Provisions For for New Buildings and Other Structures : Training and Instruction Materials
15. Imran, Iswandi dan Hendrik, Fajar. (2010), “Perencanaan Struktur Gedung Beton Bertulang Tahan Gempa”, Penerbit ITB, Bandung
16. Los Angeles Tall Building Structural Design Council (2008), “An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region”
17. MIDAS Information Technology Co., Ltd., 2013, “Midas/Gen User’s Guide”, MIDASoft, Inc., Livonia, USA

18. MIDAS Information Technology Co., Ltd., 2013, "Analysis Manual, MIDASoft, Inc.", Livonia, USA
19. MidasGen, 2012, Full Version V.2012. MIDAS Information Technology Co., Ltd., S/N: 44E44E668C9EE810, License owned by Prof. Iswandi Imran, Ph.D.
20. Park, R., and T. Paulay. (1974), "Reinforced Concrete Structures", John Wiley and Sons, New York
21. The PEER Center. (2010), "Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings"
22. The PEER Center. (2011). "Users Manual for the PEER Ground Motion Database Web Application", The Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley
23. Wilford M., Whittaker A., Klemencic R. (2008), "Recommendations for the Seismic Design of High-rise Buildings", CTBUH.

TAHANAN GESEKAN SELIMUT PADA TIANG BOR PANJANG

Andrias Suhendra Nugraha

Jurusan Teknik Sipil, Universitas Kristen Maranatha
Jalan Prof. drg. Suria Sumantri, MPH., no.65 Bandung, 40164
Email: andrias.sn@eng.maranatha.edu

ABSTRAK

Penelitian ini bertujuan untuk mempelajari mekanisme transfer beban (*load transfer*) dan tahanan gesekan selimut (*skin friction resistance*) dari hasil uji beban aksial terinstrumentasi pada tiang bor (*bored pile*). Diameter tiang, d , yang ditinjau pada penelitian ini adalah 1.00 m dan panjang tiang, L , yang ditinjau adalah 43.10m dan 48.00m. Hasil uji beban aksial terinstrumentasi pada 2 tiang bor panjang (*long bored pile*) dengan ujung bawah tiang terletak pada tanah lanau (*silt*) dan lempung (*clay*) dengan konsistensi *very stiff* hingga *hard* menunjukkan bahwa tahanan gesekan selimut termobilisasi pada deformasi yang kecil yaitu pada 0.9% d hingga 2.6% d .

Kata kunci : Tahanan gesekan selimut, Tiang bor, Uji beban aksial terinstrumentasi.

ABSTRACT

The objective of this research was to study of load transfer and skin friction resistance from axial loading tests of instrumented bored pile. Diameter of pile, d , which observed of this research is 1.00m for both piles and length of pile, L , are 43.10m and 48.00m. Axial loading tests of 2 instrumented long bored piles with pile tip at silt and clay with consistency very stiff to hard showed that skin friction resistance mobilized at small displacement, about 0.9% d to 2.6% d .

Keywords : Skin friction resistance, Bored pile, Instrumented axially loading test.

1. PENDAHULUAN

Pondasi tiang bor adalah bagian struktur yang berfungsi menyalurkan beban dari struktur atas ke dalam tanah. Penyaluran beban kerja aksial dapat melalui tahanan dukung ujung (*end bearing resistance*) dan tahanan gesekan selimut (*skin friction resistance*).

Uji beban terinstrumentasi (*instrumented loading test*) pada tiang bor panjang yang dilakukan oleh Kruizinga dan Nelissen (1984) dan Balakrishnan (1994), menunjukkan bahwa persentase beban yang diterima oleh tahanan gesekan selimut jauh lebih besar (65% sampai 90% *applied load*) dibandingkan dengan beban yang diterima oleh tahanan dukung ujung. Hal ini dapat terjadi karena panjang tiang memungkinkan tahanan gesekan selimut termobilisasi pada deformasi yang jauh lebih kecil dari tahanan dukung ujung, sehingga tahanan gesekan selimut terjadi lebih dahulu sebelum beban dapat ditransfer ke tahanan dukung ujung (Woodward, 1972)

Pada penelitian ini, tinjauan pada tiang bor akan difokuskan pada mekanisme transfer beban dan tahanan gesekan selimut.

2. TUJUAN PENELITIAN

Tujuan dari penelitian ini ialah untuk mengetahui dan mempelajari transfer beban dan tahanan gesekan selimut serta deformasi yang memobilisasinya, dari data hasil uji beban aksial terinstrumentasi pada tiang bor panjang

3. KRITERIA PENGELOMPOKAN TIANG BOR

Pondasi tiang bor merupakan salah satu jenis pondasi yang dikelompokkan sebagai *non-displacement pile*. Kriteria pengelompokan tiang bor berdasarkan diameter (d), panjang (L), dan L/d, adalah sebagai berikut :

- **Kriteria diameter tiang (d)**
 - Grigorian (1970) dan Pula (1975) : $d < 0.6\text{m}$ tiang pendek
- **Kriteria panjang tiang (L)**
 - Meyerhof (1976) : $L < 20\text{m}$ tiang pendek
 $L > 60\text{m}$ tiang panjang
 - Grigorian (1970) dan Pila (1975) : $L < 5\text{m}$ tiang pendek
- **Kriteria L/d**
 - Mates (1972) : $L/d < 25$ tiang pendek
 $L/d > 50$ tiang panjang
 - V.N.S. Murthy : $L/d < 10$ tiang pendek
 - Grigorian (1970) dan Pula (1975) : $L/d = 2.5 - 8$ tiang pendek

4. DAYA DUKUNG BATAS TIANG BOR

Konsep dasar dari beban aksial yang ditahan oleh pondasi tiang tampak pada Gambar 1. Beban aksial batas, Q_{ult} dari tiang bor secara umum dapat dinyatakan sebagai berikut :

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s \quad (1)$$

di mana :

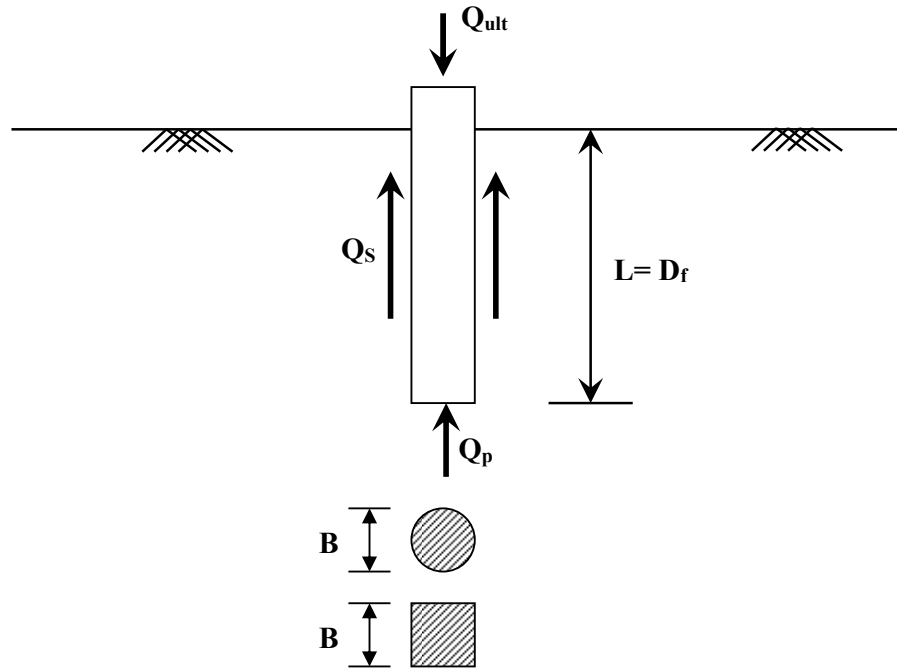
- Q_p = tahanan dukung ujung batas
- Q_s = tahanan gesekan selimut batas

Q_s diperoleh dari integrasi τ_a (pile-soil shear strength) disepanjang permukaan dari selimut tiang. τ_a dapat dinyatakan sebagai berikut :

$$\tau_a = c_a + \sigma_n \tan \phi_a \quad (2)$$

di mana :

- τ_a = pile-soil shear strength
- c_a = adhesi
- σ_n = tegangan normal antara tiang dan tanah
- ϕ_a = sudut geser dalam antara tiang dan tanah



Gambar 1. Kurva transfer beban - deformasi

σ_n biasanya dinyatakan sebagai berikut :

$$\sigma_n = K_s \sigma_v \quad (3)$$

di mana :

- σ_n = tegangan vertical
- K_s = koefisien tekanan tanah lateral

sehingga,

$$\tau_a = c_a + K_s \sigma_v \tan \phi_a \quad (4)$$

dan

$$Q_s = \int_0^L C \tau_a dz = \int_0^L C (c_a + \sigma_v K_s \tan \phi_a) dz \quad (5)$$

di mana :

- C = keliling tiang
- L = panjang dari selimut tiang

Menurut teori daya dukung, tahanan dukung ujung, Q_p dapat dinyatakan sebagai berikut :

$$Q_p = A_b (c N_c + \sigma_{vb} N_q + 0.5 \gamma d N_\gamma) \quad (6)$$

di mana :

A_b	= luas dari dasar tiang
c	= kohesi tanah
σ_{vb}	= tegangan vertikal pada tanah di dasar tiang
γ	= berat volume tanah
d	= diameter tiang
N_c, N_q, N_γ	= parameter daya dukung (tidak berdimensi)

Dari persamaan (1), (5), dan (6) diperoleh beban aksial batas tiang adalah sebagai berikut:

$$Q_s = \int_0^L C (c_a + \sigma_v K_s \tan \phi_a) dz + A_b (c N_c + \sigma_{vb} + 0.5 \gamma d N_\gamma) \quad (7)$$

Selain dari perhitungan empiris, beban aksial batas tiang juga dapat diperoleh dari hasil uji beban aksial terinstrumentasi di lapangan. Pada uji beban aksial terinstrumentasi dapat dilakukan pengukuran transfer beban pada setiap kedalaman secara langsung dengan menggunakan *strain instrument* maupun tidak langsung dengan menggunakan *load cell*.

