

# JURNAL TEKNIK SIPIL

**Pengaruh Jarak Antara Elemen Batang Tekan Ganda Terhadap Kuat Tekan**

( *Mudji Suhardiman, Arusmalem Ginting, Herman* )

**Pendetailan Tulangan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Sesuai Dengan SNI 03-2847-2002**

( *Sugito Liono* )

**Prinsip Perancangan Menard dan Korelasi Empiris Parameter Tanah dengan Hasil Uji *Pressuremeter* Menard**

( *Ibrahim Surya* )

**Pelelangan Proyek Konstruksi Yang Dilakukan Melalui Internet**

( *Maksum Tanubrata* )

**Pemodelan Dinding Geser Bidang Sebagai Elemen Kolom Ekuivalen Pada Gedung Beton Bertulang Bertingkat Rendah**

( *Yosafat Aji Pranata, Yunizar* )

J. Tek.Sipil	Vol. 7	No. 1	Hlm.1-97	Bandung, April 2011	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.

<b>Pelindung</b>	: Rektor Universitas Kristen Maranatha
<b>Penanggung Jawab</b>	: Dekan Fakultas Teknik Universitas Kristen Maranatha
<b>Pemimpin Redaksi</b>	: Ir. Maksum Tanubrata, MT.
<b>Ketua Dewan Penyunting</b>	: Yosafat Aji Pranata, ST., MT.
<b>Penyunting Pelaksana</b>	: Dr. Ir. Budi Hartanto Susilo, M.Sc. Ir. Maria Christine, M.Sc. Ir. Herianto Wibowo, M.Sc. Anang Kristianto, ST., MT. Andrias Suhendra Nugraha, ST., MT.
<b>Desain Visual dan Editor</b>	: Aldrin Boy
<b>Sekretariat dan Sirkulasi</b>	: Dra. Dorliana
<b>Alamat Redaksi</b>	: Sekretariat Jurnal Teknik Sipil Jurusan Teknik Sipil, Universitas Kristen Maranatha Jl. Prof. drg. Suria Sumantri MPH. No. 65 Bandung 40164 Tel. 022 - 2012186 ext. 212 Fax. 022 - 2017622
<b>E-mail</b>	: jurnal_ts@eng.maranatha.edu
<b>Penerbit</b>	: 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 :

<b>Pengaruh Jarak Antara Elemen Batang Tekan Ganda Terhadap Kuat Tekan</b> ( <i>Mudji Suhardiman, Arusmalem Ginting, Herman</i> )	<b>1-14</b>
<b>Pendetailan Tulangan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Sesuai Dengan SNI 03-2847-2002</b> ( <i>Sugito Liono</i> )	<b>15-41</b>
<b>Prinsip Perancangan Menard dan Korelasi Empiris Parameter Tanah dengan Hasil Uji <i>Pressuremeter</i> Menard</b> ( <i>Ibrahim Surya</i> )	<b>42-74</b>
<b>Pelaksanaan Proyek Konstruksi Yang Dilakukan Melalui Internet</b> ( <i>Maksum Tanubrata</i> )	<b>75-84</b>
<b>Pemodelan Dinding Geser Bidang Sebagai Elemen Kolom Ekuivalen Pada Gedung Beton Bertulang Bertingkat Rendah</b> ( <i>Yosafat Aji Pranata, Yunizar</i> )	<b>85-96</b>

# PENGARUH JARAK ANTARA ELEMEN BATANG TEKAN GANDA TERHADAP KUAT TEKAN

Mudji Suhardiman<sup>1</sup>, Arusmalem Ginting<sup>2</sup>, Herman<sup>3</sup>

<sup>1,2</sup> Dosen Tetap, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Janabadra

<sup>3</sup> Alumnus Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Janabadra, Yogyakarta

Jl. Tentara Rakyat Mataram No. 55-57, Yogyakarta

E-mail : agintm@yahoo.com

## ABSTRAK

Kayu sering digunakan sebagai batang tekan pada kuda-kuda dan kolom. Untuk mendukung beban besar dibutuhkan dimensi batang tekan tunggal cukup besar. Batang tekan tunggal dapat diganti dengan batang tekan ganda yang terdiri dari dua atau lebih elemen batang yang digabung menjadi satu kesatuan. Jarak antara elemen mengakibatkan bertambah besarnya momen inersia terhadap sumbu bebas bahan yang berada diantara kedua tampang elemen tersebut. Secara teoritis semakin jauh jarak antara akan meningkatkan daya dukung, tetapi semakin tidak terjamin kerja sama antara elemen-elemen sebagai satu kesatuan. Berdasarkan PKKI 1961 besarnya jarak antara  $\leq 2$  kali tebal elemen batang tekan. Berdasarkan uraian tersebut perlu dilakukan penelitian tentang pengaruh jarak antara elemen batang tekan ganda terhadap kuat tekan. Penelitian ini menggunakan kayu Keruing dengan dimensi  $2 \times 3/10$  panjang 2 m. Jarak antara elemen batang tekan ganda yang digunakan adalah 0, 1.5, 3, 4.5 dan 6 cm. Jumlah benda uji setiap variasi jarak antara 1 buah, dengan total benda uji sebanyak 5 buah. Hubungan antara elemen batang tekan ganda menggunakan alat sambung baut. Kondisi ujung-ujung benda uji berupa sendi. Pembebanan yang diberikan adalah beban sentris yang diberi secara bertahap. Dari hasil pengujian ini akan didapat data beban dan lendutan. Sebelum dilakukan pengujian batang tekan ganda terlebih dahulu dilakukan pengujian *specimen* batang tekan kayu Keruing dengan ukuran  $5 \times 5 \times 20$  cm sebanyak 5 buah. Dari hasil penelitian ini didapat tegangan tekan rata-rata kayu Keruing sebesar 377,144 kg/cm<sup>2</sup>. Kuat tekan batang ganda maksimum terjadi pada jarak antara 1,5 kali tebal kayu atau 4,5 cm. Pada jarak antara batang tekan ganda 2 kali tebal kayu atau 6 cm mulai mengalami penurunan, tetapi hasil ini masih lebih tinggi dari batang tekan ganda yang tanpa jarak antara. Hasil pengujian batang tekan ganda lebih kecil dari hasil perhitungan teoritis dengan menggunakan tegangan absolut yang didapat dari pengujian tekan *specimen*, dan lebih besar dari hasil perhitungan teoritis dengan menggunakan tegangan ijin tekan kayu berdasarkan PKKI 1961. Dari hasil penelitian ini tegangan ijin tekan pada PKKI 1961 aman untuk digunakan pada perhitungan batang tekan ganda.

**Kata kunci :** kayu Keruing, batang tekan ganda, jarak antara.

## ABSTRACT

Wood is often used as compression chords in trusses and as the column in frame construction. The large dimension of a single solid compression member is needed to support the heavy load action. A single solid compression member can be replaced with spaced column that built up two or more individual members (shafts) that was joined together. Space between shafts increase moment of inertia to spaced column axis between shafts. Theoretically, increasing space between shafts will increase supporting ability of the column, but increasing differential movement between the shafts. Based on PKKI 1961, the clear space between the individual shafts should be less or equal than two times of single shaft thickness. From this analysis, influence of space between shafts to axial compressive strength must be researched. This research used Keruing wood with  $2 \times 3/10$  dimension and 2 m long. Space between shafts of two-shaft spaced column that was used 0, 1.5, 3, 4.5 and 6 cm. Each variation space between shafts was used one sample, and totally five samples. Both of shafts were joined together by bolt. Restrained at both ends were pinned. Axial concentric load was increased gradually. From the results of this testing will be gotten axial compressive load and lateral deflection data. Before carried out testing of two-shaft spaced column, axial

*compressive strength testing to five specimens of Keruing wood with 5 x 5 x 20 cm dimension was conducted. From the result of this research was gotten average compressive strength the Keruing wood was 377.144 kg/cm<sup>2</sup>. The maximum compressive strength of two-shaft spaced column was occur in the space 1,5 times of a single shaft thickness or 4,5 cm. In the space 2 times of a single shaft thickness or 6 cm, compressive strength began to descend, but still higher than the two-shaft spaced column without space between the individual shafts. The testing result of two-shaft spaced column was smaller than the result of the theoretical calculation by using the absolute stress that was obtained from the compressive strength testing of specimen, and bigger than the result of the theoretical calculation by using the permissible stress was based on PKKI 1961. From the result of this research, the permissible stress on PKKI 1961 was safe to be used in the calculation of the two-shaft spaced column.*

**Key words :** *Keruing wood, two-shaft spaced column, space between shafts.*

## 1. PENDAHULUAN

Umur tebang pohon kayu cukup lama dan lahan hutan yang semakin berkurang mengakibatkan persediaan kayu untuk struktur yang berkualitas baik dan berdimensi besar semakin menipis. Perancangan yang kurang tepat dan penggunaan faktor aman yang terlalu besar mengakibatkan pemborosan kayu. Dengan pengetahuan dan penelitian-penelitian tentang kekuatan dan sistim perancangan struktur kayu maka masih dimungkinkan dilakukan penghematan penggunaan kayu. Kayu sering digunakan sebagai batang tekan pada kuda-kuda dan kolom. Pada batang tekan harus diperhitungkan adanya bahaya tekuk yang besarnya dipengaruhi oleh kelangsingan batang. Batang tekan tersebut dapat berupa batang tekan tunggal maupun batang tekan ganda. Untuk mendukung beban besar dibutuhkan dimensi batang tekan tunggal yang cukup besar. Dimensi kayu yang cukup besar belum tentu tersedia di pasaran, sehingga dapat diganti dengan batang tekan ganda yang terdiri dari dua atau lebih elemen batang digabung menjadi satu kesatuan. Keuntungan penggunaan batang tekan ganda adalah sebagai berikut: dapat menggunakan kayu berdimensi kecil, meningkatkan daya dukung karena bertambahnya momen inersia, dan penggabungan dapat dilakukan dengan cara sederhana menggunakan alat sambung baut atau paku.

Penggabungan elemen batang tekan dilakukan dengan menggunakan klos perangkai yang ditempatkan antara elemen batang tekan dan diikat dengan alat sambung. Jarak antara elemen setebal klos perangkai tersebut mengakibatkan bertambah besarnya momen inersia terhadap sumbu bebas bahan yang berada diantara kedua tampang elemen tersebut. Secara teoritis semakin jauh jarak antara akan meningkatkan daya dukung akibat bertambah besarnya momen inersia, tetapi semakin tidak terjamin kerja sama antara elemen-elemen sebagai satu kesatuan.

Berdasarkan Peraturan Konstruksi Kayu Indonesia (PKKI 1961) besarnya momen inersia yang diperhitungkan terhadap sumbu bebas bahan sebesar  $I_{\text{koreksi}} = \frac{1}{4} \cdot (I_t$

+ 3.  $I_g$ ), dengan  $I_t$  adalah momen inersia teoritis dan  $I_g$  adalah momen inersia geser dengan anggapan elemen tampang berimpit. Berdasarkan peraturan tersebut tidak ada faktor reduksi terhadap  $I_{koreksi}$  sampai jarak antara sebesar dua kali tebal elemen batang tekan. Berdasarkan uraian tersebut perlu dilakukan penelitian tentang pengaruh jarak antara elemen batang tekan ganda terhadap kuat tekan, sehingga dapat diketahui batasan jarak antara yang optimum, dan perbandingan kuat tekan batang ganda berdasarkan perhitungan teoritis dan eksperimen.

## 2. TINJAUAN LITERATUR

Kayu keruing masuk dalam famili *Dipterocarpaceae* yang mempunyai lebih dari 15 spesies tumbuh di hutan-hutan daerah tropis. Kayu keruing mempunyai tingkat kekuatan III atau II dengan berat jenis 0,6 – 0,9. Tingkat keawetan kayu keruing adalah tingkat III dan tingkat pemakaiannya adalah tingkat III, sehingga dapat digunakan untuk keperluan konstruksi berat terlindung. Daya retak kayu keruing kecil, tetapi kembang susut akibat cuaca cukup besar. Kayu keruing tidak tahan rayap dan mudah lapuk (Wiryomartono, 1976). Berdasarkan PKKI 1961 tingkat kekuatan kayu dibagi menjadi beberapa kelas kuat seperti pada Tabel 1. Tegangan ijin berdasarkan kelas kuat kayu seperti ditunjukkan pada Tabel 2 (PKKI, 1961).

