

# KAJIAN EKSPERIMENTAL KINERJA PANEL LANTAI DAN PANEL DINDING HEBEL

Dradjat Hoedajanto<sup>1</sup>, Iswandi Imran<sup>1</sup>, Aris Aryanto<sup>2</sup>

## 1. PENDAHULUAN

Salah satu inovasi dalam perkembangan teknologi material adalah Beton Ringan Aerasi (*Aerated Lightweight Concrete / ACL*) atau dikenal juga dengan *Autoclaved Aerated Concrete* (AAC). Beton ringan aerasi ini dikembangkan di Jerman oleh Joseph Hebel sekitar tahun 1943. Bahan dasar dari beton ringan aerasi ini adalah kapur, pasir silika, semen, air dan bahan pengembang melalui proses pemeliharaan dengan steam curing bertekanan.

Salah satu keunggulan dari material ini adalah berat jenisnya yang ringan dengan kekuatan material yang memadai. Perbandingan berat jenis beberapa jenis material disajikan pada Tabel 1. Selain itu, bahan ini memiliki nilai konduktivitas panas yang rendah, sehingga sekaligus dapat digunakan sebagai isolator panas.

**Tabel 1 Perbandingan berat jenis material**

Material	Berat Jenis $\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	Konduktivitas panas $\lambda$ (W/mK)
Baja	7850	60
Beton Bertulang	2400	2,1
Batu Bata	1500	0,65
Batako	1800	1
Kayu	800	0,2
<b>Beton Ringan Aerasi</b>	<b>500-780</b>	<b>0,2</b>

Dengan berat jenis yang ringan ini jika digunakan sebagai elemen nonstruktural seperti dinding/partisi maka beban yang diterima oleh elemen struktur menjadi lebih ringan. Begitupun jika digunakan sebagai elemen struktural seperti pelat maka dapat mengurangi total massa struktur yang mengakibatkan beban gempa menjadi lebih kecil sehingga desain akan menjadi lebih ringan.

Studi investigasi ini menyajikan hasil studi eksperimental yang telah dilakukan terhadap panel lantai dan panel dinding beton ringan aerasi Hebel. Studi eksperimental yang dilakukan tersebut bertujuan mengkaji perilaku panel lantai dan panel dinding beserta sistem sambungan dalam menahan beban layan yang bekerja.

Perilaku panel beton ringan aerasi Hebel yang dievaluasi dalam pengujian adalah perilaku panel terhadap lentur, perilaku sambungan dinding dan lantai (diafragma).

<sup>1</sup> Staf Pengajar KK Rekayasa Struktur, FTSL-ITB

<sup>2</sup> Asisten Laboratorium Rekayasa Struktur, FTSL-ITB

## 2. PROGRAM EKSPERIMENTAL

### 2.1. Spesimen Uji

Spesimen yang diuji terdiri dari panel lantai dan panel dinding yang diproduksi oleh PT Hebel Indonesia. Dimensi dan kekuatan material spesimen panel lantai dan panel dinding dapat dilihat pada Tabel 2.

**Tabel 2 Dimensi dan karakteristik material spesimen**

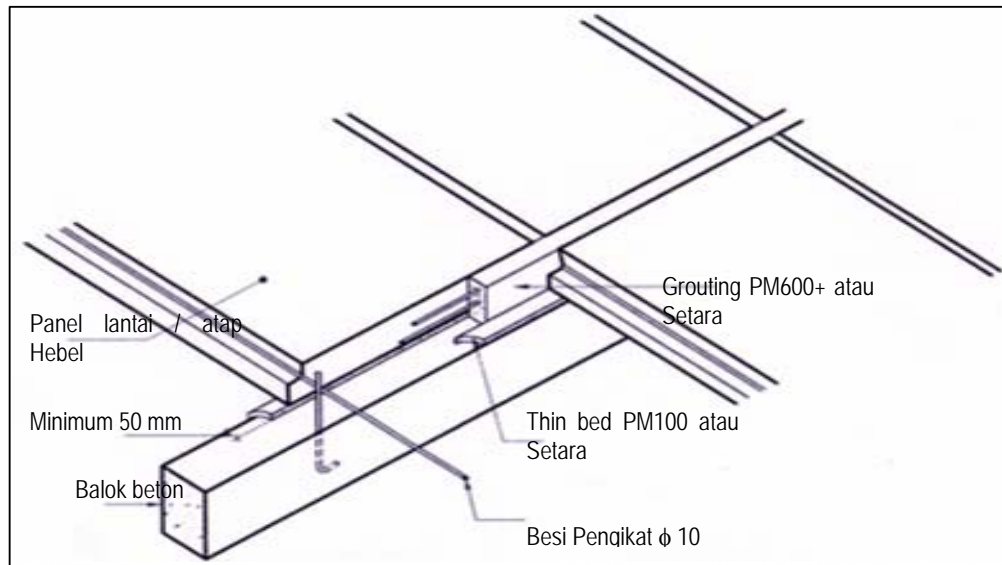
Spesimen	Dimensi Panel (cm)	Jumlah Specimen	Kuat Tekan Material (MPa)	Berat Jenis (kg/m <sup>3</sup> )	Modulus Elastisitas (MPa)
Panel Lantai	320 x 60 x 12,5	1	6.2	780	2250
Panel Dinding Interior	300 x 60 x 8,5	1	4.8	680	2250