Interpretasi beban rata-rata (average load) Q dengan panjang segmen tiang $\square L$, dari pengukuran defleksi R , yang diperoleh dari 2 *strain rods/telltales* adalah sebagai berikut :

$$Q = AE_c \frac{R_1 - R_2}{\Delta L} \quad (8)$$

di mana :	A	= luas beton
	E_c	= modulus elastisitas beton

Beban, Q pada setiap kedalaman pemasangan *strain gauges (Vibrating Wire Strain Gauge, VWSG)* dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$Q = \text{average strain of the strain gauge} \times (E_c A_c + E_s A_s) \quad (9)$$

di mana :	A_c	= luas beton
	E_c	= modulus elastisitas beton
	A_s	= luas tulangan baja
	E_s	= modulus elastisitas baja

Tahanan gesekan selimut rata-rata diantara dua segmen pada tiang diperoleh dari persamaan sebagai berikut :

$$f_s = \frac{\Delta Q}{\text{Keliling tiang} \cdot \Delta L} \quad (10)$$

di mana : f_s = tahanan gesekan selimut rata-rata
 ΔQ = perubahan beban
 ΔL = panjang segmen tiang

4. UJI BEBAN AKSIAL TERINSTRUMENTASI

Tiang uji yang ditinjau pada penelitian ini berjumlah 2 buah yaitu Tiang Uji 1 (TU1) dan Tiang Uji 2 (TU2). Lokasi uji beban aksial terinstrumentasi dari TU1 (Lokasi 1) dan TU2 (Lokasi 2) adalah di daerah Jakarta. Klasifikasi tanah untuk lokasi 1 dan lokasi 2 tampak pada Tabel 1 dan Tabel 2.

Tabel 1. Klasifikasi tanah untuk lokasi uji 1

Kedalaman (m)	Klasifikasi Tanah
0.0 – 9.4	<i>Debonded Zone</i>
9.4 – 17.0	<i>Firm clayey silt with fine sand / stiff clayey silt</i>
17.0 – 36.0	<i>Stiff clayey silt / stiff to very stiff weakly cemented silt / sand / clayey silt</i>
36.0 – 42.0	<i>Weakly cemented silty sand / Hard clayey silt</i>

Tabel 2. Klasifikasi tanah untuk lokasi uji 2

Kedalaman (m)	Klasifikasi Tanah
0.0 – 18.0	<i>Debonded Zone</i>
18.0 – 24.0	<i>Medium stiff to stiff silty clay</i>
24.0 – 30.0	<i>Stiff silty clay / Hard clay</i>
30.0 – 42.0	<i>Hard clay / Dense silty clay with sand</i>
42 – 47.5	<i>Very stiff to Hard silty clay</i>

Dimensi, beban kerja (working load), instrumentasi yang digunakan dan propertis dari tiang uji tampak pada Tabel 3 hingga Tabel 5.

Tabel 3. Dimensi dan *Working Load* dari Tiang Uji

Lokasi	Nomor Tiang Uji	Diameter Tiang (mm)	Panjang Tiang (m)	L/d	<i>Working Load</i> (ton)
1	TU1	1000	43.10	43.10	560
2	TU2	1000	48.00	48.00	500

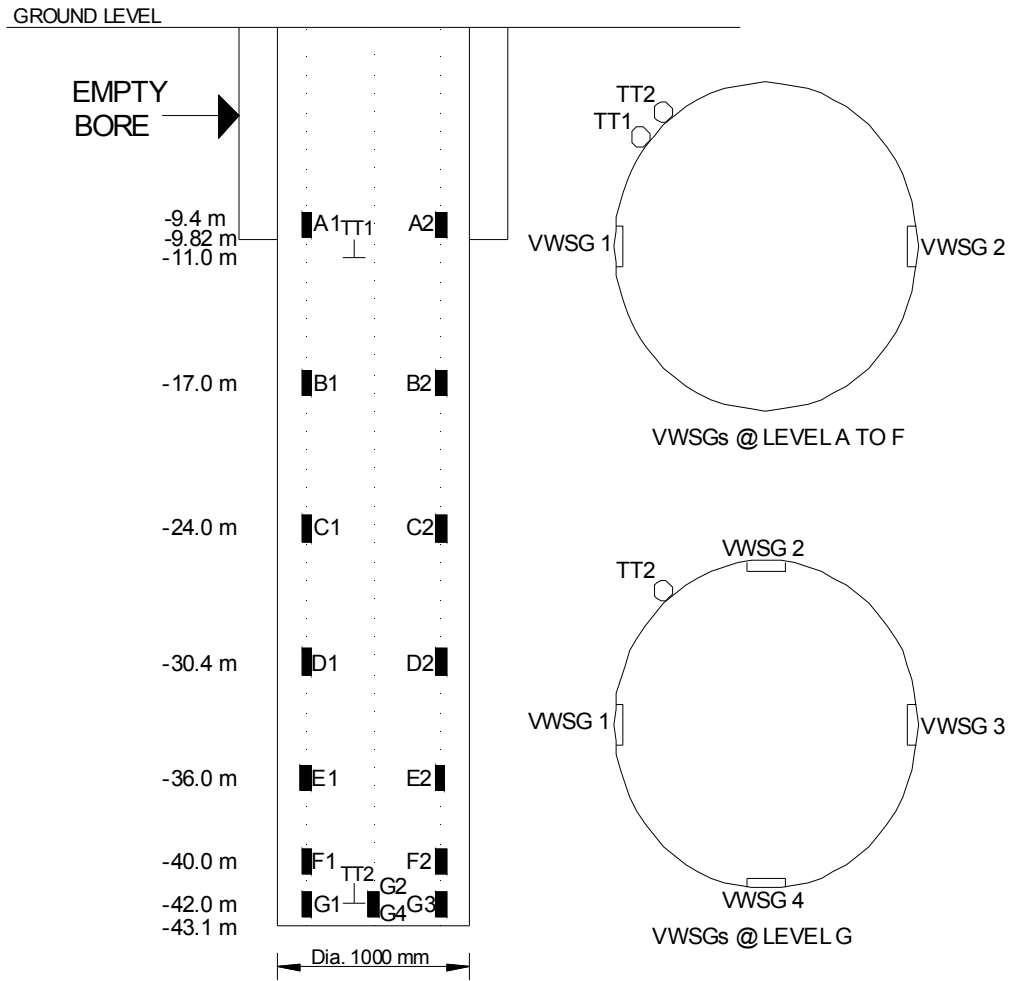
Tabel 4. Sistem pembebanan dan instrumentasi dari Tiang Uji

Tiang Uji	Sistem Pembebanan	Instrumentasi
TU1	Slow Maintenanced Loading Test, menggunakan : <ul style="list-style-type: none"> • Dongkrak hidrolik • Kentledge • 4 siklus pembebanan 	<ul style="list-style-type: none"> • VWSG • <i>Tell-tales rod</i> • <i>Levelling survey</i>
TU2	Slow Maintenanced Loading Test, menggunakan : <ul style="list-style-type: none"> • Dongkrak hidrolik • Kentledge • 6 siklus pembebanan 	<ul style="list-style-type: none"> • VWSG • <i>Tell-tales rod</i>