**Tabel 1. Tingkat kekuatan kayu.**

Kelas kayu	Berat jenis	Kukuh lentur mutlak kg/cm <sup>2</sup>	Kukuh tekan mutlak kg/cm <sup>2</sup>
I	> 0,90	> 1100	> 650
II	0,90 – 0,60	1100 – 725	650 – 425
III	0,60 – 0,40	725 – 500	425 – 300
IV	0,40 – 0,30	500 – 360	300 – 215
V	< 0,30	< 360	< 215

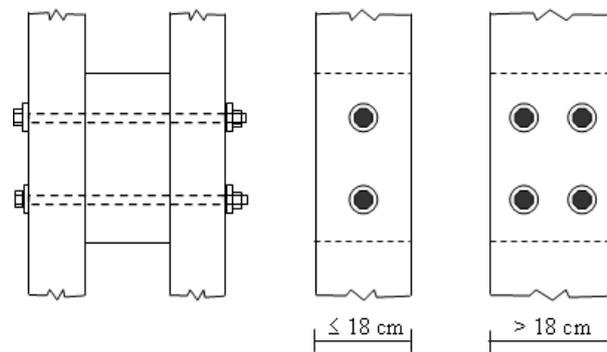
**Tabel 2. Tegangan ijin kayu.**

	Kelas Kuat					Jati ( <i>Tectanograndis</i> )
	I	II	III	IV	V	
$\sigma_{t//}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	150	100	75	50	-	130
$\sigma_{tk//} = \sigma_{tr//}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	130	85	60	45	-	110
$\sigma_{tk\perp}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	40	25	15	10	-	30
$\tau_{//}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	20	12	8	5	-	15

Kuat tekan suatu jenis kayu adalah kekuatan kayu untuk menahan muatan jika kayu itu dipergunakan untuk penggunaan tertentu. Kuat tekan dibedakan menjadi dua

macam yaitu kuat tekan tegak lurus arah serat dan sejajar arah serat. Kuat tekan tegak lurus arah serat pada semua kayu lebih kecil daripada kuat tekan sejajar arah serat (Dumanauw, 1990). Berdasarkan SNI 03-3958-1995, dimensi benda uji kuat tekan kayu sebesar 50 x 50 x 200 mm. Pengujian kuat tekan kayu dilakukan dengan meletakkan benda uji sentris terhadap alat pembebanan. Kuat tekan kayu dihitung berdasarkan beban maksimum dan luas penampang.

Menurut Soehendradjati (1990), batang desak pada struktur rangka, kolom, maupun stuktur bangunan yang lain, selalu terjadi kemungkinan tertekuk. Pada batang tekan dengan kelangsingan  $\lambda > 10$  sangat terpengaruh oleh tekuk. Pada perhitungan batang tekan, perlemahan tampang akibat alat sambung tidak perlu diperhitungkan seperti pada batang tarik. Lubang diperhitungkan sebagai perlemahan jika di tengah batang terdapat lubang-lubang yang tidak tertutup. Pada struktur rangka, banyak dijumpai batang tekan yang menggunakan batang ganda. Selain untuk stabilitas sambungan, batang ganda juga untuk menambah kekuatan mendukung gaya tekan. Kekuatan batang tekan dipengaruhi oleh momen inersia ( $I$ ) atau jari-jari inersia ( $i$ ). Momen inersia dan jari-jari inersia menjadi lebih besar jika bagian tampang jauh dari titik pusat tampang. Selain dipakai untuk struktur rangka, batang ganda juga sering dipakai untuk kolom. Pada tampang batang ganda dibedakan dua macam sumbu, yaitu sumbu bahan dan sumbu bebas bahan. Sumbu bahan adalah sumbu yang memotong tampang, sedangkan sumbu bebas bahan adalah sumbu yang tidak memotong tampang. Pada batang ganda yang secara teoritis besarnya momen inersia  $I_x = I_y$ , tertekuknya batang ganda terjadi lebih dulu pada arah tegak lurus sumbu bebas bahan. Karena itu momen inersia terhadap sumbu bebas bahan harus diberi faktor reduksi.



**Gambar 1. Penempatan perangkai.**

Berdasarkan PKKI 1961 jarak antara masing-masing bagian tampang batang ganda tidak boleh lebih besar dari 2 kali lebar tampang, tetapi jika jarak antara masing-

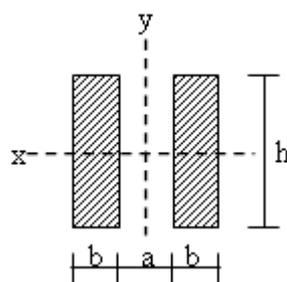
masing bagian lebih besar dari dua kali lebar tampang maka didalam perhitungan diperhitungkan sama dengan dua kali lebar tampang. Batang ganda diberi perangkai (Gambar 1) pada ujung-ujungnya dan juga pada dua titik yang berjarak  $\frac{1}{3}$  panjang bentang dari ujung-ujung. Jika lebar bagian masing-masing tampang ganda  $b < 18$  cm dipakai 2 batang baut, dan jika  $b > 18$  cm dipakai 4 batang baut. Untuk batang yang menahan tegangan tekan, panjang tekuk ( $l_k$ ) diambil sebesar jarak antara 2 titik yang berurutan yang bebas dari tekukan.

Menurut Gere dan Timoshenko (2000), panjang efektif (panjang tekuk) kolom dengan berbagai jenis tumpuan pada ujung-ujungnya adalah sebagai berikut:

- kolom dengan tumpuan kedua ujungnya berupa sendi,  $l_k = l$  dengan  $l$  adalah panjang kolom
- kolom dengan tumpuan ujungnya berupa jepit dan bebas,  $l_k = 2.l$
- kolom dengan tumpuan kedua ujungnya berupa jepit,  $l_k = 0,5.l$
- kolom dengan tumpuan ujungnya berupa jepit dan sendi,  $l_k = 0,699.l$

Berdasarkan PKKI 1961, angka kelangsingan ( $\lambda$ ) adalah panjang tekuk ( $l_k$ ) dibagi dengan jari-jari inersia minimum ( $i_{min}$ ). Pada batang tekan besarnya angka kelangsingan tidak boleh lebih besar dari 150. Untuk menghindari bahaya tekuk pada batang tekan maka gaya yang didukung harus digandakan dengan suatu faktor tekuk ( $\omega$ ) seperti pada Daftar III PKKI 1961.

Langkah-langkah perhitungan batang ganda yang terdiri dari 2 tampang berdasarkan PKKI 1961 adalah seperti pada uraian berikut ini.



**Gambar 2. Tampang batang ganda.**

Batang ganda yang terdiri dari 2 tampang dengan panjang  $l$ , tebal kayu  $b$ , tinggi kayu  $h$  dan jarak antara  $a$ . Besarnya momen inersia terhadap sumbu  $x$  adalah seperti pada Persamaan 1.

$$I_x = 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \quad (1)$$

Besarnya jari-jari inersia terhadap sumbu x dengan  $F_{br} = 2 \cdot b \cdot h$  adalah seperti Persamaan 2. berikut ini.

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{F_{br}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3}{2 \cdot b \cdot h}} = 0,289 \cdot h \quad (2)$$

Momen inersia teoritis terhadap sumbu y adalah seperti pada Persamaan 3. berikut ini.

$$I_t = 2 \cdot \left( \frac{1}{12} \cdot h \cdot b^3 \right) + 2 \cdot b \cdot h \cdot \left( \frac{1}{2} b + \frac{1}{2} a \right)^2 \quad (3)$$

Momen inersia geser terhadap sumbu y adalah momen inersia yang didapat dengan anggapan masing-masing bagian digeser hingga berimpit satu sama lain. Besarnya momen inersia geser adalah seperti Persamaan 4. berikut ini.

$$I_g = \frac{1}{12} \cdot h \cdot (2 \cdot b)^3 \quad (4)$$

Untuk menghitung besarnya momen inersia terhadap sumbu bebas bahan (sumbu y) digunakan Persamaan 5. berikut ini.

$$I_y = \frac{1}{4} \cdot (I_t + 3 \cdot I_g) \quad (5)$$

Besarnya jari-jari inersia terhadap sumbu y adalah seperti Persamaan 6. berikut ini.

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{F_{br}}} \quad (6)$$

Besarnya jari-jari inersia minimum ( $i_{min}$ ) adalah nilai terkecil dari  $i_x$  dan  $i_y$  yang didapat dari Persamaan 2. dan 6. Panjang tekuk ( $l_k$ ) untuk batang tekan yang tumpuan kedua ujungnya berupa sendi sama dengan panjang batang tekan ( $l$ ). Besarnya angka kelangsingan ( $\lambda$ ) didapat dari Persamaan 7. berikut ini.

$$\lambda = \frac{l_k}{i_{min}} \quad (7)$$

Faktor tekuk ( $\omega$ ) didapat dari Daftar III PKKI 1961 yang besarnya tergantung dari besarnya  $\lambda$ .

Besarnya tegangan ( $\sigma$ ) yang terjadi pada batang tekan tampang ganda akibat beban P yang bekerja pada batang tekan tersebut adalah seperti pada Persamaan 8.

$$\sigma = \frac{P \cdot \omega}{F_{br}} \quad (8)$$

Jika dimensi batang tekan ganda sudah ditetapkan dan tegangan ijin diketahui, maka besarnya beban yang dapat didukung batang tekan ganda tersebut seperti pada Persamaan 9. yang didapat dari Persamaan 8.

$$P = \frac{\sigma \cdot F_{br}}{\omega} \quad (9)$$

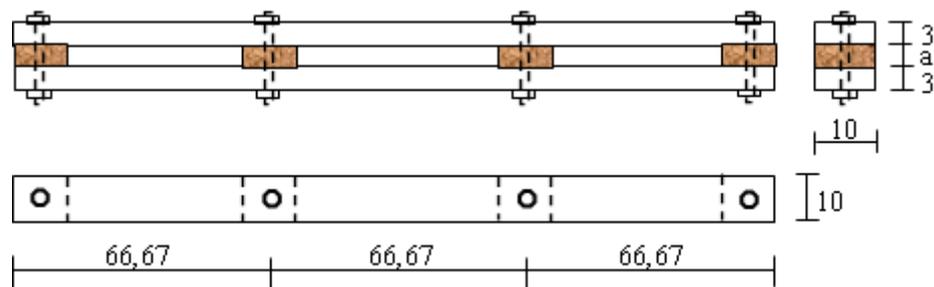
### 3. CARA PENELITIAN

#### 3.1 Benda Uji

Benda uji yang digunakan pada penelitian ini terdiri dari benda uji kuat tekan *specimen* kayu keruing sebanyak 5 buah dengan ukuran 5 x 5 x 20 cm dan benda uji tekan batang ganda dengan ukuran 2 x 3/10 cm dengan panjang 200 cm. Jarak antara dibuat bervariasi yaitu: 0, 1.5, 3, 4.5, dan 6 cm, jumlah benda uji setiap variasi jarak antara sebanyak 1 buah. Untuk lebih jelasnya benda uji batang tekan ganda ini dapat dilihat pada Tabel 3. dan Gambar 3. berikut ini.

**Tabel 3. Benda uji batang tekan ganda.**

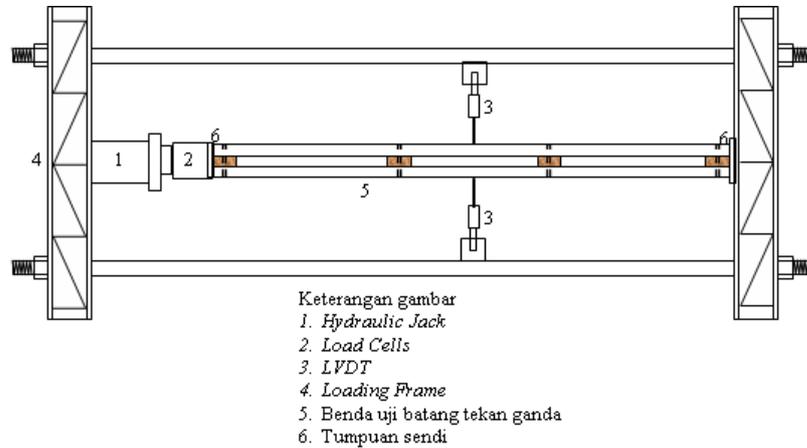
No.	Benda Uji	Dimensi (cm)	Jarak antara (a) (cm)	Jumlah Benda Uji
1	BU-1	2 x 3 x 10	0	1
2	BU-2	2 x 3 x 10	1,5	1
3	BU-3	2 x 3 x 10	3,0	1
4	BU-4	2 x 3 x 10	4,5	1
5	BU-5	2 x 3 x 10	6,0	1



**Gambar 3. Benda uji batang tekan ganda.**

### 3.2 Pengujian Batang Tekan Ganda

Benda uji yang digunakan adalah benda uji seperti pada Tabel 3. dan Gambar 3. dengan *setting-up* pengujian seperti pada Gambar 4. berikut ini.