Spesimen	Dimensi Panel (cm)	Tulangan		Jenis Pengujian
		Longitudinal	Transversal	
Panel Lantai	320 x 60 x 12,5	Atas : 3 - $\phi$ 5 Bawah : 12 - $\phi$ 6	Atas : 11 - $\phi$ 5 Bawah : 8 - $\phi$ 6	Lentur , Diafragma
Panel Dinding Interior	300 x 60 x 8,5	4 - $\phi$ 4	8 - $\phi$ 4	Lentur, Sambungan

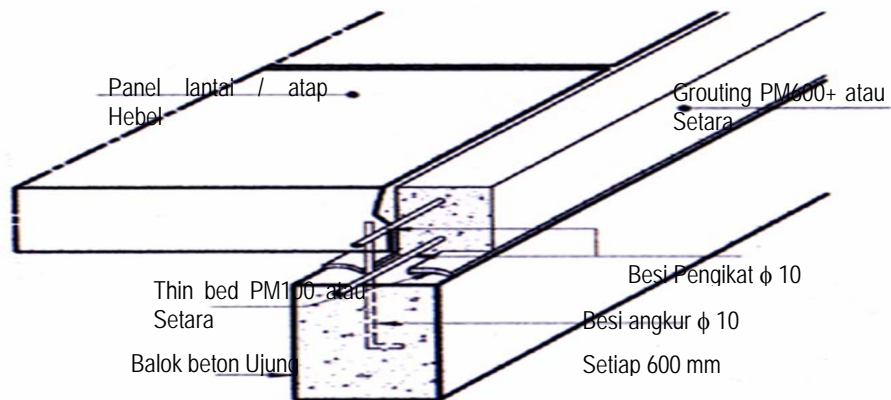
Panel lantai diletakkan pada balok diatas thin bed mortar PM100 dengan minimum lebar tumpuan sebesar 50 mm. Penyambungan antar panel lantai dan ring beam di perimeter lantai dilakukan dengan menggunakan bahan grouting PM600+ dengan ditambah tulangan pengikat sesuai dengan spesifikasi produk yang ada. Detail pemasangan sambungan pada panel lantai dapat dilihat pada Gambar 1. Karakteristik grouting/mortar yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 3.

**Tabel 3 Karakteristik material grouting/mortar (spesifikasi teknis)**

Tipe Mortar	Kuat tekan setelah 28 hari (Mpa)	Kuat rekat setelah 28 hari (Mpa)
PM100	$\geq$ 10 Mpa	$\geq$ 0,5 Mpa
PM600+	$\geq$ 15 Mpa	$\geq$ 0,5 Mpa



(a) Arah Longitudinal



(a) Arah Transversal

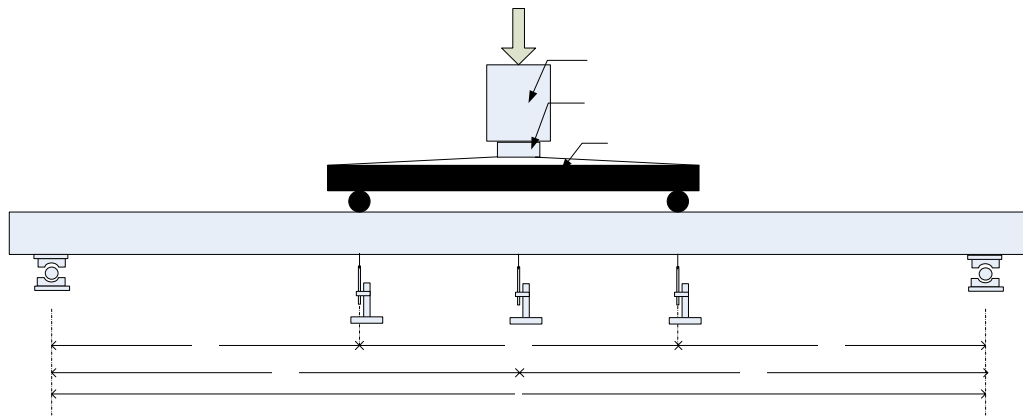
**Gambar 1 Sambungan panel lantai dan balok beton**

## 2.2. Set Up dan Parameter Pengujian

### 2.2.1 Pengujian lentur

Pengujian lentur dilakukan dengan tujuan untuk memahami perilaku elemen struktur dalam menahan beban. Pengujian ini dilakukan dengan menggunakan prosedur "third point loading" berdasarkan BSN (1993).