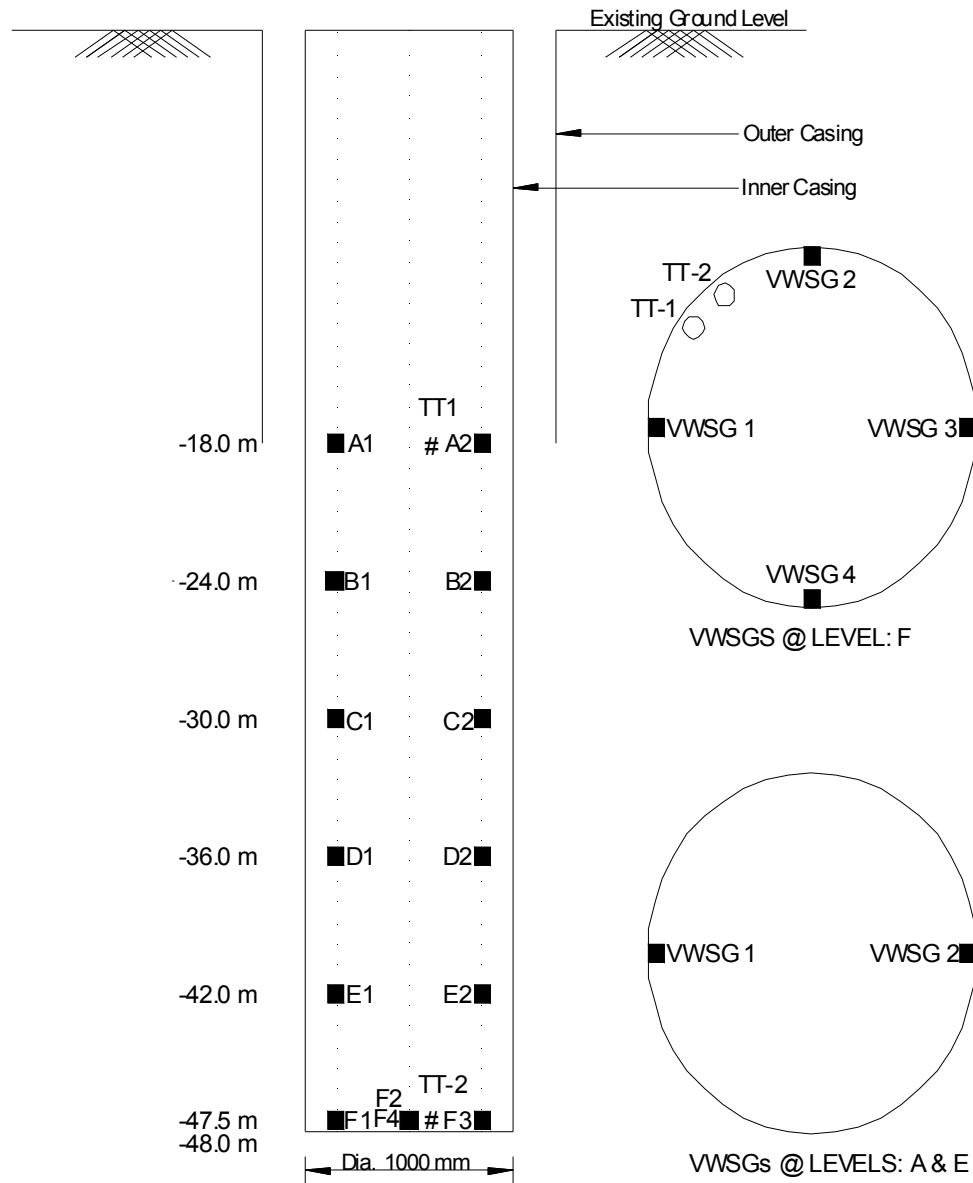
Tabel 5. Mutu beton, slump, umur beton saat *loading*, jenis alat bor dan metode pengecoran Tiang Uji

Tiang Uji	Mutu beton (MPa)	Slump (mm)	Umur beton saat <i>loading</i>	Jenis alat bor	Metode pengecoran
TU1	35	150 – 200	21 hari	<i>Rotary Auger</i>	<i>Placed by tremie</i>
TU2	35	-	75 hari	<i>Rotary Auger</i>	<i>Placed by tremie</i>

Skema pemasangan instrumentasi yang digunakan pada TU1 dan TU2 tampak pada Gambar 2 dan Gambar 3.



Gambar 2. Skema instrumentasi pada Tiang Uji 1



Gambar 3. Skema instrumentasi pada Tiang Uji 2

5. HASIL UJI DAN PEMBAHASAN

Tiang Uji 1 (TU1) dan Tiang Uji 2 (TU2) dapat diklasifikasikan sebagai tiang bor panjang (menurut Mates 1972, Murthy 1974, Grigorian 1970 dan Pula 1975). Tahanan gesekan selimut rata-rata termobilisasi (mobilised average unit skin friction) untuk setiap siklus pembebanan pada TU1 dan TU2 tampak pada Tabel 6 dan Tabel 7..

Tabel 6. Tahanan gesekan selimut rata-rata termobilisasi pada Tiang Uji 1 (TU1)

Kedalaman (m)	Tahanan gesekan selimut rata-rata termobilisasi, f_s (t/m ²) pada			
	0.5xWL (280 ton) <i>1st cycle</i>	1.0xWL (560 ton) <i>2nd cycle</i>	1.5xWL (840 ton) <i>3rd cycle</i>	2.0xWL (1120 ton) <i>4th cycle</i>
0.0 – 9.4	<i>Debonded Zone / Empty Bore</i>			
9.4 – 17.0	4.5	10.4	16.7	22.0
17.0 – 36.0	2.4	4.7	6.6	*8.8
36.0 – 42.0	0.1	0.7	1.7	*2.7

*tidak termobilisasi secara penuh (not fully mobilized)

Tabel 7. Tahanan gesekan selimut rata-rata termobilisasi pada Tiang Uji 2 (TU2)

Kedalaman (m)	Tahanan gesekan selimut rata-rata termobilisasi, f_s (t/m ²) pada					
	0.44xWL (218.8 ton) <i>1st cycle</i>	1.0xWL (504.7 ton) <i>2nd cycle</i>	1.52xWL (760.6 ton) <i>3rd cycle</i>	1.99xWL (995.9 ton) <i>4th cycle</i>	2.47xWL (1233 ton) <i>5th cycle</i>	2.99xWL (1493.1 ton) <i>6th cycle</i>
0.0 – 18.0	<i>Debonded Zone</i>					
18.0 – 24.0	4.03	8.06	9.29	10.82	11.52	13.50
24.0 – 30.0	3.20	4.81	17.48	24.10	28.33	34.94
30.0 – 42.0	0.28	3.41	3.01	6.74	10.37	13.38
42 – 47.5	0.14	0.22	0.65	1.15	2.52	4.47

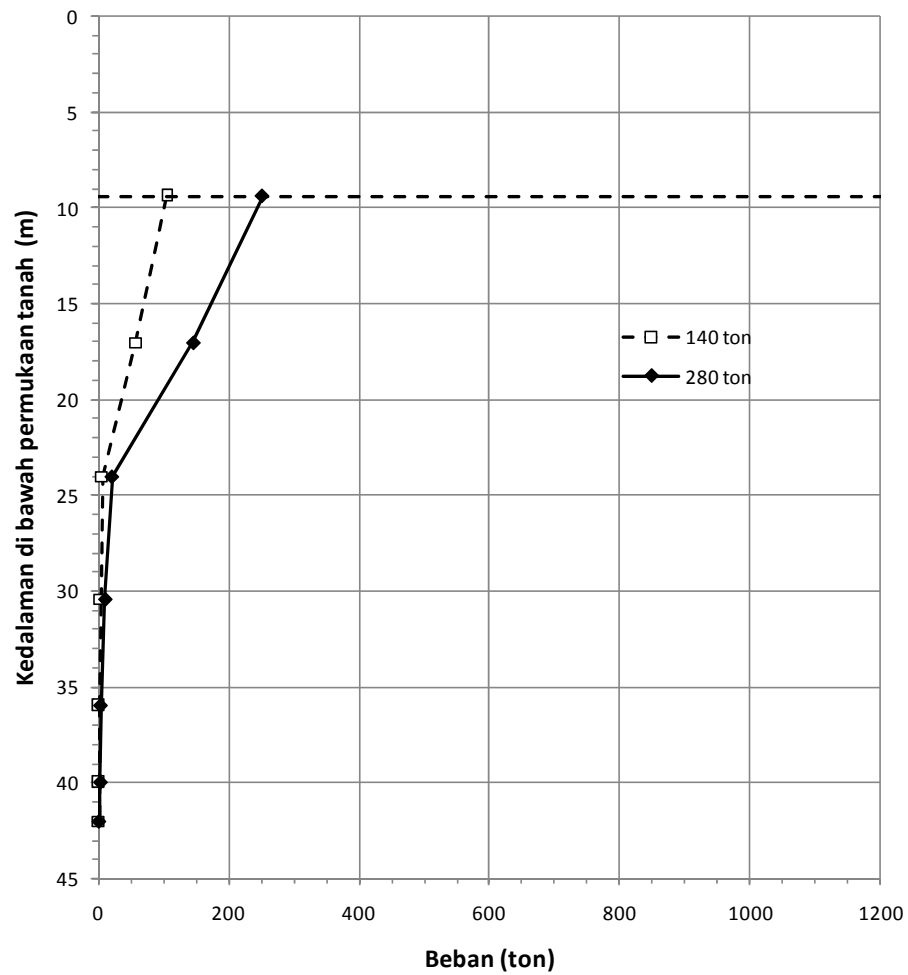
Untuk Tiang Uji 1 (TU1), tahanan gesekan selimut rata-rata untuk setiap kedalaman VWSG saat kondisi pembebanan *1st Cycle* hingga *4th Cycle* tampak pada Tabel 8 hingga Tabel 11 dan kurva transfer beban saat kondisi pembebanan *1st Cycle* hingga *4th Cycle* tampak pada Gambar 4 hingga Gambar 7.

Untuk Tiang Uji 2 (TU2), tahanan gesekan selimut rata-rata untuk setiap kedalaman VWSG saat kondisi pembebanan *1st Cycle* hingga *6th Cycle* tampak pada Tabel 12 hingga Tabel 17 dan kurva transfer beban saat kondisi pembebanan *1st Cycle* hingga *6th Cycle* tampak pada Gambar 8 hingga Gambar 13.

Kurva transfer beban – deformasi dan kurva normalisasi transfer beban – deformasi untuk TU1 dan TU2 tampak pada Gambar 14 hingga Gambar 17.