**Gambar 4. *Setting-up* pengujian batang tekan ganda.**

Batang tekan ganda yang sudah diletakkan pada *loading frame* dibebani secara bertahap hingga mencapai beban maksimum dan dihentikan setelah terjadi penurunan beban. Tahapan beban diberikan melalui *hydraulic pump* ke *hydraulic jack* dan diteruskan ke *load cells*. Besarnya beban yang diberikan terhadap benda uji dapat dibaca pada *data logger* yang dihubungkan dengan *load cells*, sedangkan besarnya lendutan di titik yang diukur dapat dibaca pada *data logger* yang dihubungkan dengan LVDT. Data beban lendutan yang tersimpan pada *data logger* dapat dicopy atau dapat juga diprint langsung dari *data logger*.

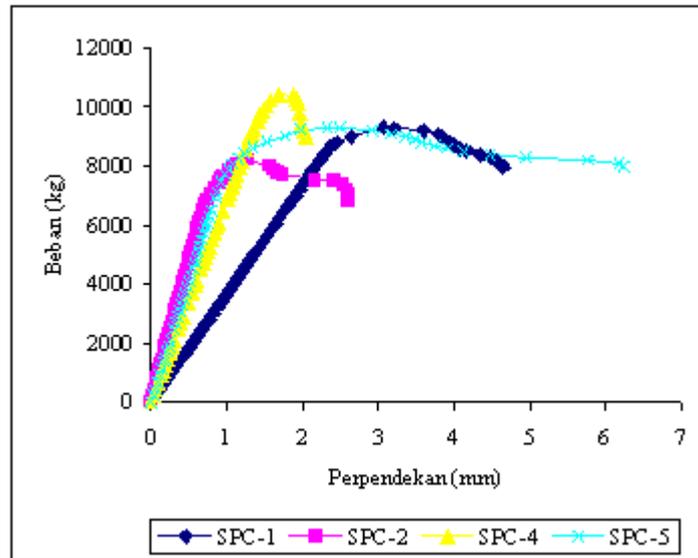
## 4. HASIL DAN PEMBAHASAN

### 4.1 Kuat Tekan *Specimen* Kayu Keruing

Hasil pengujian kuat tekan 5 buah *specimen* kayu Keruing seperti pada Tabel 4. dan Gambar 5. berikut ini.

**Tabel 4. Kuat tekan *specimen* kayu Keruing.**

No.	Benda Uji	Beban (Kg)	Luas (cm <sup>2</sup> )	Tegangan (kg/cm <sup>2</sup> )	Tegangan rata-rata (kg/cm <sup>2</sup> )
1	SPC-1	9310	25	372,40	
2	SPC-2	8218	25	328,72	
3	SPC-3	9881	25	395,24	377,144
4	SPC-4	10414	25	416,56	
5	SPC-5	9320	25	372,80	

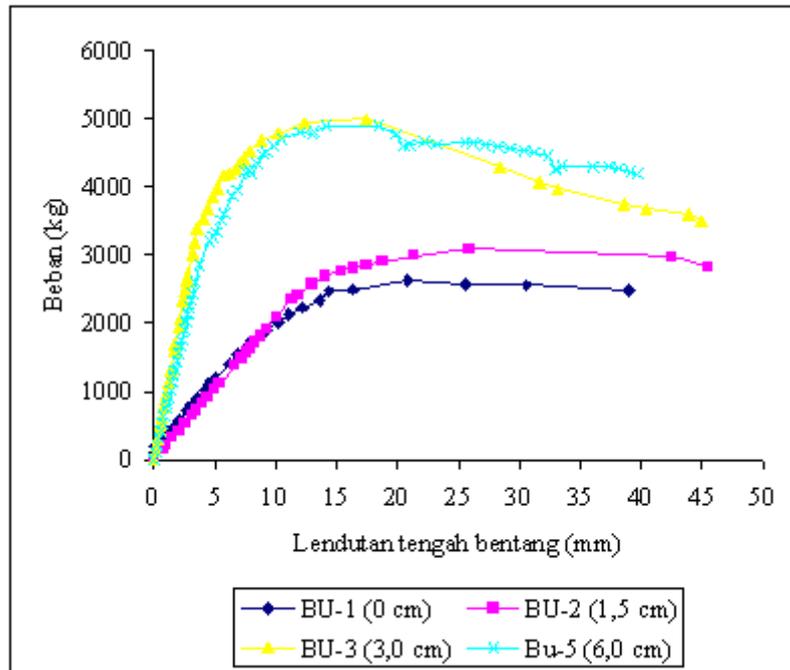


**Gambar 5. Hubungan beban dan perpendekan kayu Keruing.**

Dari Tabel 4. didapat tegangan tekan rata-rata kayu Keruing sebesar 377,144 kg/cm<sup>2</sup>. Berdasarkan PKKI 1961 kayu Kruing termasuk kelas kuat II dengan kuat tekan absolut sebesar 425 – 650 kg/cm<sup>2</sup>, dan kuat tekan ijin sebesar 85 kg/cm<sup>2</sup>. Kuat tekan kayu Kruing hasil pengujian lebih rendah dari kuat tekan absolut, dan lebih besar dari kuat tekan ijin berdasarkan PKKI 1961 dengan faktor aman sebesar 4,44.

#### 4.2 Kuat Tekan Batang Ganda

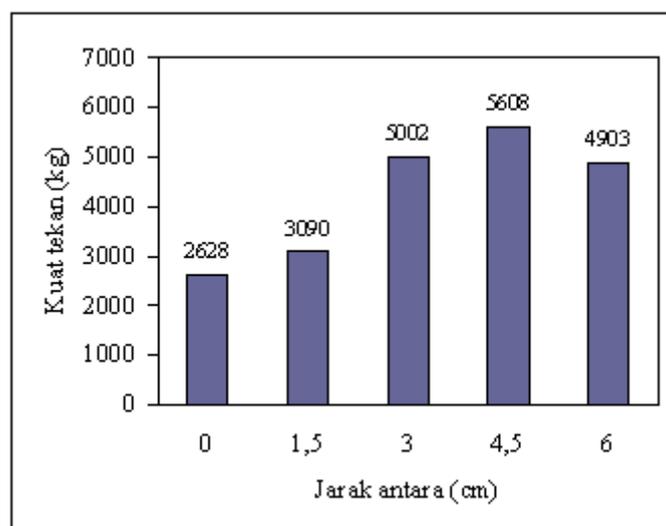
Hasil pengujian kuat tekan batang ganda dengan jarak antara 0; 1,5; 3; 4,5 dan 6 cm seperti pada Gambar 6. dan Tabel 5. Dari Tabel 5. dapat dilihat bahwa kuat tekan batang ganda mengalami peningkatan dengan bertambah besarnya jarak antara, hal ini disebabkan karena bertambahnya momen inersia. Kuat tekan batang ganda maksimum terjadi pada jarak antara 4,5 cm atau 1,5 kali tebal kayu. Pada jarak antara 6 cm atau 2 kali tebal kayu, kuat tekan batang ganda mengalami penurunan karena kayu tidak lagi bekerja secara bersamaan. Untuk lebih jelasnya perbandingan kuat tekan batang ganda ini dapat dilihat pada Gambar 7.



**Gambar 6. Hubungan beban lendutan batang tekan ganda.**

**Tabel 5. Kuat tekan batang ganda.**

No.	Benda Uji	Jarak antara (cm)	Beban maksimum (kg)	Peningkatan kekuatan (%)
1	BU-1	0	2628	-
2	BU-2	1,5	3090	17,58
3	BU-3	3,0	5002	90,33
4	BU-4	4,5	5608	113,39
5	BU-5	6,0	4903	86,57



**Gambar 7. Kuat tekan batang ganda.**

Kuat tekan maksimal terjadi pada batang ganda dengan jarak antara 4,5 cm dengan beban maksimal sebesar 5608 kg dengan peningkatan sebesar 113,39 %. Kuat tekan batang ganda pada jarak antara 1,5 cm mengalami peningkatan kekuatan 17,58 %, jarak antara 3 cm mengalami peningkatan 90,33 %, jarak antara 6 cm mengalami peningkatan 86,57 % jika dibandingkan dengan batang ganda tanpa jarak antara. Berdasarkan PKKI 1961 jarak antara masih diijinkan sampai 2 kali tebal kayu, dalam hal ini diijinkan sampai 6 cm. Dari uraian di atas dapat disimpulkan bahwa daya dukung batang tekan ganda maksimum terjadi pada jarak antara 1,5 kali tebal kayu, dan pada jarak antara 2 kali tebal kayu mulai terjadi penurunan. Lendutan yang terjadi pada batang tekan ganda dapat dilihat pada Gambar 8.



**Gambar 8. Lendutan pada batang tekan ganda.**

#### 4.3 Hasil Perhitungan Teoritis

Kuat tekan batang ganda secara teoritis berdasarkan tegangan hasil pengujian *specimen* sebesar  $\sigma_{abs} = 377,144 \text{ kg/cm}^2$ , dan tegangan ijin kayu Keruing berdasarkan PKKI 1961 dengan  $\bar{\sigma} = 85 \text{ kg/cm}^2$  adalah seperti pada Tabel 6. berikut ini.

**Tabel 6. Kuat tekan teoritis batang ganda.**

Jarak antara (cm)	Kuat tekan teoritis batang ganda (kg)	
	Berdasarkan tegangan absolut	Berdasarkan tegangan ijin
0	5429,66	1223,73
1,50	6909,30	1557,20
3,00	8706,67	1962,29
4,50	10244,77	2308,95
6,00	11600,86	2614,58

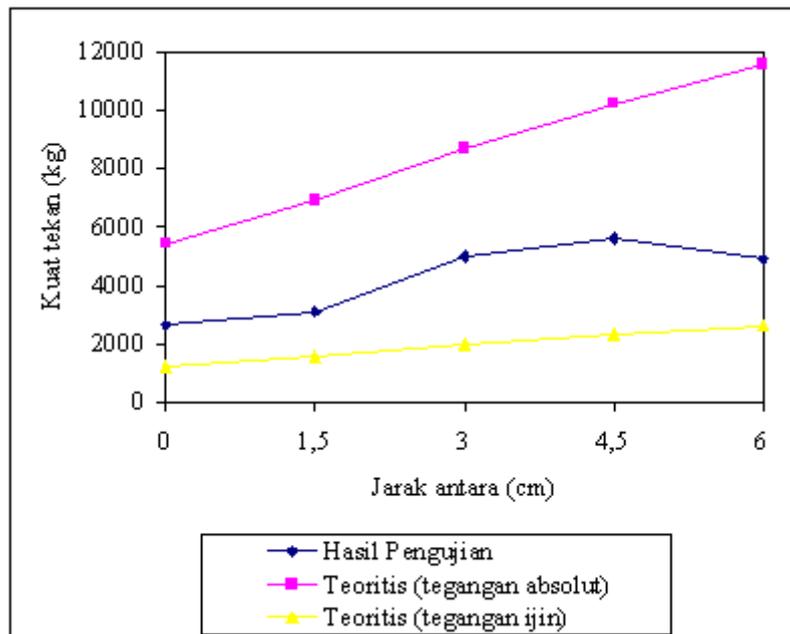
#### 4.4 Perbandingan Hasil Pengujian dan Teoritis

Perbandingan kuat tekan batang ganda hasil pengujian dan hasil perhitungan secara teoritis seperti pada Tabel 7. dan Gambar 9. Dari Tabel 7. dan Gambar 9. dapat dilihat bahwa hasil pengujian batang tekan ganda lebih kecil dari hasil perhitungan teoritis dengan menggunakan tegangan absolut yang didapat dari pengujian tekan *specimen*. Hasil pengujian batang tekan dengan jarak antara 0 sebesar 48%, jarak antara 1,5 sebesar 45%, jarak antara 3 cm sebesar 57%, jarak antara 4,5 cm sebesar 55% dan jarak antara 6 cm sebesar 42% dari hasil perhitungan teoritis batang tekan ganda menggunakan tegangan absolut. Hal ini karena pengaruh panjang batang tekan ganda yang mengakibatkan terjadinya tekuk, sehingga hasil pengujian yang didapat sekitar 50% dari perhitungan teoritis.