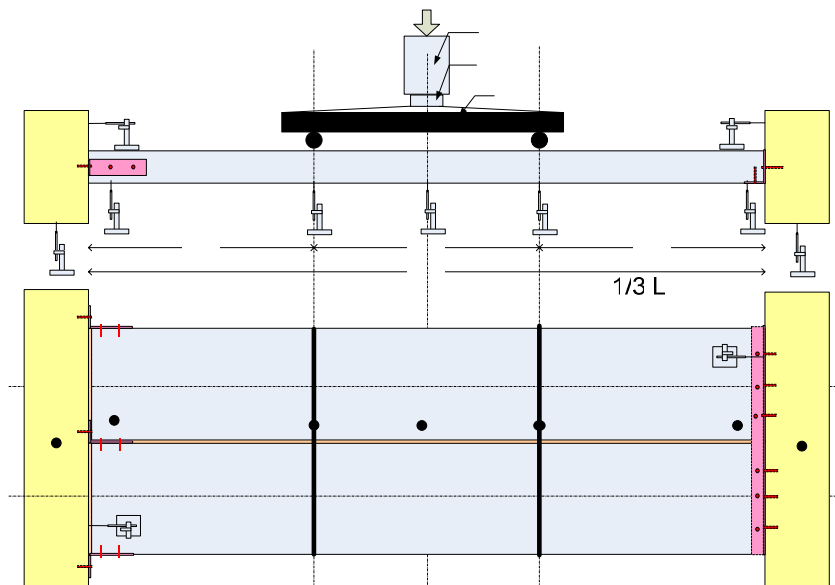
Pembebanan diberikan melalui loading frame di Laboratorium Rekayasa Struktur, ITB. Untuk mengetahui lendutan yang terjadi pada benda uji maka alat ukur lendutan (LVDT) ditempatkan pada lokasi setengah bentang dan sepertiga bentang pada sisi kiri dan kanan benda uji. Load Cell dan LVDT dihubungkan pada Data Logger yang berfungsi mencatat semua data yang diperoleh selama pengujian. Hasil pengujian adalah berupa beban yang diterima benda uji dan perpindahan yang terjadi. Detail set-up pengujian lentur dan geser pada benda uji dapat dilihat pada Gambar 2.



**Gambar 2 Set-up pengujian lentur dan geser**

### 2.2.2 Pengujian Sambungan Dinding

Tujuan dilakukan pengujian sambungan dinding adalah untuk melihat kinerja sambungan panel dinding terhadap beban layan yang bekerja. Pengujian sambungan ini dilakukan pada panel dinding interior. Detail set-up pengujian sambungan panel dinding Interior dapat dilihat pada Gambar 3.

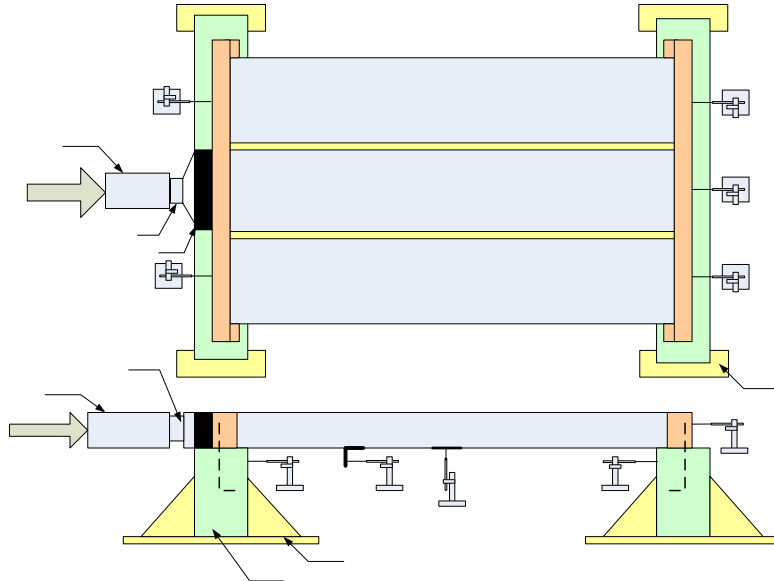


**Gambar 3 Set-up pengujian sambungan dinding interior**

Dalam pengujian ini pembebanan yang diberikan adalah berupa beban terpusat third point load seperti pada pengujian lentur. Hal ini untuk melihat apakah panel akan mengalami kegagalan pada sambungan sebelum kapasitas lentur panel dinding tercapai.