Tabel 8. Tahanan gesekan selimut rata-rata untuk setiap kedalaman dari TU1 saat I^{st} Cycle

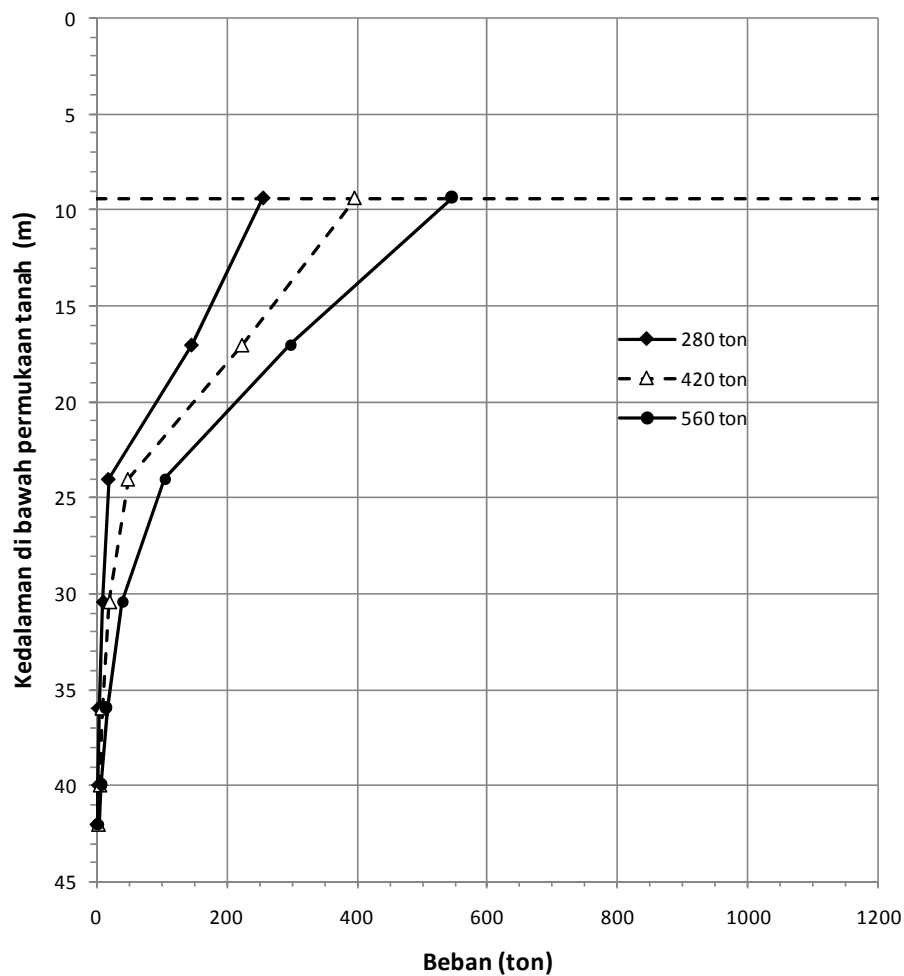
VWSG	Kedalaman (m)	Tahanan Gesekan selimut rata-rata, f_s (t/m ²)	
		1^{st} Cycle	
		Beban	
		140 ton	280 ton
	0.0 - 9.4	<i>Debonded Zone</i>	
A	9.4	105.30	252.20
B	17.0	58.50	145.60
C	24.0	6.83	21.45
D	30.4	3.90	10.40
E	36.0	1.30	3.90
F	40.0	1.30	2.60
G	42.0	1.30	1.30



Gambar 4. Kurva transfer beban TU1 pada I^{st} Cycle

Tabel 9. Tahanan gesekan selimut rata-rata untuk setiap kedalaman dari TU1 saat 2nd Cycle

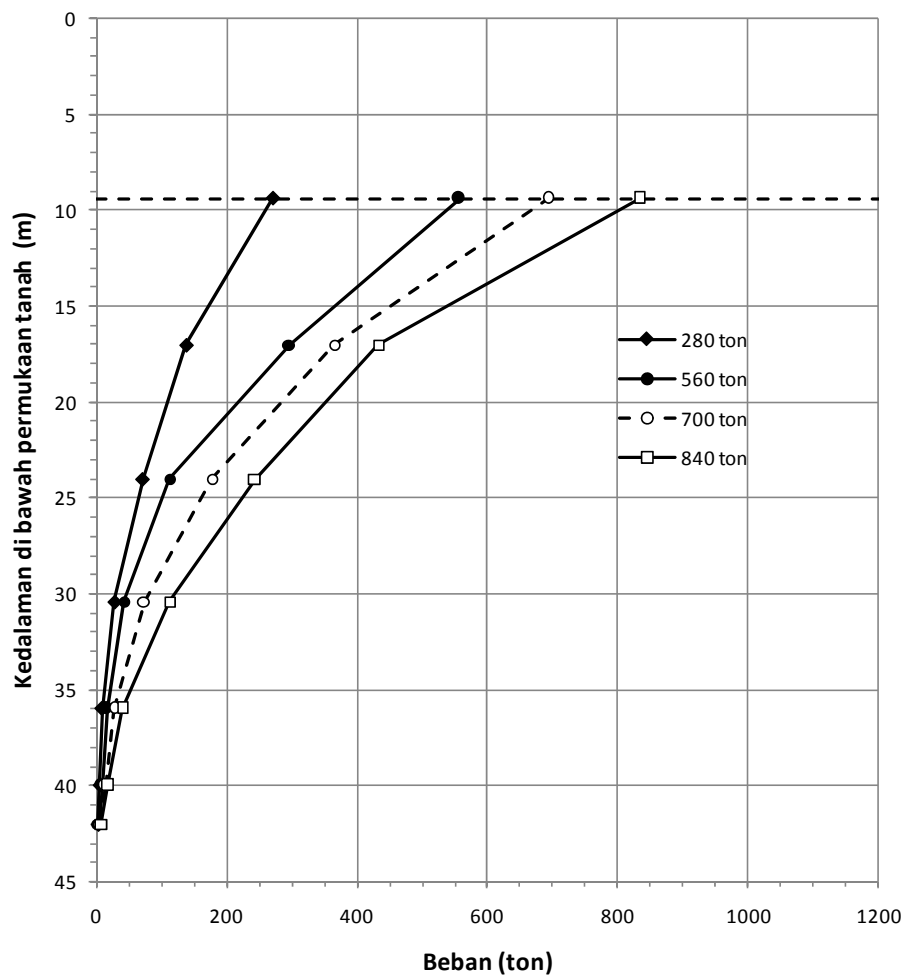
VWSG	Kedalaman (m)	Tahanan Gesekan selimut rata-rata, f_s (t/m ²)		
		2 nd Cycle		
		Beban		
		280 ton	420 ton	560 ton
	0.0 - 9.4	Debonded Zone		
A	9.4	256.10	396.50	546.00
B	17.0	146.90	224.90	297.70
C	24.0	19.50	48.75	105.30
D	30.4	10.40	20.80	40.30
E	36.0	3.90	9.10	16.90
F	40.0	2.60	5.20	7.80
G	42.0	1.95	3.25	3.90



Gambar 5. Kurva transfer beban TU1 pada 2nd Cycle

Tabel 10. Tahanan gesekan selimut rata-rata untuk setiap kedalaman dari TU1 saat 3rd Cycle

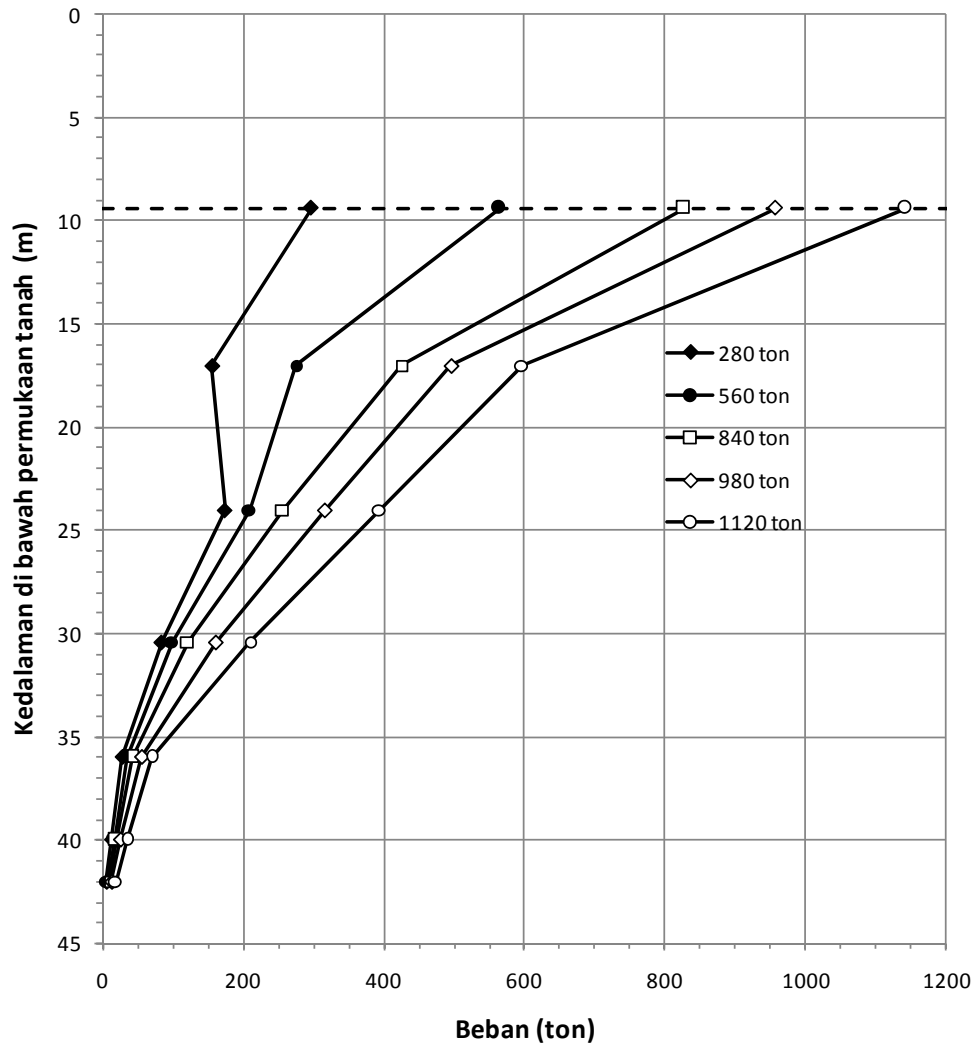
VWSG	Kedalaman (m)	Tahanan Gesekan selimut rata-rata, f_s (t/m ²)			
		3 rd Cycle			
		Beban			
		280 ton	560 ton	700 ton	840 ton
	0.0 - 9.4	Debonded Zone			
A	9.4	270.40	556.40	692.90	833.20
B	17.0	137.80	296.40	365.30	433.20
C	24.0	72.15	113.10	177.45	244.73
D	30.4	27.30	42.90	74.10	113.10
E	36.0	9.10	16.90	27.30	40.30
F	40.0	5.20	9.10	14.30	18.20
G	42.0	2.60	3.90	5.85	8.45