Dari Tabel 7. dan Gambar 9. didapat hasil pengujian batang tekan ganda lebih besar dari hasil perhitungan teoritis dengan menggunakan tegangan ijin tekan kayu berdasarkan PKKI 1961. Hasil pengujian batang tekan dengan jarak antara 0 sebesar 215%, jarak antara 1,5 sebesar 198%, jarak antara 3 cm sebesar 255%, jarak antara 4,5 cm sebesar 243% dan jarak antara 6 cm sebesar 188% dari hasil perhitungan teoritis batang tekan ganda dengan tegangan ijin. Dari hasil ini dapat disimpulkan bahwa tegangan ijin tekan pada PKKI 1961 aman untuk digunakan pada perhitungan batang tekan ganda.

**Tabel 7. Perbandingan kuat tekan batang ganda hasil pengujian dan perhitungan teoritis.**

No.	Jarak antara (cm)	Kuat tekan batang ganda (kg)			Perbandingan hasil pengujian dengan perhitungan teoritis (%)	
		Pengujian	Perhitungan secara teoritis		(3)/(4)	(3)/(5)
(1)	(2)	(3)	Berdasarkan tegangan absolut (4)	Berdasarkan tegangan ijin (5)		
1	0	2628	5429,66	1223,73	48	215
2	1,50	3090	6909,30	1557,20	45	198
3	3,00	5002	8706,67	1962,29	57	255
4	4,50	5608	10244,77	2308,95	55	243
5	6,00	4903	11600,86	2614,58	42	188



**Gambar 9. Perbandingan kuat tekan batang ganda hasil pengujian dan perhitungan teoritis.**

## 5. KESIMPULAN DAN SARAN

### 5.1 Kesimpulan

1. Tegangan tekan rata-rata kayu Keruing sebesar  $377,144 \text{ kg/cm}^2$ .
2. Kuat tekan batang ganda maksimum terjadi pada jarak antara 1,5 kali tebal kayu.
3. Kuat tekan batang ganda dengan jarak antara 2 kali tebal kayu mulai mengalami penurunan.
4. Hasil pengujian batang tekan ganda lebih kecil dari hasil perhitungan teoritis dengan menggunakan tegangan absolut yang didapat dari pengujian tekan *specimen*.
5. Hasil pengujian batang tekan ganda lebih besar dari hasil perhitungan teoritis dengan menggunakan tegangan ijin tekan kayu berdasarkan PKKI 1961.
6. Tegangan ijin tekan pada PKKI 1961 aman untuk digunakan pada perhitungan batang tekan ganda.

### 5.2 Saran

1. Jumlah benda uji untuk setiap variasi jarak antara perlu ditambah sehingga hasil yang didapat lebih teliti.
2. Perlu diteliti pengaruh perangkat terhadap batang tekan ganda.

## DAFTAR PUSTAKA

1. Anonim, 1961, *Peraturan Konstruksi Kayu Indonesia 1961*, Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.
2. Dumanauw, J.F., 1990, *Mengenal Kayu*, Pendidikan Industri Kayu Atas (Pika) Semarang, Kanisius, Yogyakarta.
3. Gere, J.M. dan Timoshenko, S.P., 2000, *Mekanika Bahan*, Jilid 2, Edisi Keempat, Erlangga, Jakarta.
4. SNI 03-3958, 1995, *Metode Pengujian Kuat Tekan Kayu di Laboratorium*, Balitbang, Kimpraswil, Jakarta.
5. Soehendradjati, R.J.B., 1990, *Kayu untuk Struktur Jilid 1*, Bahan Kuliah Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Gajah Mada, Yogyakarta.
6. Wiryomartono, S., 1976, *Konstruksi Kayu*, Bahan Kuliah Fakultas Teknik UGM, Yogyakarta.

# **PENDETAILAN TULANGAN STRUKTUR BETON BERTULANG TAHAN GEMPA SESUAI DENGAN SNI-03-2847-2002**

**Sugito Liono**

Dosen Luar Biasa, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik,  
Universitas Kristen Maranatha, Bandung.

## **ABSTRAK**

Secara umum perencanaan struktur meliputi tiga proses utama yaitu proses analisis struktur, desain penampang dan pendetailan tulangan, analisis struktur menghasilkan gaya-gaya dalam, desain penampang menghasilkan penampang komponen struktur dengan jumlah baja tulangannya dan pendetailan menghasilkan detail-detail ankur, sambungan, lokasi sengkang-sengkang, jarak sengkang, tulangan ikat dll. Proses analisis dan desain yang baik akan menghasilkan sebuah penampang struktur yang proporsional dalam hal kekuatan, kemudahan pelaksanaan, biaya dll, tetapi untuk menghasilkan produk struktur yang baik harus diterapkan detail tulangan yang baik pula, tanpa pendetailan yang baik struktur tidak akan mampu menjaga kekuatannya terutama saat mengalami pergerakan akibat gempa. Beban gempa adalah beban yang bersifat bolak-balik, hanya dengan pendetailan tulangan yang baik maka struktur mampu berdeformasi di atas titik lelehnya sehingga mampu mengembangkan daktilitas yang dimilikinya dengan maksimal. SNI-03-2847-2002 sudah menyediakan ketentuan-ketentuan detail tulangan baik untuk struktur tahan gempa maupun untuk struktur biasa, untuk struktur tahan gempa SNI tersebut menyediakan dua tipe pendetailan yaitu untuk SRPMM dan SRPMK dimana keduanya dibedakan dari tingkat daktilitas yang dimiliki oleh struktur tersebut.

Kata kunci: detail tulangan, struktur tahan gempa, SRPMK, beton bertulang, SNI.

## **ABSTRACT**

*Structural design involves three major process which are structural analysis, section design and reinforcement detailing, structural analysis produces internal forces, section design produces section with amount of reinforcements and reinforcement detailing produces anchorage detail, connection, location of stirrup, spacing of stirrup, tie etc. Good structural analysis and section design will produces proportional section in case of strength, workability, cost etc, but to produces good structure needs the application of good reinforcement detailing, these detailing will ensure the structural strength due to earthquake load. Earthquake load is a cyclic load, only with good reinforcement detailing the structure can deforms beyond its yield level and the structure can develop its ductility maximally. SNI-03-2847-2002 provides some reinforcement detailing requirements both for earthquake resistant structure and ordinary structure, two types of earthquake resistant structure detailing is provided for SRPMM and SRPMK which is different in its ductility level.*

*Keywords: detailing, earthquake resistant structure, SRPMK, reinforced concrete, SNI.*

## **1. PENDAHULUAN**

Dalam konstruksi beton bertulang ketentuan detail tulangan sering tidak diperhatikan dengan baik. Sebuah hasil perhitungan yang menunjukkan bahwa sebuah komponen struktur dinyatakan kuat tidak akan berarti jika tidak disertai dengan pendetailan tulangan yang memadai, banyak kerusakan-kerusakan struktur akibat gempa terjadi karena pendetailan tulangan yang buruk. Mengingat wilayah Indonesia terletak

dalam wilayah kegempaan yang besar, ketentuan detail tulangan sangat memegang peranan penting dalam menjaga kekuatan struktur dalam menghadapi beban gempa. Dalam kenyataannya terlepas dari besar kecilnya struktur jika tidak diterapkan detail tulangan yang baik maka bisa terjadi resiko kegagalan pengangkuran dan kegagalan sambungan. Saat terjadi gempa sangat mungkin terjadi struktur tersebut tidak dapat menjaga kekuatannya sehingga mengalami kerusakan berat, karena tanpa aplikasi detail tulangan yang baik struktur tidak dapat mengembangkan daktilitasnya dengan maksimal.

## **2. KRITERIA DESAIN STRUKTUR**

Sebuah struktur beton bertulang dapat direncanakan terhadap beban gravitasi saja atau kombinasi beban gravitasi dan beban gempa. Apapun kriteria desainnya struktur yang didesain gravitasi saja atau kombinasi gravitasi dan gempa kedua-duanya akan tetap terkena beban gempa sehingga ketentuan-ketentuan detail tulangan tahan gempa tetap harus diterapkan kepada struktur tersebut. Untuk struktur yang sangat sederhana seperti rumah tidak bertingkat penggunaan detail tulangan standar yang tidak tahan gempa mungkin masih bisa ditolerir, tetapi untuk struktur yang bertingkat minimal 2 tingkat walaupun desainnya hanya menerima beban gravitasi sebaiknya detail tulangan mengikuti detail tulangan tahan gempa, karena detail tulangan merupakan salah satu hal penting yang bisa diandalkan menjaga kekuatannya terutama saat struktur mengalami pergerakan akibat gempa.

Salah satu parameter penting yang sangat tidak pasti tetapi dapat merusak struktur adalah beban gempa. Sampai saat ini belum ada teknologi apapun yang bisa digunakan untuk memprediksi besaran dan karakteristik gempa yang akan muncul, besaran dan karakteristik gempa yang muncul bisa sangat beragam. Oleh karena itu peraturan-peraturan desain struktur juga selalu berubah, ketentuan-ketentuan detail tulangan selalu diperbaiki setiap tahunnya berdasarkan pengalaman-pengalaman gempa yang pernah terjadi agar diharapkan dapat mereduksi kerusakan-kerusakan struktur yang berat di kesempatan yang lain. Dari berbagai penelitian yang sudah dilakukan satu hal utama yang mampu sebagai penjaga kekuatan struktur adalah detail tulangan yang baik, detail tulangan tersebut dapat menjaga pengangkuran tulangan ke beton, menjaga sambungan-sambungan tulangan, menjaga sambungan pelat ke balok, balok ke kolom, kolom ke pondasi dll. Dengan detail tulangan yang baik sebuah struktur mampu mengembangkan daktilitasnya dengan lebih baik, diharapkan dengan pendetailan tulangan yang baik dapat mereduksi tingkat kerusakan struktur akibat beban gempa.

### 3. PENYALURAN DAN PENYAMBUNGAN TULANGAN

#### 3.1 Umum

Panjang penyaluran tulangan adalah panjang minimum yang dibutuhkan oleh baja tulangan yang tertanam di dalam beton dimana dengan panjang tertanam tersebut baja tulangan mampu mengembangkan tegangan lelehnya tanpa mengalami kegagalan. Semakin dalam baja tulangan tertanam dalam beton maka baja tulangan semakin mampu untuk mengembangkan kekuatannya.

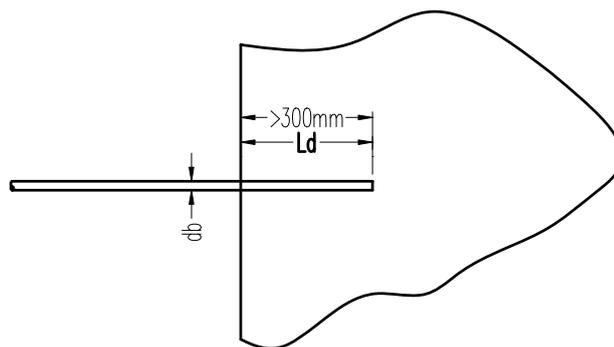
Panjang penyambungan tulangan adalah panjang lewatan minimum yang dibutuhkan oleh 2 baja tulangan yang disambung tanpa sambungan mekanis. Jika 2 baja tulangan dengan diameter yang berbeda disambung maka nilai panjang penyambungan terbesar yang sebaiknya digunakan.