### 2.2.3 Pengujian Diafragma

Selain didesain untuk menahan beban gravitasi, pelat lantai juga didesain sebagai diafragma yang berfungsi untuk menyalurkan beban lateral akibat angin dan gempa pada elemen struktur seperti kolom dan dinding geser. Untuk melihat perilaku panel lantai dalam menyalurkan beban lateral maka telah dilakukan pengujian diafragma dalam hal ini set up pengujian diafragma seperti terlihat pada Gambar 4.



**Gambar 4 Set-Up pengujian diafragma**

## 3. EVALUASI HASIL PENGUJIAN

LVDT 1

### 3.1. Pengujian Lentur

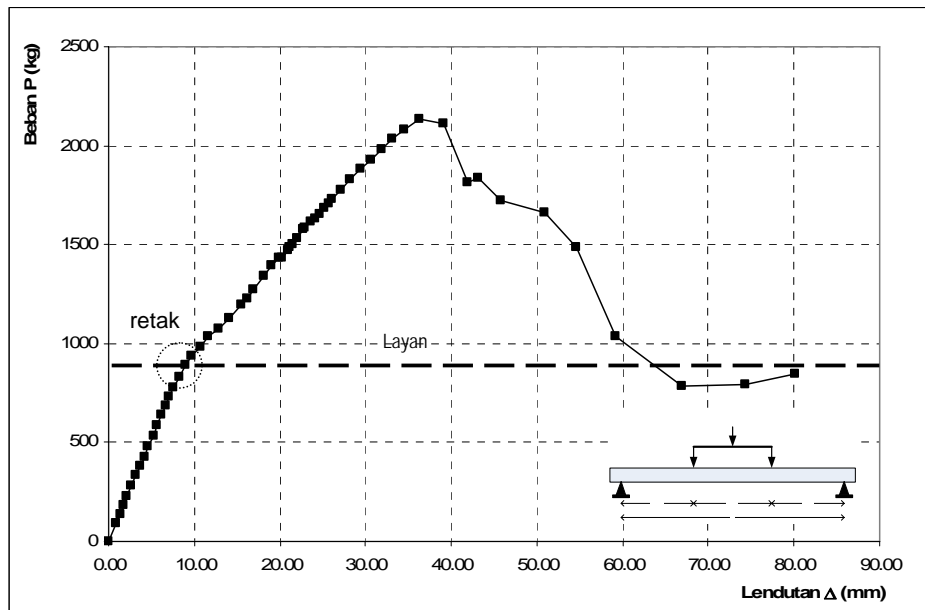
Gambar 5 memperlihatkan hubungan antara beban JACK terhadap lendutan yang terjadi di setiap pembacaan beban, mulai dari awal hingga akhir untuk panel pelat lantai. Dari kurva beban vs lendutan terlihat kemiringan kurva yang menunjukkan kekakuan penampang mulai berkurang pada beban P sebesar 1000 kg. Hal ini disebabkan oleh terbentuknya keretakan pada penampang panel.

LOAD CELL  
SPREADING BEAM

LVDT 3

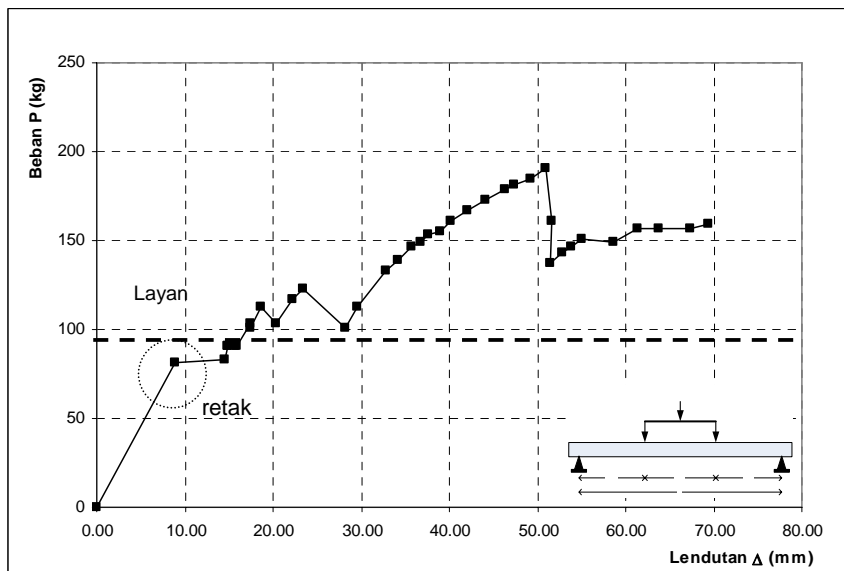
LOAD CELL

JACK



**Gambar 5 Hubungan beban vs lendutan panel pelat**

Gambaran hubungan beban vs lendutan untuk panel dinding interior disajikan pada Gambar 6. Dari kedua panel yang diuji terlihat benda uji mengalami tiga kali penurunan kekuatan yang mana penurunan tersebut menunjukkan penambahan jumlah lokasi keretakan pada benda uji. Jika dibandingkan dengan dengan kurva beban vs lendutan pada panel lantai yang cukup "smooth", pada panel dinding kurva yang dihasilkan memperlihatkan penurunan yang cukup tajam dan kurva yang dibentuk tidak "smooth". Kecenderungan ini disebabkan karena pada panel dinding tulangan yang terpasang hanya satu lapis yaitu pada tengah penampang.