Gambar 6. Kurva transfer beban TU1 pada 3rd Cycle

Tabel 11. Tahanan gesekan selimut rata-rata untuk setiap kedalaman dari TU1 saat 4th Cycle

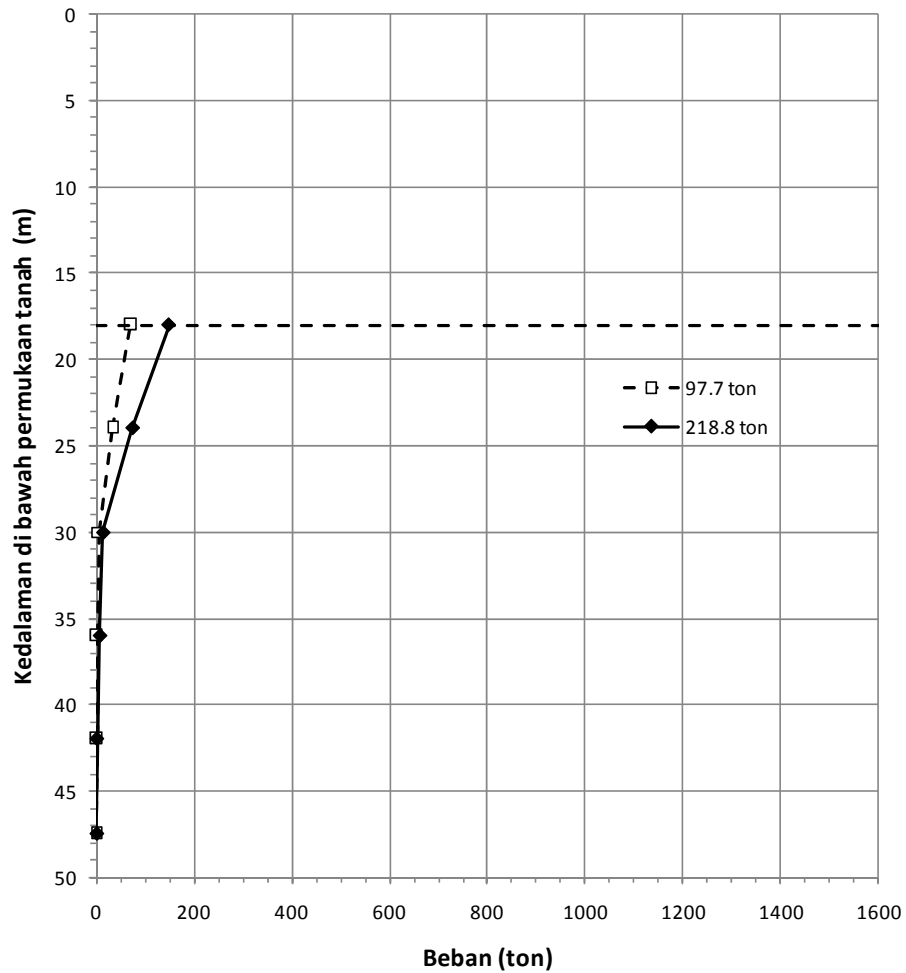
VWSG	Kedalaman (m)	Tahanan Gesekan selimut rata-rata, f_s (t/m ²)				
		4 th Cycle				
		Beban				
	0.0 - 9.4	280 ton	560 ton	840 ton	980 ton	1120 ton
		<i>Debonded Zone</i>				
A	9.4	296.40	564.20	826.80	956.80	1142.70
B	17.0	156.00	275.60	425.10	495.30	596.70
C	24.0	174.53	208.65	256.43	316.88	394.88
D	30.4	84.50	98.80	122.20	161.20	210.60
E	36.0	27.30	33.80	42.90	55.90	70.20
F	40.0	13.00	16.90	19.50	26.00	35.10
G	42.0	5.85	7.15	10.40	13.00	19.50



Gambar 7. Kurva transfer beban TU1 pada 4th Cycle

Tabel 12. Tahanan gesekan selimut rata-rata untuk setiap kedalaman dari TU2 saat 1^{st} Cycle

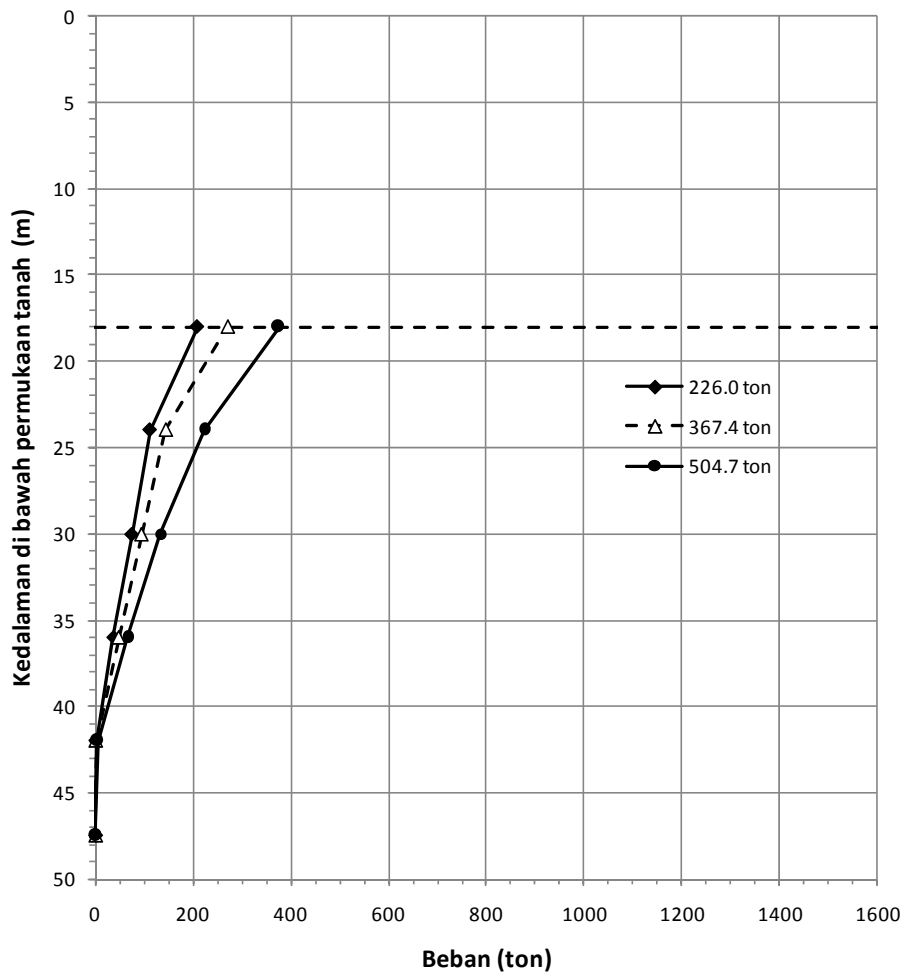
VWSG	Depth (m)	Tahanan Gesekan Selimut Rata-rata, f_s (t/m^2)	
		1^{st} Cycle	
		Beban	
		97.7 ton	218.8 ton
	0.0 - 18.0	<i>Debonded Zone</i>	
A	18.0	71.05	149.45
B	24.0	33.62	73.46
C	30.0	5.80	13.05
D	36.0	2.49	7.47
E	42.0	2.49	2.49
F	47.5	0.62	0.00



Gambar 8. Kurva transfer beban TU2 pada 1^{st} Cycle

Tabel 13. Tahanan gesekan selimut rata-rata untuk setiap kedalaman dari TU2 saat 2nd Cycle