#### 3.2 Penyaluran Tulangan Ulir Lurus Kondisi Tarik

Panjang penyaluran  $l_d$  untuk batang tulangan ulir lurus kondisi tarik diambil minimum sebesar 300 mm, untuk beberapa tipe diameter tulangan mengikuti persamaan umum berikut ini :

$$l_d = \left( \frac{12f_y \alpha \beta \lambda}{25\sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad , \leq D19 \quad (1.a)$$

$$l_d = \left( \frac{3f_y \alpha \beta \lambda}{5\sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad , \geq D22 \quad (1.b)$$



**Gambar 1. Tulangan Ulir Lurus Kondisi Tarik.**

Untuk kondisi normal, nilai  $\alpha=1.0$  (tulangan lain),  $\beta=1.0$  (tulangan tanpa pelapis),  $\lambda=1.0$  (beton normal), untuk berbagai nilai  $f'_c$  dan nilai  $f_y=400$  MPa nilai panjang penyaluran  $l_d$  dapat diambil sesuai Tabel 1.

**Tabel 1.a Panjang Penyaluran Tulangan Ulir Lurus Kondisi Tarik  $\leq$  D19.**

TULANGAN ULIR LURUS TARIK $\leq$ D19							
K (kg/cm <sup>2</sup> )	225	250	300	350	400	450	500
f'c (MPa)	18.68	20.75	24.90	29.05	33.20	37.35	41.50
ld	45db	43db	39db	36db	34db	32db	30db

**Tabel 1.b Panjang Penyaluran Tulangan Ulir Lurus Kondisi Tarik  $\geq$  D22.**

TULANGAN ULIR LURUS TARIK $\geq$ D22							
K (kg/cm <sup>2</sup> )	225	250	300	350	400	450	500
f'c (MPa)	18.68	20.75	24.90	29.05	33.20	37.35	41.50
ld	56db	53db	49db	45db	42db	40db	38db

Nilai ld diatas dapat direduksi dengan sebuah faktor  $A_{s(perlu)} / A_{s(pasang)}$ .

### 3.3 Penyaluran Tulangan Ulir Lurus Kondisi Tekan

Panjang penyaluran ld untuk batang tulangan ulir lurus kondisi tekan diambil minimum sebesar 200 mm, untuk semua tipe diameter tulangan mengikuti persamaan umum berikut ini :

$$l_d = \left( \frac{f_y}{4\sqrt{f'_c}} \right) d_b \geq 0.04d_b f_y \quad (2)$$

Untuk berbagai nilai f'c dan nilai fy=400 MPa nilai panjang penyaluran ld dapat diambil sesuai tabel berikut.

**Tabel 2. Panjang Penyaluran Tulangan Ulir Lurus Kondisi Tekan.**

TULANGAN ULIR LURUS TEKAN SEMUA DIAMETER							
K (kg/cm <sup>2</sup> )	225	250	300	350	400	450	500
f'c (MPa)	18.68	20.75	24.90	29.05	33.20	37.35	41.50
ld	24db	22db	20db	19db	18db	17db	16db

Nilai ld diatas harus dikalikan dengan sebuah faktor  $A_{s(perlu)} / A_{s(pasang)}$ , atau dapat direduksi dengan faktor 0.75 jika tulangan tekan tersebut dililit oleh spiral  $\phi$ 6-100, atau dililit oleh sengkang D13-100.

### 3.4 Penyaluran Tulangan Ulir Kait 90° dan 180° Kondisi Tarik

Panjang penyaluran  $l_{dh}$  untuk batang tulangan ulir berkait 90° dan 180° kondisi tarik (untuk  $f_y=400$  MPa) diambil minimum sebesar 150 mm atau  $8d_b$ , untuk semua tipe diameter tulangan mengikuti persamaan umum berikut ini :

$$l_{dh} = \left( \frac{100}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad (3)$$

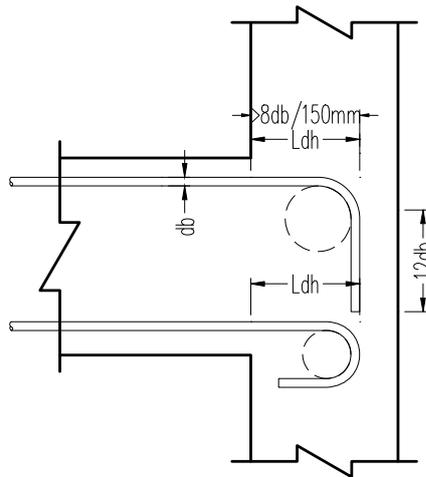
Untuk berbagai nilai  $f'_c$  nilai panjang penyaluran  $l_{dh}$  dapat diambil sesuai tabel berikut.

**Tabel 3. Panjang Penyaluran Tulangan Berkait Kondisi Tarik.**

TULANGAN ULIR KAIT TARIK SEMUA DIAMETER							
K (kg/cm <sup>2</sup> )	225	250	300	350	400	450	500
$f'_c$ (MPa)	18.68	20.75	24.90	29.05	33.20	37.35	41.50
$l_{dh}$	24 $d_b$	22 $d_b$	20 $d_b$	19 $d_b$	18 $d_b$	17 $d_b$	16 $d_b$

Nilai  $l_{dh}$  diatas harus dikalikan dengan faktor-faktor modifikasi yaitu:

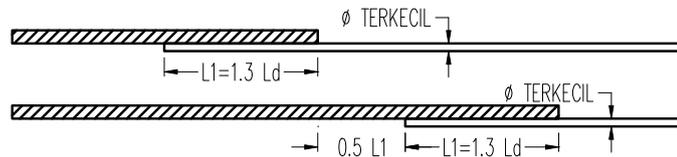
- Untuk tulangan dengan  $f_y$  selain 400 MPa, dikalikan dengan faktor ( $f_y/400$ ).
- Untuk tulangan  $\leq D36$  dengan tebal selimut beton samping tidak kurang dari 60 mm, dan untuk kait 90° dengan tebal selimut beton tidak kurang dari 50 mm, dikalikan dengan faktor 0.70.
- Untuk tulangan  $\leq D36$  dengan kait yang secara vertikal atau horisontal berada dalam daerah yang dilingkupi sengkang/sengkang ikat yang dipasang sepanjang  $l_{dh}$  dengan spasi tidak melebihi  $3d_b$ , dikalikan dengan faktor 0.80.
- Dikalikan dengan faktor  $A_{s(perlu)} / A_{s(pasang)}$ .
- Untuk beton agregat ringan, dikalikan dengan faktor 1.30.
- Untuk tulangan berlapis epoksi, dikalikan dengan faktor 1.20.
- Untuk tulangan yang disalurkan dengan kait standar pada ujung yang tidak menerus dengan selimut beton kurang dari 60 mm, tulangan berkait tersebut harus dilingkupi dengan sengkang/sengkang ikat di sepanjang  $l_{dh}$  dengan spasi tidak lebih dari  $3d_b$ .



**Gambar 2. Tulangan Ulir Berkait Kondisi Tarik.**

### 3.5 Sambungan Tulangan Ulir Kondisi Tarik

Panjang minimum sambungan lewatan tulangan dalam kondisi tarik tidak boleh kurang dari 300 mm. Terdapat 2 kelas sambungan lewatan yang dapat digunakan yaitu sambungan kelas A sebesar  $1.0 l_d$  dan sambungan kelas B sebesar  $1.30 l_d$ . Sambungan kelas A hanya diperbolehkan untuk digunakan jika jumlah tulangan terpasang minimum dua kali lebih besar dari jumlah tulangan berdasarkan perhitungan dan maksimum hanya setengah dari tulangan yang disambung.



**Gambar 3. Sambungan Tulangan Ulir Kondisi Tarik.**

### 3.6 Sambungan Tulangan Ulir Kondisi Tekan

Panjang sambungan lewatan tulangan dalam kondisi tekan tidak boleh kurang dari 300 mm, untuk setiap nilai  $f_y$  harus diambil sesuai dengan persamaan :

$$0.07f_y d_b \quad , \text{ untuk } f_y \leq 400 \text{ MPa} \quad (4.a)$$

$$(0.13f_y - 24) d_b \quad , \text{ untuk } f_y > 400 \text{ MPa} \quad (4.b)$$

Untuk nilai  $f_y=240$  MPa dan  $f_y=400$  MPa, nilai sambungan lewatan tulangan dalam kondisi tekan dapat dilihat pada tebal berikut. Penggunaan kait tidak boleh dianggap efektif untuk tulangan kondisi tekan.

**Tabel 4. Sambungan Lewatan Tulangan Ulir Kondisi Tekan.**

SAMBUNGAN LEWATAN TULANGAN ULIR TEKAN		
$f_y$ (MPa)	240	400
L	$17d_b$	$28d_b$

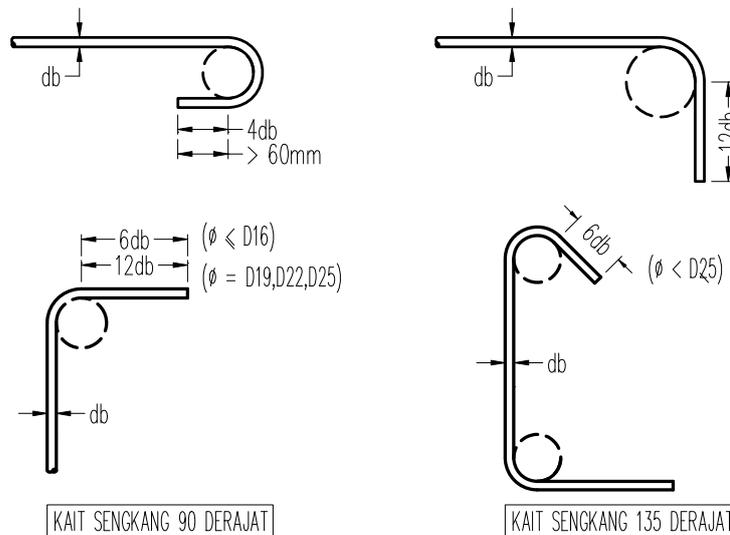
### 3.7 Ketentuan Sambungan Lewatan Pada Kolom

Untuk komponen struktur tekan dengan sengkang/sengkang ikat, panjang sambungan lewatan dapat dikalikan dengan faktor 0.83 tetapi tidak boleh kurang dari 300 mm, dengan syarat luas luas efektif sengkang/sengkang ikat tidak kurang dari  $(0.0015 \cdot h \cdot s)$ . Untuk komponen struktur tekan dengan spiral, panjang sambungan lewatan dapat dikalikan dengan faktor 0.75 tetapi tidak boleh kurang dari 300 mm.

## 4. DETAIL TULANGAN

### 4.1 Kait Standar

SNI-03-2847-2002 menetapkan beberapa tipe kait standar seperti kait  $90^\circ$ ,  $180^\circ$ , kait-kait sengkang dan tulangan ikat dengan sudut kait  $135^\circ$  dll.



**Gambar 4. Kait-Kait Standar.**

### 4.2 Tulangan Lateral Komponen Struktur Tekan

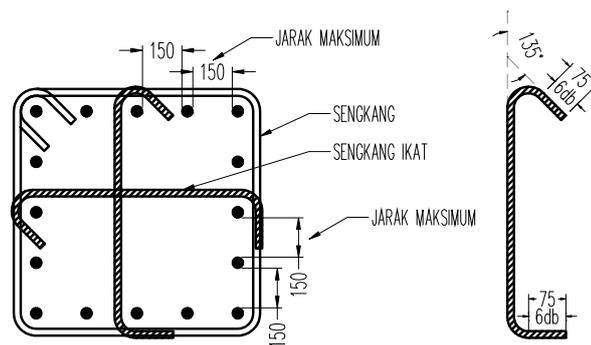
Komponen struktur tekan adalah elemen struktur dimana gaya dalam yang paling dominan adalah gaya aksial tekan atau kombinasi gaya aksial tekan dengan momen lentur. Peranan tulangan lateral sangat penting dalam komponen struktur tekan karena

akibat gaya aksial tekan tulangan longitudinal dapat beresiko mengalami tekuk yang akan mengakibatkan komponen struktur tersebut menggebu dan kehilangan kekuatannya.

Tulangan lateral berupa spiral harus merupakan batang tulangan yang menerus, diameter tulangan spiral tidak boleh kurang dari 10 mm, khusus untuk tulangan spiral diijinkan untuk menggunakan tulangan polos, spasi maksimum dari tulangan spiral adalah 75 mm dengan spasi minimumnya sebesar 25 mm.