**Gambar 6 Hubungan beban vs lendutan panel dinding interior**



**Gambar 7 Pengujian lentur panel dinding interior**

Untuk kondisi layan, dengan mengacu pada SNI 03-2847-02 pasal 11.5.3 tabel 9 (BSN (2002)), persyaratan lendutan ijin untuk konstruksi lantai akibat beban mati dan beban hidup adalah  $L/240$  mm. Berdasarkan hasil pengujian lentur diperoleh beban serta defleksi yang terjadi pada panel lantai dan dinding adalah sebagai berikut

**Tabel 4 Rangkuman hasil uji lentur**

Benda Uji	$P_{service}$ [kg]	$q_{service}$ [kg/m <sup>2</sup> ]	$P_{crack}$ [kg]	$q_{crack}$ [kg/m <sup>2</sup> ]	$P_{max}$ [kg]	$q_{max}$ [kg/m <sup>2</sup> ]	$\Delta_{max}$ [mm/%]
Panel Lantai	987	731	1197	887	2137	1583	80 / 2.67
Panel Dinding Interior	83	65.90	81	64.29	191	152	69 / 2.47

Tabel 4 memperlihatkan  $P_{service}$  dan  $q_{service}$  yang diperoleh berdasarkan lendutan ijin masih dapat dipikul oleh panel lantai dan panel dinding ketika lendutan yang terjadi mencapai lendutan ijin.

Beberapa ketentuan berdasarkan ACI 523 untuk pengetesan panel lantai terhadap kekuatan lentur adalah sebagai berikut :

- a. akibat dua kali beban hidup layan (minimum 3.9 kPa dan 2.9 kPa) lendutan pada tengah bentang tidak boleh lebih besar dari  $1/160$ .
- b. Beban pada saat runtuh (failure) harus lebih besar dua kali dari beban mati dan beban hidup.

Rangkuman pengecekan kekuatan lentur panel lantai berdasarkan ACI 523 dapat dilihat pada Tabel 5.

**Tabel 5 Rangkuman pengecekan kekuatan lentur panel lantai**

Benda Uji	$q_{service}$ [kg/m <sup>2</sup> ]	$P_{service}$ [kg]	Lendutan Terukur $q_{service}$ [mm]	Syarat maksimum Lendutan L/160 [mm]	Syarat minimum $P_{max}$ (2 x $P_{service}$ ) [kg]	$P_{max}$ terukur [kg]	Note
Panel Lantai	290	391	5.48	18.75	782	2137	OK
Panel Lantai	390	526	7.0	18.75	1052	2137	OK

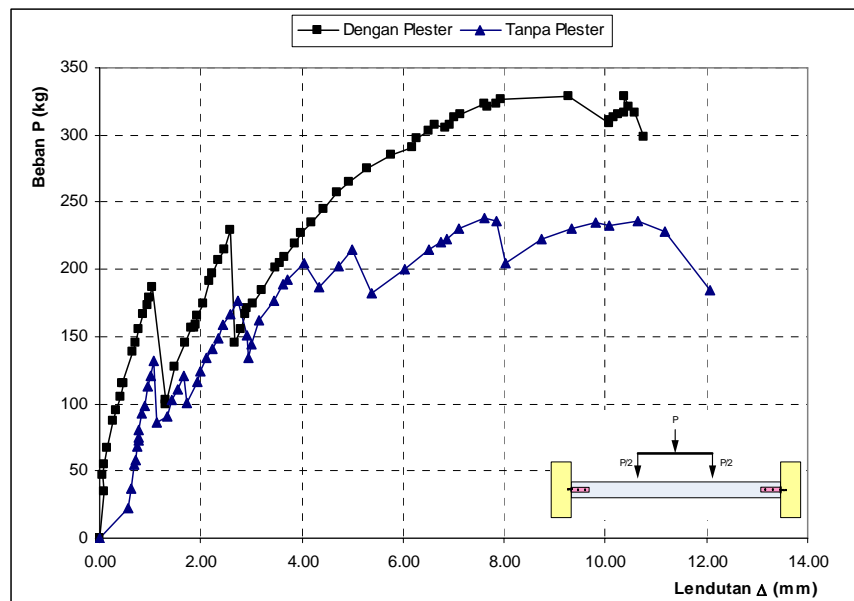
Berdasarkan Tabel 5 diatas terlihat bahwa kekuatan lentur panel lantai telah memenuhi persyaratan ACI 523.