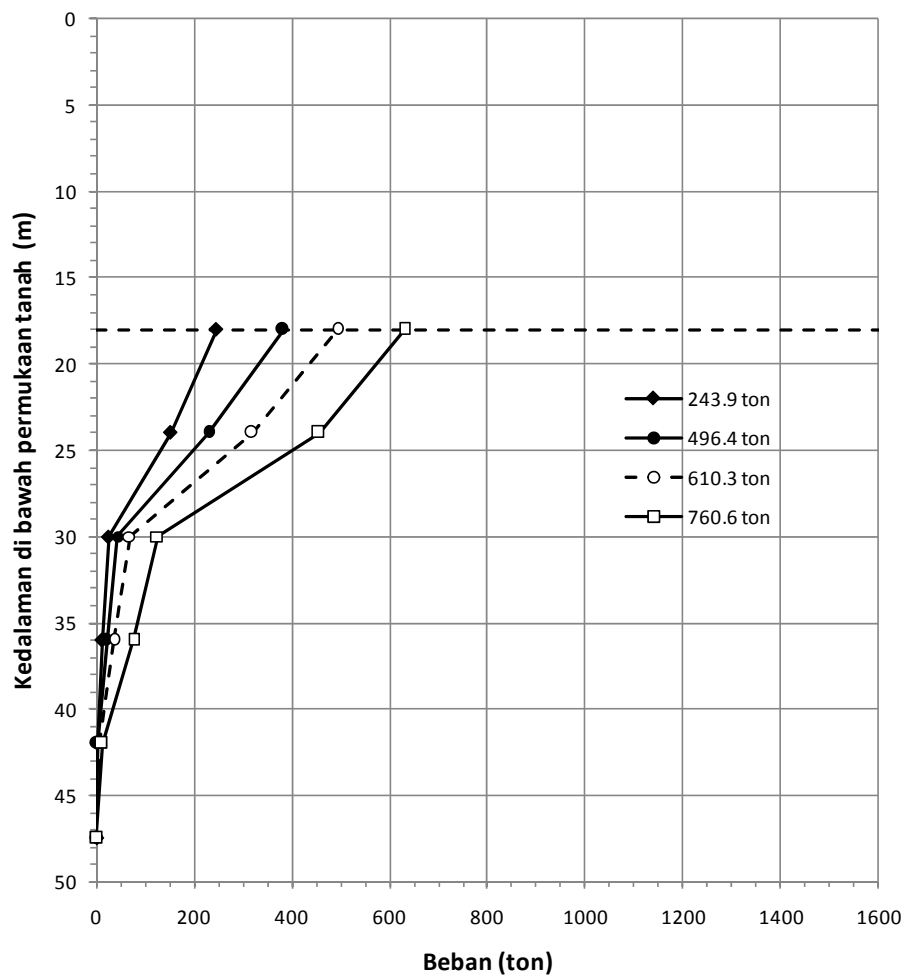
VWSG	Depth (m)	Tahanan Gesekan Selimut Rata-rata, f_s (t/m ²)		
		2 nd Cycle		
		Beban		
	0.0 - 18.0	226 ton	367.4 ton	504.7 ton
		Debonded zone		
A	18.0	208.50	270.73	376.08
B	24.0	112.05	144.42	224.10
C	30.0	75.40	95.70	133.40
D	36.0	37.35	48.56	67.23
E	42.0	2.49	2.49	4.98
F	47.5	0.62	0.62	1.25



Gambar 9. Kurva transfer beban TU2 pada 2nd Cycle

Tabel 14. Tahanan gesekan selimut rata-rata untuk setiap kedalaman dari TU2 saat 3rd Cycle

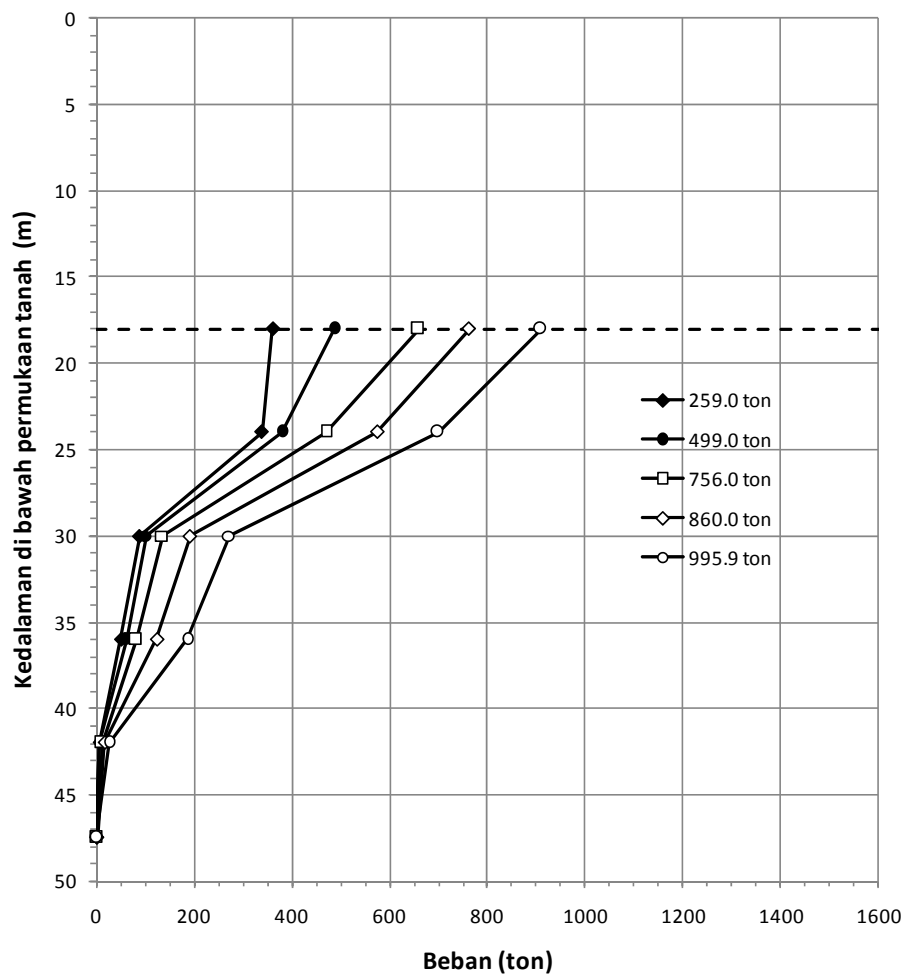
VWSG	Depth (m)	Tahanan Gesekan Selimut Rata-rata, f_s (t/m ²)			
		3 rd Cycle			
		Beban			
		243.9 ton	496.4 ton	610.3 ton	760.6 ton
	0.0 - 18.0	Debonded zone			
A	18.0	246.23	382.20	494.40	630.88
B	24.0	151.89	230.33	318.72	455.67
C	30.0	26.10	43.50	68.15	126.15
D	36.0	12.45	22.41	37.35	77.19
E	42.0	2.49	2.49	7.47	12.45
F	47.5	1.25	0.00	1.25	1.25



Gambar 10. Kurva transfer beban TU2 pada 3rd Cycle

Tabel 15. Tahanan gesekan selimut rata-rata untuk setiap kedalaman dari TU2 saat 4th Cycle

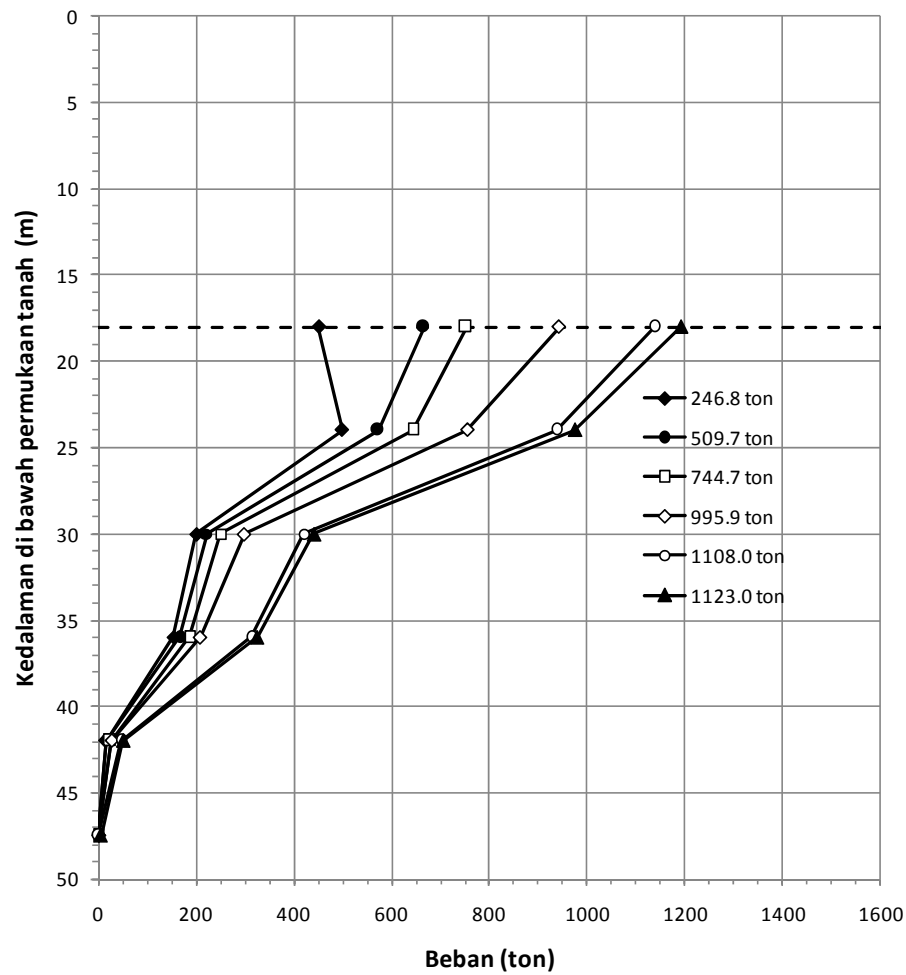
VWSG	Depth (m)	Tahanan Gesekan Selimut Rata-rata, f_s (t/m ²)				
		4 th Cycle				
		Beban				
		259 ton	499 ton	756 ton	860 ton	995.9 ton
	0.0 - 18.0	<i>Debanded zone</i>				
A	18.0	360.15	487.55	659.05	761.95	910.18
B	24.0	339.89	380.97	470.08	573.95	698.45
C	30.0	88.45	102.95	136.30	192.85	272.60
D	36.0	49.80	62.25	82.17	124.50	186.75
E	42.0	7.47	7.47	12.45	17.43	27.39
F	47.5	0.62	0.62	1.25	1.87	1.25