Tulangan lateral berupa sengkang pengikat diatur dalam SNI-03-2847-2002 sebagai berikut :

- Sengkang/sengikat lateral mempunyai diameter minimum sebesar 10 mm berupa tulangan ulir untuk tulangan longitudinal  $\leq D32$ , sedangkan untuk tulangan D36, D44, D56 minimum harus digunakan diameter sengkang pengikat D13.
- Spasi vertikal sengkang/sengikat tidak boleh melebihi  $16d_b$ ,  $48d_s$ , atau dimensi terkecil dari komponen struktur tersebut.
- Penempatan sengkang/sengikat ikat harus sesuai dengan sketsa yang tergambar berikut.



**Gambar 5. Sengkang dan Sengkang Ikat.**

### 4.3 Tulangan Lateral Komponen Struktur Lentur

Pada bagian komponen struktur lentur yang mengalami tegangan bolak-balik harus dilindungi dengan sengkang/sengikat tertutup yang dapat dibentuk dalam satu unit atau dibentuk dari dua unit yang disambung dengan sambungan lewatan  $1.30 l_d$ .

## 5. DETAIL TULANGAN TAHAN GEMPA

### 5.1 Umum

Pasal 23 dalam SNI-03-2847-2002 mengatur tentang ketentuan detail tulangan untuk struktur tahan gempa. Ketentuan detail tulangan yang telah disebutkan diatas (pasal 9 dalam SNI-03-2847-2002) berlaku untuk struktur-struktur yang tidak direncanakan tahan gempa, untuk struktur tahan gempa semua ketentuan tersebut harus digantikan oleh

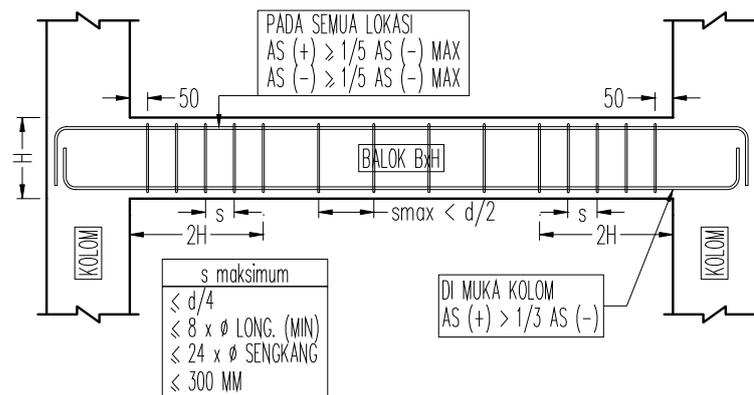
kententuan yang tercantum dalam pasal 23. Sebagai contoh sebuah struktur yang direncanakan hanya terhadap beban gravitasi tetapi dikehendaki agar mampu tahan gempa berarti ketentuan detail tulangan mengikuti ketentuan di pasal 23. Dalam SNI-03-2847-2002 diatur beberapa ketentuan detail tulangan sesuai dengan sistem rangka yang digunakan. Untuk sistem rangka yang direncanakan berperilaku elastis dapat menggunakan ketentuan detail tulangan pasal 9, untuk sistem rangka yang direncanakan berperilaku daktail menengah (sistem rangka pemikul momen menengah/SRPMM) atau berperilaku daktail penuh (sistem rangka pemikul momen khusus/SRPMK) harus mengikuti ketentuan detail tulangan dalam pasal 23.

## **5.2 Ketentuan Detail Tulangan SRPMM**

SRPMM adalah sistem rangka pemikul momen menengah dimana struktur rangka beton bertulang direncanakan berperilaku daktail menengah artinya tidak semua kapasitas daktilitas strukturnya dikerahkan semuanya. Desain tersebut dilakukan dengan membagi gaya gempa elastis dengan sebuah faktor yang sedang sehingga struktur direncanakan dengan nilai beban gempa yang lebih kecil tapi dengan pendetailan tulangan yang sesuai diharapkan saat terjadi gempa tidak terjadi kerusakan-kerusakan yang berat. Karena daktilitas yang dikerahkan masih dalam tingkat menengah maka detail tulangan yang disyaratkan juga tidak terlalu ketat, terutama dalam pendetailan elemen-elemen vertikalnya.

Untuk elemen lentur balok, SNI-03-2847-2002 menerapkan beberapa ketentuan penting detail tulangan SRPMM sebagai berikut :

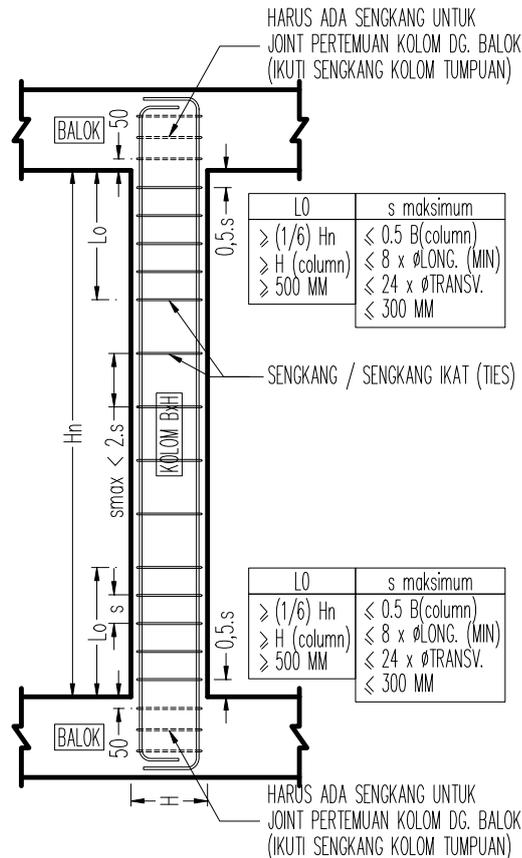
- Jumlah tulangan positif di muka kolom tidak lebih kecil dari  $1/3$  jumlah tulangan negatif pada lokasi yang sama.
- Jumlah tulangan positif dan negatif pada sepanjang bentang tidak lebih kecil dari  $1/5$  jumlah tulangan terbesar pada kedua muka kolom.
- Di kedua ujung balok harus dipasang sengkang sepanjang lokasi  $2h$  ( $h$ =tinggi balok) diukur dari muka kolom ke tengah bentang, spasi sengkang pertama 50 mm. Spasi maksimum sengkang di lokasi tersebut tidak boleh lebih dari  $d/4$ ,  $8d_b$ ,  $24d_s$ , 300 mm. Lokasi sepanjang  $2h$  adalah lokasi dimana diharapkan terjadi sendi plastis.
- Sengkang di sepanjang bentang balok tidak boleh dipasang dengan spasi melebihi  $d/2$ .



**Gambar 6. Detail Balok SRPMM.**

Untuk elemen aksial-lentur kolom, SNI-03-2847-2002 menerapkan beberapa ketentuan penting detail tulangan SRPMM sebagai berikut :

- Ditetapkan sebuah panjang  $L_o$  yaitu lokasi dimana diharapkan terjadi sendi plastis, panjang  $L_o$  diambil sebagai nilai terbesar dari  $1/6 H_n$ ,  $h_{kolom}$ , 500 mm.  $H_n$  adalah tinggi bersih kolom,  $h$  adalah dimensi penampang kolom terbesar.
- Pada daerah  $L_o$  harus dipasang sengkang dengan spasi  $s_o$  tidak melebihi  $8d_b$ ,  $24 d_s$ ,  $1/2 b$ , 300 mm. Dimana "b" adalah dimensi penampang kolom terkecil.
- Pada lokasi selain  $L_o$  spasi sengkang dipasang dengan jarak maksimum  $2s_o$ .



**Gambar 7. Detail Kolom SRPMM.**

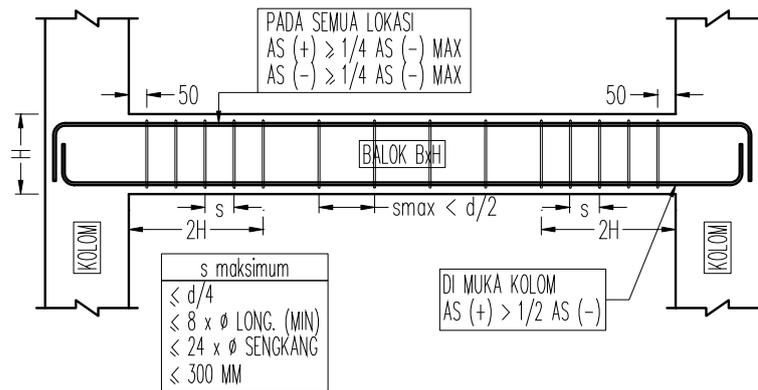
### 5.3 Ketentuan Detail Tulangan SRPMK

SRPMK adalah sistem rangka pemikul momen khusus dimana struktur rangka beton bertulang direncanakan berperilaku daktail penuh artinya semua kapasitas daktilitas strukturnya dikerahkan secara maksimal. Desain tersebut dilakukan dengan membagi gaya gempa elastis dengan sebuah faktor yang besar sehingga struktur direncanakan dengan nilai beban gempa yang kecil sekali tapi dengan pendetailan tulangan yang sesuai diharapkan saat terjadi gempa tidak terjadi kerusakan-kerusakan yang berat karena strukturnya mampu mengembangkan daktilitasnya secara penuh. Karena daktilitas yang dikerahkan sudah maksimal maka detail tulangan yang disyaratkan juga cukup ketat, terutama dalam pendetailan elemen-elemen vertikalnya.

Untuk elemen lentur balok, SNI-03-2847-2002 menerapkan beberapa ketentuan penting detail tulangan SRPMK sebagai berikut :

- Jumlah tulangan positif di muka kolom tidak lebih kecil dari 1/2 jumlah tulangan negatif pada lokasi yang sama.

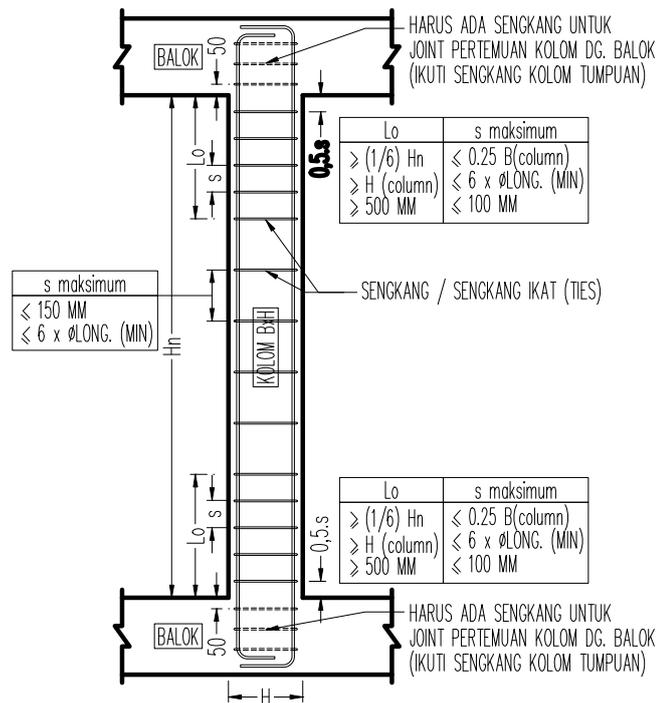
- Jumlah tulangan positif dan negatif pada sepanjang bentang tidak lebih kecil dari 1/4 jumlah tulangan terbesar pada kedua muka kolom.
- Di kedua ujung balok harus dipasang sengkang sepanjang lokasi 2h (h=tinggi balok) diukur dari muka kolom ke tengah bentang, spasi sengkang pertama 50 mm. Spasi maksimum sengkang di lokasi tersebut tidak boleh lebih dari  $d/4$ ,  $8d_b$ ,  $24d_s$ , 300 mm. Lokasi sepanjang 2h adalah lokasi dimana diharapkan terjadi sendi plastis.
- Sengkang di sepanjang bentang balok tidak boleh dipasang dengan spasi melebihi  $d/2$ .