### 3.2. Pengujian Sambungan Dinding

Panel dinding yang tidak menerima beban struktur (Non-bearing panels) didesain untuk menahan beban angin dan beban gempa dari berat sendirinya, beban lain yang menumpu pada panel (beban mekanikal dan arsitektural) dan berat panel yang harus ditransfer pada tumpuan panel dinding. Sangat jarang panel dinding dibebani sehingga mencapai tegangan maksimumnya umumnya yang menjadi perhatian adalah pembebanan saat pabrikasi dan ereksi di lapangan.

Walaupun umumnya desain panel itu sendiri tidaklah kritis terhadap beban angin atau gempa akan tetapi pada sambungan kemungkinan tersebut dapat terjadi.

Pada pengujian panel dinding interior terdapat Terdapat dua tipe panel yang digunakan yaitu panel dengan plester (Tipe A) dan panel tanpa plester (Tipe B). Hubungan beban dan deformasi/slip pada daerah sambungan dapat dilihat pada Gambar 8.



**Gambar 8 Hubungan beban vs slip pada sambungan**

Pada Gambar 8 terlihat beban maksimum yang dicapai oleh sambungan dengan plester dan dan tanpa plester adalah sebesar 330 kg dan 238 kg. Berdasarkan hal tersebut maka kinerja sambungan Tipe A lebih baik dari Tipe B namun dari kedua sambungan tersebut terhadap beban lentur maksimum yang terjadi kedua sambungan tersebut menunjukkan kinerja yang baik yaitu pada saat beban lentur maksimum tercapai sambungan masih terpasang atau tidak terlepas dari balok (Gambar 9).



(a) Sambungan panel Tipe A

(b) Sambungan panel Tipe B

**Gambar 9 Kondisi sambungan pada beban lentur maksimum**

Rangkuman tahanan gaya lateral yang dapat dipikul oleh sistem sambungan dapat dilihat pada Tabel 6.

**Tabel 6 Rangkuman pengujian sambungan**

Spesimen	Dimensi Panel (cm)	Berat sendiri $W_p$ (kN)	Tahanan Sambunan P (kN)	Ratio
Sambungan Dinding Tipe A	300 x 60 x 8,5	2.14	3.3	1.54 $W_p$
Sambungan Dinding Tipe B	300 x 60 x 8,5	2.14	2.4	1.12 $W_p$

Terhadap beban gempa, sistem sambungan panel dinding interior harus mampu menahan beban gempa dari beratnya sendiri. UBC 1997 mensyaratkan besarnya beban gempa rencana dihitung berdasarkan persamaan (1) :

$$F_p = 4.0C_a I_p W_p \quad (1)$$

Dimana  $C_a$  adalah percepatan puncak permukaan tanah (PGA),  $I_p$  adalah faktor keutamaan dan  $W_p$  adalah berat sendiri panel.

Dengan mengacu pada SNI 03-1726-2002 Tabel 5 untuk penentuan percepatan muka tanah maka berdasarkan persamaan (1) minimum besarnya beban gempa yang harus dipikul oleh panel dinding termasuk sistem sambungannya dapat dilihat pada Tabel 7 berikut:

**Tabel 7 Minimum beban gempa rencana untuk panel dinding**

Wilayah Gempa	Beban Gempa Rencana $F_p$ untuk $I_p = 1$		
	Kondisi Tanah		
	Tanah Keras	Tanah Sedang	Tanah Lunak
1	$0.16 W_p$	$0.2 W_p$	$0.32 W_p$
2	$0.48 W_p$	$0.6 W_p$	$0.8 W_p$
3	$0.72 W_p$	$0.92 W_p$	$1.2 W_p$
4	$0.96 W_p$	$1.12 W_p$	$1.36 W_p$
5	$1.12 W_p$	$1.28 W_p$	$1.44 W_p$
6	$1.32 W_p$	$1.44 W_p$	$1.52 W_p$

berdasarkan Tabel 5 dan Tabel 6 terlihat bahwa ratio tahanan gaya lateral yang dapat dipikul oleh sistem sambungan Tipe A lebih besar dari minimum beban gempa rencana yang harus dipikul pada semua wilayah gempa di Indonesia. Sedangkan untuk Tipe B pada sebagian wilayah gempa di Indonesia ratio tahanan gaya lateralnya dibawah minimum gempa rencana. Kondisi tanah khusus belum termasuk dalam program studi eksperimental.