Gambar 11. Kurva transfer beban TU2 pada 4th Cycle

Tabel 16. Tahanan gesekan selimut rata-rata untuk setiap kedalaman dari TU2 saat 5th Cycle

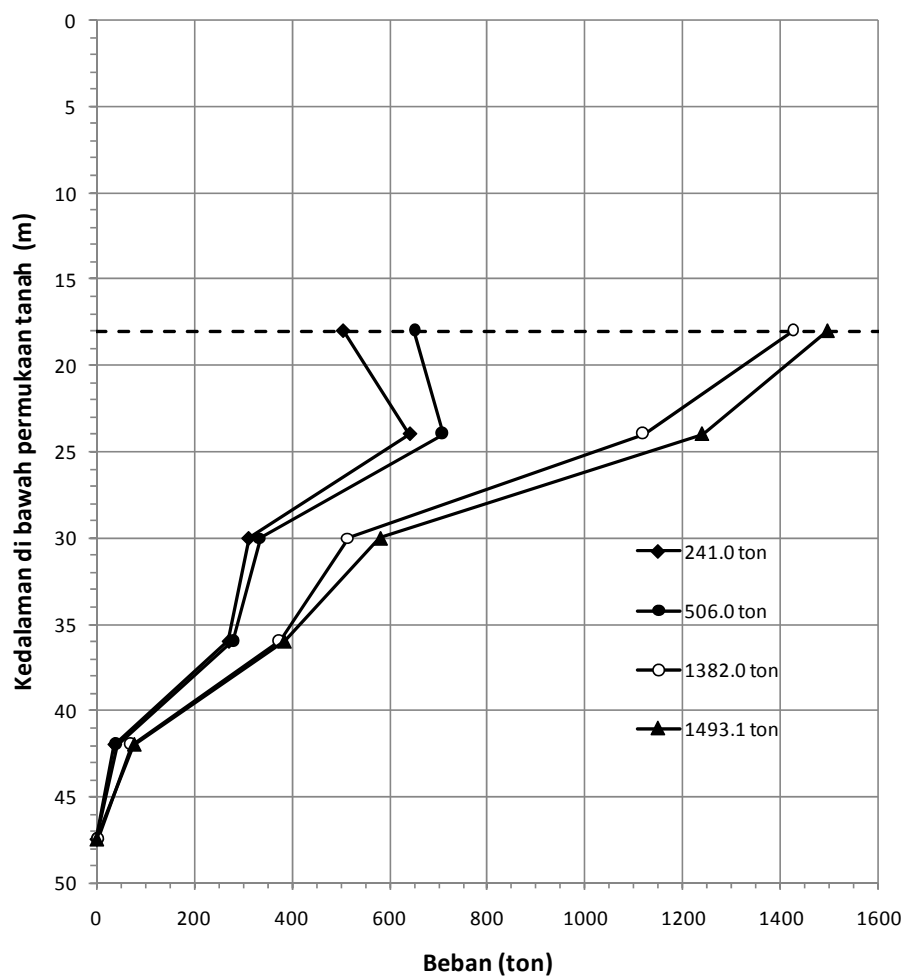
VWSG	Depth (m)	Tahanan Gesekan Selimut Rata-rata, f_s (t/m ²)					
		5 th Cycle					
		Beban					
		246.8 ton	509.7 ton	744.7 ton	995.9 ton	1108.0 ton	1233.0 ton
	0.0 - 18.0	Debonded zone					
A	18.0	450.80	665.18	752.15	943.25	1138.03	1191.93
B	24.0	499.25	572.70	643.67	754.47	937.49	974.84
C	30.0	200.10	221.85	250.85	298.70	420.50	440.80
D	36.0	154.38	166.83	186.75	209.16	313.74	326.19
E	42.0	14.94	17.43	24.90	27.39	47.31	49.80
F	47.5	0.00	0.00	0.00	0.00	1.25	6.23



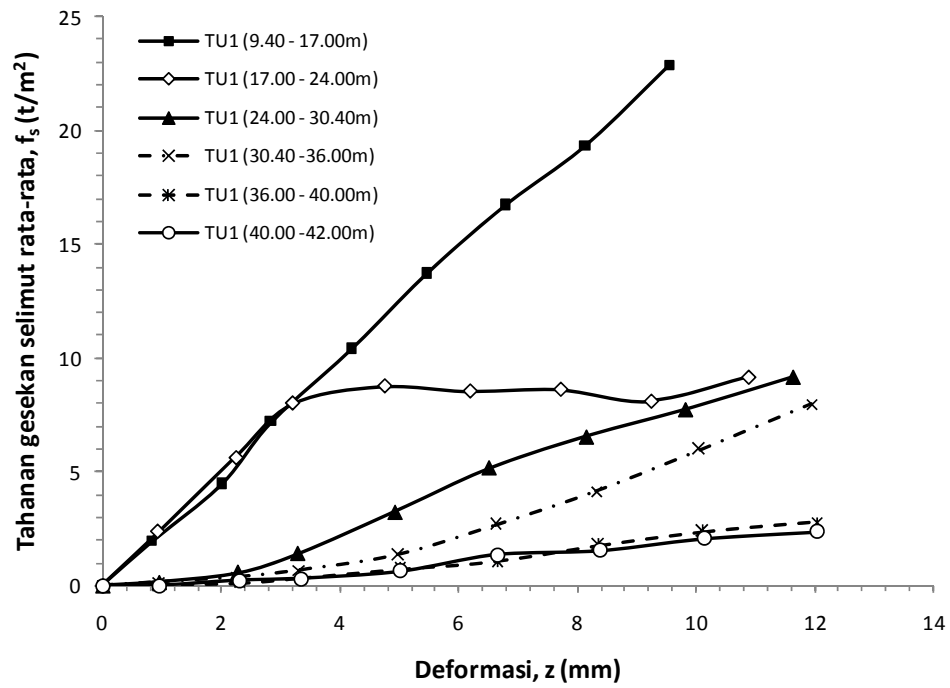
Gambar 12. Kurva transfer beban TU2 pada 5th Cycle

Tabel 17. Tahanan gesekan selimut rata-rata untuk setiap kedalaman dari TU2 saat 6th Cycle

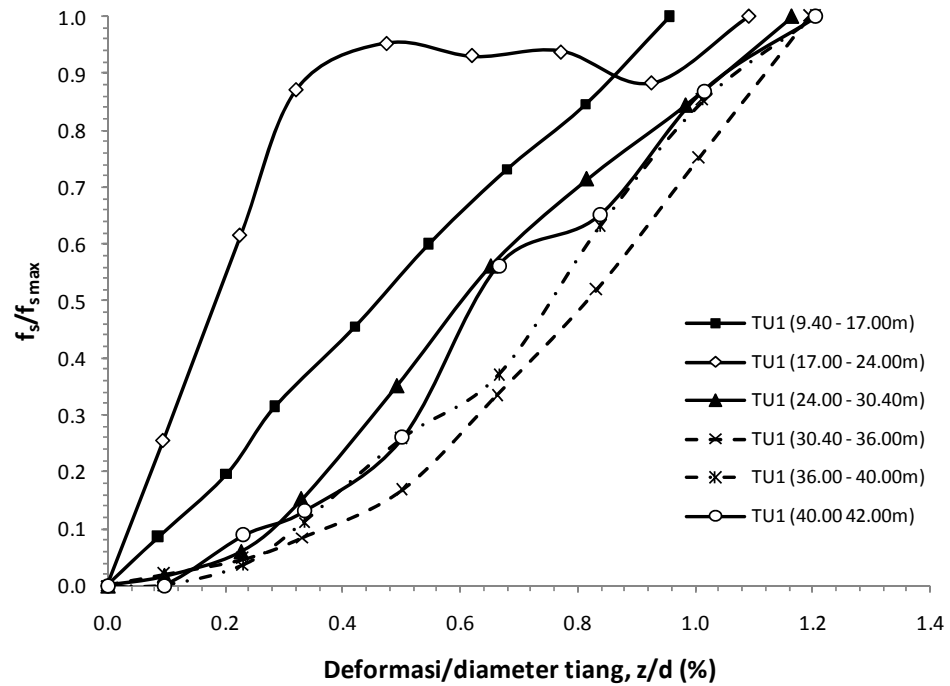
VWSG	Depth (m)	Tahanan Gesekan Selimut Rata-rata, f_s (t/m ²)			
		6 th Cycle			
		Beban			
		241.0 ton	506.0 ton	1382.0 ton	1493.1 ton
	0.0 - 18.0	<i>Debonded Zone</i>			
A	18.0	505.93	650.48	1424.68	1494.50
B	24.0	641.18	709.65	1119.26	1240.02
C	30.0	313.20	334.95	516.20	581.45
D	36.0	271.41	281.37	375.99	385.95
E	42.0	37.35	42.33	72.21	77.19
F	47.5	0.00	0.00	4.36	0.00