**Gambar 8. Detail Balok SRPMK.**

Untuk elemen aksial-lentur kolom, SNI-03-2847-2002 menerapkan beberapa ketentuan penting detail tulangan SRPMK sebagai berikut :

- Ditetapkan sebuah panjang  $L_o$  yaitu lokasi dimana diharapkan terjadi sendi plastis, panjang  $L_o$  diambil sebagai nilai terbesar dari  $1/6 H_n$ , h kolom, 500 mm.  $H_n$  adalah tinggi bersih kolom, h adalah dimensi penampang kolom terbesar. Pada daerah  $L_o$  harus dipasang sengkang dengan spasi tidak melebihi  $6d_b$ ,  $1/4 b$ ,  $s_x = 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right) \Rightarrow 100 \leq s_x \leq 150$ . Dimana "b" adalah dimensi penampang kolom terkecil.
- Jika nilai gaya aksial pada kolom melebihi  $0.1f'_c A_g$ , maka sengkang tersebut diatas dipasang di seluruh tinggi kolom. Jika tidak maka pada lokasi selain  $L_o$ , spasi sengkang dipasang dengan jarak maksimum  $6d_b / 150$  mm, diambil nilai yang terkecil.
- Pada ujung kolom yang berhenti di pondasi (pilecap, telapak) atau dinding beton bertulang maka sengkang tersebut diatas harus diteruskan sampai ke dalam pondasi sepanjang panjang penyaluran tarik.



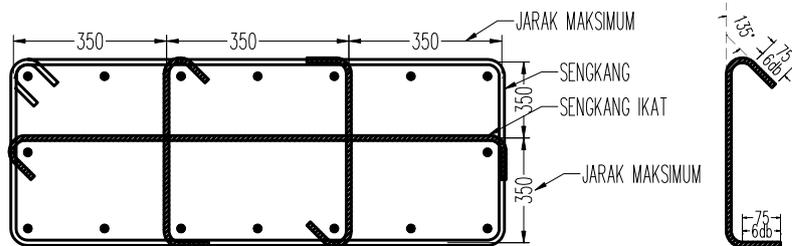
**Gambar 9. Detail Kolom SRPMK.**

Untuk *joint* balok-kolom, SNI-03-2847-2002 menerapkan beberapa ketentuan penting detail tulangan SRPMK sebagai berikut :

- Untuk beton berat normal, panjang penyaluran tulangan berkait 90° dalam kondisi tarik diambil minimum sebesar  $8d_b$ , 150 mm dan  $l_{dh} = \left( \frac{f_y}{5.4\sqrt{f'_c}} \right) d_b$ , ini berlaku untuk diameter D10 sampai dengan D36. Panjang  $l_{dh}$  ini untuk  $f_y=400$  MPa jika diperhatikan lebih pendek daripada  $l_{dh}$  untuk struktur tidak tahan gempa, hal tersebut karena persamaan tersebut sudah menggunakan faktor modifikasi 0.70 (faktor selimut beton) dan 0.80 (untuk *joint* terkekang sengkang).
- Panjang penyaluran lurus dalam kondisi tarik diambil sebesar  $2.5 \times l_{dh}$  kait 90° jika tebal beton di bawah tulangan kurang dari 300 mm, dan  $3.25 \times l_{dh}$  kait 90° jika tebal beton di bawah tulangan lebih dari 300 mm.
- Tulangan tanpa kait harus berhenti pada *joint* balok-kolom dan diteruskan melewati inti beton terkekang, semua bagian yang tidak melewati inti terkekang harus diperpanjang 1.6 kali.
- Untuk sengkang/sengkang ikat diatur seperti gambar sketsa di bawah ini. Luas total sengkang/sengkang ikat untuk tiap arah gaya geser tidak boleh kurang dari :

$$\frac{A_{sh}}{s} = \left( \frac{b_c f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (5.a)$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0.09 \left( \frac{b_c f'_c}{f_y} \right) \quad (5.b)$$



**Gambar 10. Sengkang/Sengkang Ikat SRPMK.**

Untuk elemen lentur balok diatas tanah, SNI-03-2847-2002 menerapkan beberapa ketentuan penting detail tulangan SRPMK sebagai berikut :

- Sengkang harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari  $\frac{1}{2} b$  dan tidak boleh lebih besar dari 300 mm.

## 6. STUDI KASUS

### 6.1 Umum

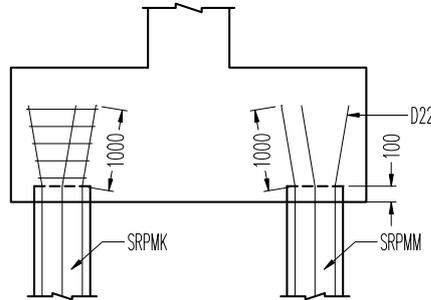
Dalam kenyataannya banyak sekali kasus-kasus pendetailan tulangan yang muncul, terkadang diperlukan modifikasi supaya batang-batang tulangan bisa dipasang dengan baik, modifikasi dilakukan dengan memanfaatkan faktor-faktor modifikasi yang telah disediakan oleh SNI-03-2847-2002.

### 6.2 Detail Tulangan Kepala Pondasi Tiang

Tulangan kepala pondasi tiang bor atau tiang pancang biasanya hanya diteuk kemudian dicor digabungkan dengan *pilecap*, kondisi demikian hanya bisa digunakan untuk struktur biasa dan SRPMM, tetapi untuk struktur SRPMK bagian kepala pondasi tiang tersebut harus dilingkupi dengan sengkang/spiral yang berguna untuk menjaga inti beton terutama untuk tiang yang didesain menerima gaya tarik.

Sebagai contoh, pondasi tiang dengan tulangan longitudinal 6D22, mutu beton K-400, diangkur ke dalam sebuah *pilecap* menggunakan penyaluran tulangan tanpa kait. Panjang penyaluran lurus kondisi tarik  $l_d=42d_b=924$  mm (digunakan  $l_d=1000$  mm). Untuk struktur SRPMK daerah kepala pondasi tiang harus dilingkupi sengkang/spiral,

sedangkan untuk struktur SRPMM ketentuan tersebut tidak diharuskan, penggunaan sengkang/spiral pada kepala tiang tersebut sangat dianjurkan untuk pondasi tiang yang menerima gaya tarik.

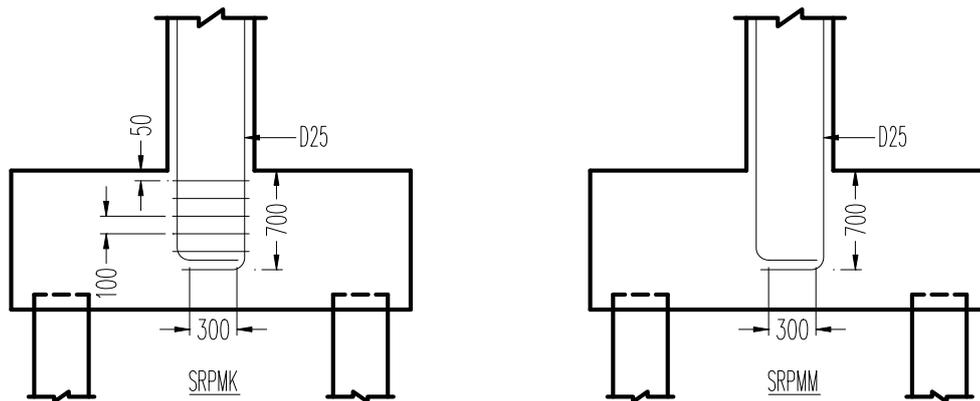


**Gambar 11. Detail Tulangan Kepala Pondasi Tiang SRPMK & SRPMM.**

### 6.3 Detail Tulangan Kolom Ke Pondasi

Untuk sambungan kolom ke pondasi sangat dianjurkan untuk menggunakan panjang penyaluran tulangan berkait 90° dimana kaitnya ditekuk ke arah dalam dengan maksud untuk menjaga inti beton di dalam keliling tulangan longitudinal kolom. Untuk menahan beban gempa yang bolak-balik maka menjaga inti beton sangatlah penting, karena jika inti beton menjadi rusak maka kekuatannya juga akan berkurang. Detail menurut SRPMK mengharuskan agar sengkang kolom bagian bawah diteruskan sampai ke dalam pondasi, hal ini karena SRPMK mempunyai tingkat daktilitas yang lebih tinggi daripada SRPMM sehingga dimaksudkan agar kolom mampu mengembangkan daktilitas yang dimilikinya dengan maksimal, untuk struktur SRPMM SNI-03-2847-2002 tidak mencantumkan ketentuan penerusan sengkang kolom bawah ke dalam pondasi.

Sebagai contoh, kolom kotak berdimensi 500x800, mutu beton K-400, tulangan longitudinal 12D25 diangkur ke dalam sebuah pilecap menggunakan tulangan berkait 90°. Panjang penyaluran tulangan tanpa kait kondisi tekan sebesar  $l_d=28d_b=700$  mm. Panjang penyaluran tulangan dengan kait 90° kondisi tarik  $l_{dh}=17d_b=425$  mm (digunakan  $l_{dh}=700$  mm), ujung kait 90° ditekuk  $12d_b=300$  mm. Untuk struktur SRPMK jarak sengkang daerah  $L_o$  yang akan diteruskan ke dalam pilecap diambil nilai terkecil dari  $6d_b=150$  mm,  $\frac{1}{4} b=100$  mm,  $s_x=100$  mm, digunakan jarak sengkang  $s=100$  mm. Untuk struktur SRPMM tidak disebutkan ketentuan untuk meneruskan sengkang kolom bawah ke dalam pilecap, tetapi jika secara pertimbangan perencanaan struktur diperlukan disarankan tetap diadakan sengkang ke dalam pondasi.

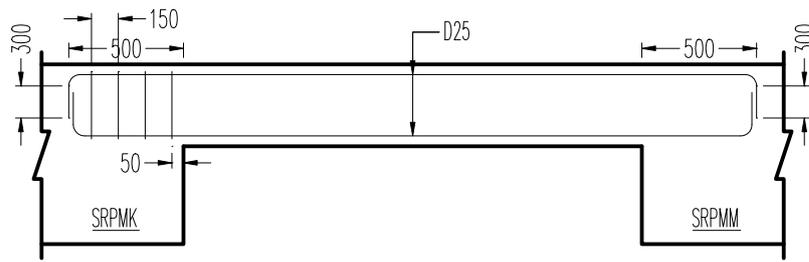


**Gambar 12. Detail Tulangan Kolom ke Pondasi SRPMK & SRPMM.**

#### 6.4 Detail Tulangan Balok Diatas Tanah Ke Pondasi

Tulangan balok diatas tanah atau sering disebut *tie beam* biasanya diangkur ke dalam pilecap walaupun ada juga yang dapat diangkur ke dalam kolom. Untuk kasus dimana tulangnya diangkur ke dalam pilecap sering dijumpai muncul masalah karena perbedaan kebutuhan tebal selimut beton antara kedua komponen struktur tersebut. Pilecap memerlukan tebal selimut beton minimum 75 mm, jika selimut beton *tie beam* sebesar 50 mm maka tulangan negatifnya akan berada di daerah selimut beton pilecap, sisa bagian atas dari selimut beton pilecap hanya menjadi 30-40 mm, menjadi sangat tipis dan sangat beresiko pecah saat *tie beam* melentur. Salah satu tekniknya adalah dengan memasang sengkang sepanjang panjang penyaluran tulangan *tie beam*, atau dengan mempertebal selimut beton *tie beam* menjadi sekitar 100 mm tetapi akan mengakibatkan selimut beton *tie beam* menjadi sangat tebal sehingga desain tulangan lenturnya menjadi tidak efektif karena tulangan negatifnya terletak sangat jauh dari serat atasnya, atau bisa juga selimut beton pilecap bagian atas dipertipis menjadi sekitar 50 mm kemudian dikombinasikan dengan memodifikasi selimut beton *tie beam*.

Sebagai contoh, *tie beam* berdimensi 400x700, mutu beton K-400, tulangan longitudinal 6D25 diangkur ke dalam sebuah pilecap menggunakan tulangan berkait 90°. Panjang penyaluran tulangan dengan kait 90° kondisi tarik  $l_{dh}=17d_b=425$  mm (digunakan  $l_{dh}=500$  mm), ujung kait 90° ditekuk  $12d_b=300$  mm. Untuk struktur SRPMK jarak sengkang daerah tumpuan yang akan diteruskan ke dalam pilecap diambil  $\frac{1}{2} b=200$  mm, digunakan jarak sengkang  $s=150$  mm. Untuk struktur SRPMM tidak disebutkan ketentuan untuk meneruskan sengkang tumpuan *tie beam* ke dalam pilecap, tetapi jika secara pertimbangan perencana struktur diperlukan disarankan tetap diadakan sengkang ke dalam pilecap.