### 3.3. Pengujian Diafragma

Beban lateral yang berasal dari angin atau gempa umumnya diteruskan ke dinding geser atau sistem rangka pemikul momen melalui pelat atap atau lantai yang berperilaku sebagai horisontal diafragma. Terhadap beban angin umumnya diafragma dianalisis dengan menganalogikan pelat lantai sebagai balok tinggi (deep beam). Dinding geser dan portal merupakan tumpuan dari balok/diafragma ini. Sebagai balok, diafragma akan mengalami tarik dan tekan pada chord atau bagian sayap.

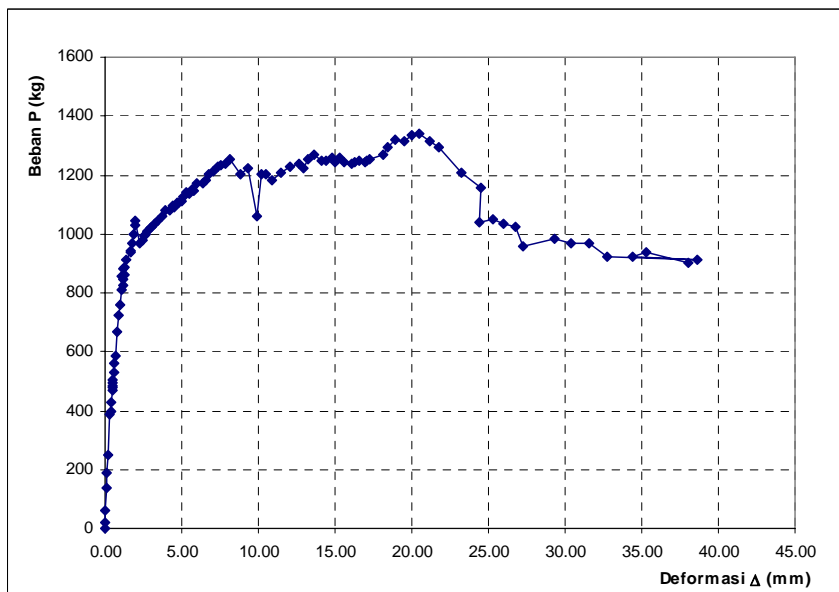
Sedangkan gaya geser pada diafragma harus mampu ditahan pada sambungan antar panel dan pada tumpuan panel. Pada lantai atau atap yang memiliki sistem komposit dengan topping maka topping tersebut dapat berfungsi sebagai diafragma jika memiliki cukup tulangan geser friksi. Jika tidak maka transfer gaya geser antara panel dapat digunakan sistem grouting dan jika dibutuhkan dapat ditambahkan tulangan.

Terhadap beban gempa, berdasarkan UBC 1997 diafragma harus mampu menahan gaya gempa yang dihitung dengan persamaan (2) berikut :

$$F_{px} = \frac{F_t + \sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} \quad (2)$$

Gaya  $F_{px}$  berdasarkan persamaan (2) tidak perlu diambil lebih besar dari  $1.0C_a I w_{px}$ , akan tetapi tidak boleh kurang dari  $0.5C_a I w_{px}$ . Dimana  $C_a$  adalah percepatan puncak permukaan tanah (PGA),  $I$  adalah faktor keutamaan bangunan dan  $w_{px}$  adalah berat diafragma dan komponen di atasnya. Dalam penentuan batasan beban gempa yang harus ditahan oleh diafragma maka diambil nilai maksimum dari persamaan (2) yaitu sebesar  $1.0C_a I w_{px}$  dengan parameter-parameter yang digunakan mengacu pada SNI 03-1726-2002.

Hasil pengujian diafragma seperti ditunjukkan pada kurva hubungan beban vs slip sambungan balok dan ring beam (Gambar 15) diperoleh gaya maksimum yang mampu ditahan oleh diafragma adalah 1340 kg (13.4 kN).



**Gambar 10 Hubungan beban vs slip pada sambungan balok dan ring beam**

Berat struktur diafragma dalam hal ini dihitung dari berat sendiri panel lantai, beban superimposed sebesar  $150\text{kg/m}^2$  dan 30% beban hidup sebesar  $250\text{kg/m}^2$  (PBI (1987)). Dengan tributary area sebesar  $5.76\text{ m}^2$  maka diperoleh total berat struktur diafragma sebesar  $w_{px} = 18,58\text{ kN}$ . Ratio tahanan lateral diafragma berdasarkan hasil pengujian terhadap berat struktur adalah sebesar  $0.721 w_{px}$ .

Dengan mengacu pada SNI 03-1726-2002 Tabel 5 untuk penentuan percepatan muka tanah maka berdasarkan persamaan (2) minimum besarnya beban gempa yang harus dipikul oleh diafragma dapat dilihat pada Tabel 8.