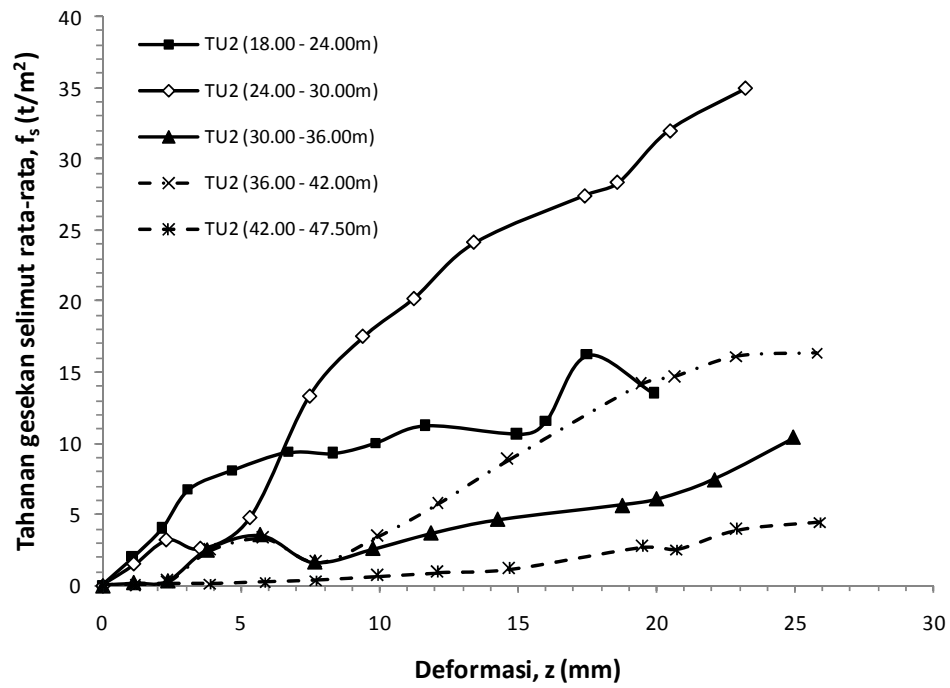
Gambar 13. Kurva transfer beban TU2 pada 6th Cycle



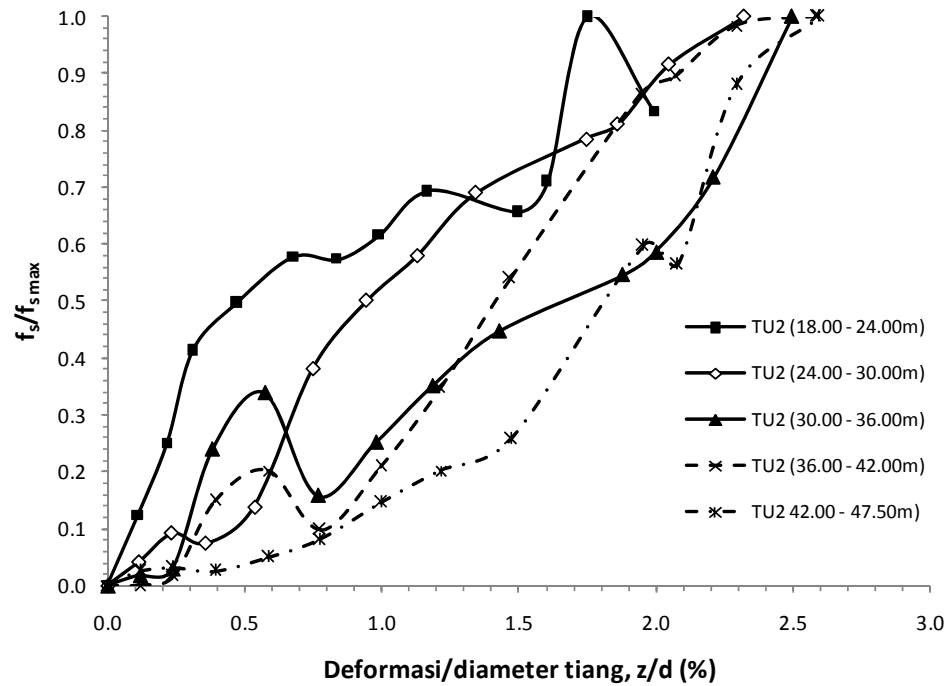
Gambar 14. Kurva transfer beban – deformasi untuk TU1



Gambar 15. Kurva normalisasi transfer beban – deformasi untuk TU1.



Gambar 16. Kurva transfer beban – deformasi untuk TU2



Gambar 17. Kurva normalisasi transfer beban – deformasi untuk TU2

6. SIMPULAN

Simpulan dari penelitian ini antara lain adalah :

1. Tiang Uji 1 dan Tiang Uji 2 diklasifikasikan sebagai tiang bor panjang.
2. Kurva transfer beban pada Tiang Uji 1 dan Tiang Uji 2 menunjukkan bahwa tahanan dukung ujung tidak termobilisasi.
3. Tahanan gesekan selimut termobilisasi pada deformasi 0.9% d hingga 2.6% d untuk kedua Tiang Uji (TU1 dan TU2).

7. UCAPAN TERIMA KASIH

Penulis mengucapkan terima kasih kepada Ir. Irawan Firmansyah, MSCE, yang telah memberikan data-data bagi penelitian ini.

DAFTAR PUSTAKA

1. Balakrishnan, E.G., (February, 1999, p.122-131). *Load Deformation Analysis of Bored Piles in Residual Weathered Formation*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.
2. Hunt, R.E., (1984). *Geotechnical Engineering Investigation Manual*, Mc Graw-Hill, New York.
3. Kruizinga, J., (1984, p.1417-1420). *Behaviour of Bored and Auger Piles in Normally Consolidated Soils*, International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering.
4. Ng, W.W.C., (June, 2000, p.488-498). *New Failure Criterion for Large Diameter Bored Pile in Weathered Geomaterials*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.
5. Phienweij, N., (1995, p.251-260). *Performance of Bored Piles in Weathered Meta-Sedimentary Rocks in Kuala Lumpur, Malaysia*, Developments in Deep Foundations and Ground Improvement Scheme.
6. Poulos, H.G., Davis, E.H., (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*, John Wiley & Sons, Canada.
7. Prakash, S., Sharma, H.D., (1990). *Pile Foundation in Engineering Practice*, John Wiley & Sons.
8. Terzaghi, K., Peck, R.B., Mesri, G., (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons.

9. Woo, S.M., (1995, p. 69-85). *Analysis of Pile Test Results*, Development in Deep Foundations and Ground Improvement Schemes.
10. Woodward, Gardner, Greer, (1972). *Drilled Pier Foundations*, The Mc-Graw-Hill Companies, New York.

PEDOMAN PENULISAN JURNAL TEKNIK SIPIL UNIVERSITAS KRISTEN MARANATHA

1. Jurnal Teknik Sipil UKM merupakan jurnal ilmiah, hasil penelitian, atau studi literatur disertai analisis ilmiah dalam bidang teknik sipil.
2. Tulisan harus asli dan belum pernah dipublikasikan sebelumnya, dikirim dengan mencantumkan kelompok bidang keahlian dalam teknik sipil.
3. Apabila pernah dipresentasikan dalam seminar, agar diberi keterangan lengkap.
4. Naskah ditulis dalam bahasa Indonesia atau bahasa Inggris yang benar, singkat, jelas dilengkapi dengan abstrak dan kata kunci dalam bahasa Indonesia dan bahasa Inggris.
5. Naskah ditulis pada kertas A4, menggunakan Microsoft® Word dengan ketentuan sebagai berikut :
 - a. Judul ditulis dengan huruf kapital, **TIMES NEW ROMAN**, ukuran 13, huruf tebal.
 - b. Abstrak ditulis dengan huruf biasa, Times New Roman, ukuran 10, spasi 1, demikian juga dengan kata kunci.
 - c. Isi naskah ditulis dengan huruf biasa, Times New Roman, ukuran 11, spasi 1.5.
 - d. Jumlah halaman beserta lampiran minimal 20 halaman, maksimal 30 halaman.
 - e. Jumlah halaman untuk lampiran maksimal 20% dari jumlah halaman total.
 - f. Nama penulis ditulis tanpa pencantuman gelar akademik.
 - g. Penulisan sub bab disertai nomor, contoh :
 - 1. HURUF KAPITAL**
 - 1.1 Huruf Biasa**
 - h. Gambar diberi nomor dan keterangan gambar ditulis dibawah gambar.
 - i. Tabel diberi nomor dan keterangan tabel ditulis diatas tabel.
 - j. Daftar pustaka ditulis dengan format sebagai berikut :
 1. Timoshenko, S.P, Young, D.H., (1995). *Theory of Structures*, McGraw Hill Book Co, New York.
 - k. Kata-kata asing (jika naskah ditulis dalam bahasa Indonesia) dicetak *miring*.
6. Menggunakan sistematika penulisan sebagai berikut :
 - a. Judul Naskah.
 - b. Nama penulis utama, penulis pembantu.
 - c. Abstrak dalam bahasa Indonesia dan bahasa Inggris.
 - d. Kata kunci.
 - e. Pendahuluan (berisi latar belakang, tujuan, ruang lingkup, dan metodologi).
 - f. Isi (tinjauan pustaka).
 - g. Studi Kasus (data, studi kasus, dan pembahasan)
 - h. Penutup (kesimpulan, saran, dan daftar pustaka).
7. Naskah dikirim dalam bentuk *file* via E-mail.
8. Naskah yang masuk redaksi akan ditinjau oleh penelaah ahli dalam bidangnya sebelum diterbitkan.
9. Jurnal terbit 2x dalam setahun pada bulan April dan Oktober.