**Tabel 8 Minimum beban gempa rencana untuk panel dinding**

Wilayah Gempa	Beban gempa Rencana $F_{px}$ untuk $I = 1.4$		
	Kondisi Tanah		
	Tanah Keras	Tanah Sedang	Tanah Lunak
1	$0.06 w_{px}$	$0.07 w_{px}$	$0.11 w_{px}$
2	$0.17 w_{px}$	$0.21 w_{px}$	$0.28 w_{px}$
3	$0.25 w_{px}$	$0.32 w_{px}$	$0.42 w_{px}$
4	$0.34 w_{px}$	$0.39 w_{px}$	$0.48 w_{px}$
5	$0.39 w_{px}$	$0.45 w_{px}$	$0.50 w_{px}$
6	$0.46 w_{px}$	$0.50 w_{px}$	$0.53 w_{px}$

Tahanan lateral diafragma yang diperoleh dari hasil pengujian menunjukkan nilai yang lebih besar dari maksimum gaya yang harus ditahan oleh diafragma (Tabel 8) maka dapat disimpulkan bahwa sistem panel lantai dapat berfungsi untuk menyalurkan beban gempa.

Sedangkan tekanan/beban angin yang dapat ditahan dengan sistem diafragma tersebut jika tinggi antar lantai diambil sebesar 3.6 m atau dengan tributari area sebesar  $6.48 \text{ m}^2$  ( $3.6\text{m} \times 1.8\text{m}$ ) adalah sebesar  $207 \text{ kg/m}^2$ . Berdasarkan rumusan yang ditetapkan dalam SKBI 1987 nilai tekanan angina tersebut ekuivalen dengan kecepatan angin sebesar 57 m/s.

Selain itu SNI 03-2847-02 pasal 18.5. (BSN (2002)) mensyaratkan bahwa untuk mencapai integritas struktural pada elemen pracetak yang membentuk diafragma atap atau lantai, sambungan antara diafragma dan komponen-komponen struktur yang ditopang secara lateral oleh diafragma tersebut harus mempunyai kekuatan tarik nominal yang mampu menahan sedikitnya 4.5 kN/m. Selain itu pada diafragma harus dipasang tulangan pengikat longitudinal dan transversal pada perimeter diafragma dan di sekitar bukaan.

Berdasarkan detail sambungan panel pelat yang ditunjukkan pada Gambar 1 dimana pada perimeter diafragma terdapat ring beam dengan 2 buah tulangan  $\phi 10$  maka secara teoritis jika hanya memperhitungkan kapasitas tulangan maka sambungan akan memiliki kekuatan tarik sebesar 4.8 kN/m sehingga persyaratan SNI 03-2847-02 pasal 18.5 dapat terpenuhi.

#### 4. KESIMPULAN

Studi eksperimental yang dilakukan pada panel lantai dan panel dinding meliputi pengujian lentur, sambungan dan diafragma berdasarkan hasil evaluasi seperti yang telah dijelaskan sebelumnya. Berdasarkan hasil studi maka dapat ditarik beberapa kesimpulan:

1. Perilaku panel lantai dan panel dinding interior terhadap beban layan menunjukkan ketahanan lentur dan geser yang memadai ketika lendutan yang terjadi mencapai lendutan ijin berdasarkan ketentuan tata cara desain yang berlaku.
2. Sambungan panel dinding interior menunjukkan kinerja yang cukup baik. Hal ini terlihat pada saat kapasitas lentur panel tercapai, kondisi sambungan masih baik.
3. Hasil pengujian diafragma panel lantai menunjukan bahwa kapasitas geser yang diberikan oleh mortar penyambung dan tulangan pengikat lebih besar dari persyaratan minimum code UBC 1997 sehingga memenuhi syarat minimum sebagai diafragma.

Terima kasih kepada PT. Hebel Indonesia yang telah memberikan dukungan terhadap studi eksperimental ini.

#### 5. DAFTAR PUSTAKA

1. BSN (2002). *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung* (SNI 03-2847-2002).
2. BSN (2002). *Standard Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung* (SNI 03-1726-2002)
3. BSN (1993). *Standar Pengujian Kuat Lentur di Laboratorium* (SNI 03-3959-1993)
4. DPU (1987). *Pedoman Perencanaan pembebanan untuk Rumah dan gedung* (SKBI-1.3.53.1987)
5. PCI (1992). *PCI Design Handbook - Precast and Prestressed Concrete*.
6. ACI 523 (1996). *Guide for Precast Cellular Concrete Floor, Roof and Wall Units*
7. ACI 533 (1993). *Guide for Precast Concrete Wall Panels*
8. ICBO (1997). *Uniform building Code - Volume 2* (UBC 1997 )
9. Elliot, K (2002). *Precast Concrete Structures*, Butterworth-Heinemann.
10. Hebel AG (1997). *Hebel International Handbook: Technical Information for Planning and Construction*.