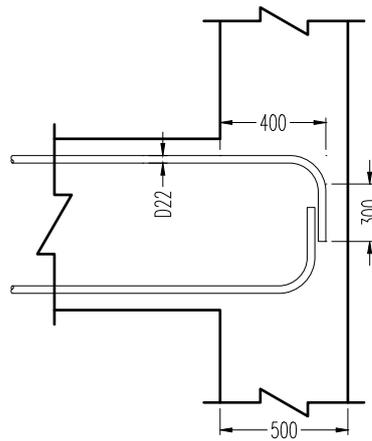


**Gambar 13. Detail Tulangan Tie Beam ke Pondasi SRPMK & SRPMM.**

### 6.5 Detail Tulangan Balok Ke Kolom

Sambungan ujung balok ke kolom menggunakan panjang penyaluran tulangan dalam kondisi tarik baik untuk tulangan positif (bagian atas) maupun untuk tulangan negatif (bagian bawah). Sesuai dengan SNI-03-2847-2002, panjang penyaluran yang digunakan dapat berupa tulangan lurus, tulangan berkait  $90^\circ$  dan tulangan berkait  $180^\circ$ , tetapi detail yang paling baik adalah detail tulangan berkait  $90^\circ$ , dimana kaitnya ditekuk ke arah bawah untuk tulangan negatif dan ditekuk ke arah atas untuk tulangan positif, hal tersebut dilakukan dengan maksud untuk menjaga inti beton di dalam keliling tulangan longitudinal balok. Untuk menahan beban gempa yang bolak-balik maka menjaga inti beton sangatlah penting, karena jika inti beton menjadi rusak maka kekuatannya juga akan berkurang. Jika mengikuti SNI-03-2847-2002 tidak disebutkan bahwa sengkang balok wajib diteruskan ke dalam *joint* balok-kolom, tetapi jika panjang penyaluran tulangannya kurang maka sengkang balok tumpuan harus diteruskan ke dalam *joint* balok-kolom, walaupun hal tersebut akan mengakibatkan detail di bagian tersebut menjadi rumit terutama untuk kolom yang penampangnya tipis.

Sebagai contoh, balok berdimensi  $350 \times 700$ , mutu beton K-400, tulangan longitudinal  $6D22$  diangkur ke dalam sebuah kolom berdimensi  $500 \times 500$  menggunakan tulangan berkait  $90^\circ$ . Panjang penyaluran tulangan dengan kait  $90^\circ$  kondisi tarik  $l_{dh} = 17d_b = 374$  mm (digunakan  $l_{dh} = 400$  mm), ujung kait  $90^\circ$  ditekuk  $12d_b = 264$  mm (digunakan  $300$  mm). SNI-03-2847-2002 tidak mengharuskan untuk meneruskan sengkang balok ke dalam *joint* balok-kolom baik untuk struktur SRPMK maupun SRPMM, tetapi jika secara pertimbangan perencana struktur diperlukan disarankan tetap diadakan sengkang di dalam *joint* balok-kolom.

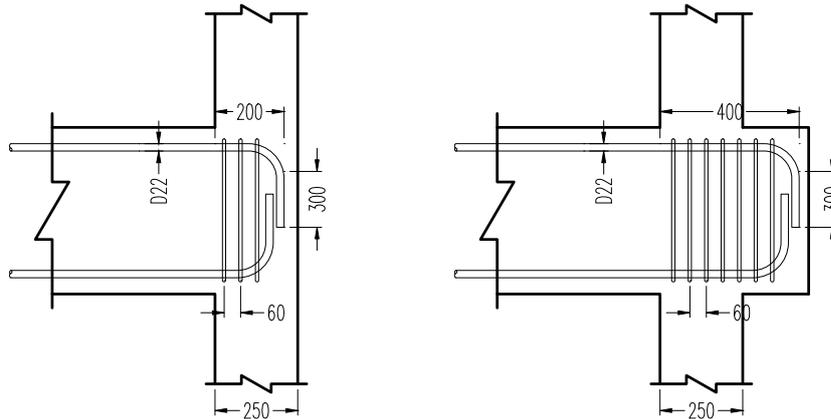


**Gambar 14. Detail Tulangan Balok ke Kolom SRPMK & SRPMM.**

### 6.6 Detail Tulangan Balok Ke Dinding Beton

Dinding beton yang digunakan sebagai komponen struktur biasanya mempunyai penampang yang tipis, tebalnya bisa bervariasi dari 150 mm, 200 mm, 250 mm atau 300 mm. Lebar penampang yang tipis tersebut dapat mengakibatkan kesulitan dalam mengatur pengankuran tulangan balok ke dinding beton. Beberapa tekniknya adalah dengan membesarkan jumlah tulangan balok hasil perhitungan struktur, sebagai contoh jika dari hasil perhitungan dibutuhkan jumlah tulangan sebesar 3D22 maka tulangan terpasang sengaja dibesarkan menjadi 6D22 sehingga panjang penyaluran tulangan berkait 90° dapat dikurangi sebesar  $\frac{3}{6} = 0.5$  kali, dengan memperbesar selimut beton balok menjadi  $> 50$  mm, panjang penyaluran tulangan berkait 90° dapat dikalikan dengan faktor 0.70, dengan memasang sengkang di *joint* balok-kolom, panjang penyaluran tulangan berkait 90° dapat dikalikan dengan faktor 0.80.

Sebagai contoh, balok berdimensi 350x700, mutu beton K-400, tulangan longitudinal hasil perhitungan dibutuhkan 3D22, tulangan longitudinal terpasang 6D22 diangkur ke dalam sebuah dinding beton dengan tebal 250 mm menggunakan tulangan berkait 90°. Panjang penyaluran tulangan dengan kait 90° kondisi tarik  $l_{dh}=17d_b=374$  mm (digunakan  $l_{dh}=400$  mm), ujung kait 90° ditekuk  $12d_b=264$  mm (digunakan 300 mm). Karena tebal beton yang tersedia hanya 250 mm dikurangi dengan selimut beton 25 mm menjadi 225 mm maka diperlukan modifikasi, jumlah tulangan terpasang dibuat 2x lebih besar dari jumlah tulangan kebutuhan analisis maka panjang  $l_{dh}$  dapat dikalikan  $\frac{3}{6}=0.50$ , sehingga  $l_{dh}$  menjadi  $0.50 \times 400 = 200$  mm. Disarankan daerah *joint* balok-kolom dilingkupi dengan sengkang tertutup mengingat betonnya yang sangat tipis, spasi sengkang tidak boleh lebih dari  $3d_b=66$  mm (digunakan  $s=60$  mm).

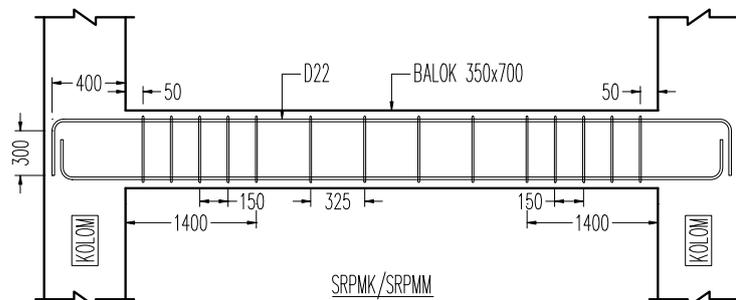


**Gambar 15. Detail Tulangan Balok ke Dinding Beton SRPMK & SRPMM.**

Alternatif solusi dapat dilakukan dengan menambahkan tonjolan ke arah luar dinding beton supaya panjang penyaluran 400 mm tercapai, tetapi harus diperhatikan kebutuhan ruang di daerah tersebut misalnya untuk lubang lift apakah terkena dampaknya atau tidak.

### 6.7 Detail Tulangan 1 Bentang Balok

Sebagai contoh, balok berdimensi 350x700, mutu beton K-400, tulangan longitudinal D22 diangkur ke dalam sebuah kolom berdimensi 500x500 menggunakan tulangan berkait 90°. Panjang penyaluran tulangan dengan kait 90° kondisi tarik  $l_{dh}=17d_b=374$  mm (digunakan  $l_{dh}=400$  mm), ujung kait 90° ditekuk  $12d_b=264$  mm (digunakan 300 mm). Jarak sengkang sepanjang  $2h=1400$  mm diambil nilai terkecil dari  $d/4=162.5$  mm,  $8d_b=176$  mm,  $24d_s=240$  mm dan 300 mm (digunakan  $s=150$  mm), jarak sengkang di lokasi lain diambil  $d/2=325$  mm. Tentunya jarak sengkang harus diperiksa terhadap kebutuhan kekuatan geser dari balok tersebut.



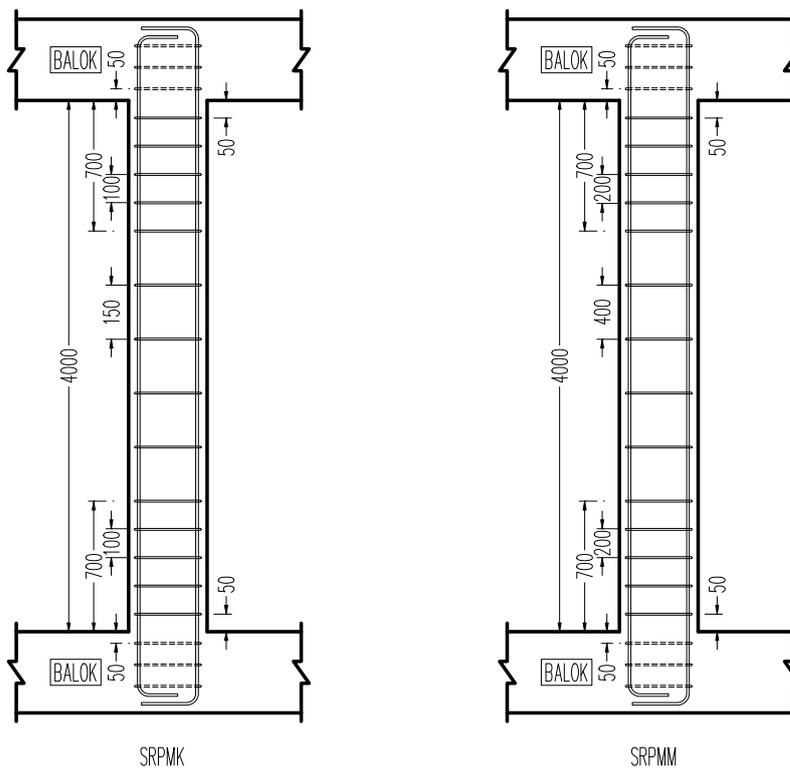
**Gambar 16. Detail Tulangan 1 Bentang Balok SRPMK & SRPMM.**

## 6.8 Detail Tulangan 1 Bentang Kolom

Sebagai contoh, kolom kotak tinggi 4000mm, berdimensi 500x700, mutu beton K-400, tulangan longitudinal 12D25.

Untuk struktur SRPMK panjang  $L_o$  diambil nilai terbesar dari  $1/6 h_n=670$  mm,  $h_{kolom}=700$ , 500 mm (digunakan 700 mm), jarak sengkang daerah  $L_o$  diambil nilai terkecil dari  $6d_b=150$  mm,  $1/4 b=125$  mm,  $s_x=100$  mm (digunakan jarak sengkang  $s=100$  mm). Jarak sengkang di lokasi selain  $L_o$  diambil nilai terkecil dari  $6d_b=150$  mm dan 150 mm (digunakan 150 mm), perlu diperiksa nilai gaya aksial apakah lebih atau kurang dari  $0.1f'_c A_g$ , jika lebih maka sengkang daerah  $L_o$  dipasang di seluruh tinggi kolom. Tentunya jarak sengkang harus diperiksa terhadap kebutuhan kekuatan geser dari kolom tersebut.

Untuk struktur SRPMM panjang  $L_o$  diambil nilai terbesar dari  $1/6 h_n=670$  mm,  $h_{kolom}=700$ , 500 mm (digunakan 700 mm), jarak sengkang daerah  $L_o$  diambil nilai terkecil dari  $8d_b=200$  mm,  $1/2 b=250$  mm,  $24d_s=240$  mm dan 300 mm, (digunakan jarak sengkang  $s=200$  mm). Jarak sengkang di lokasi selain  $L_o$  diambil  $2s_o=400$  mm. Tentunya jarak sengkang harus diperiksa terhadap kebutuhan kekuatan geser dari kolom tersebut.



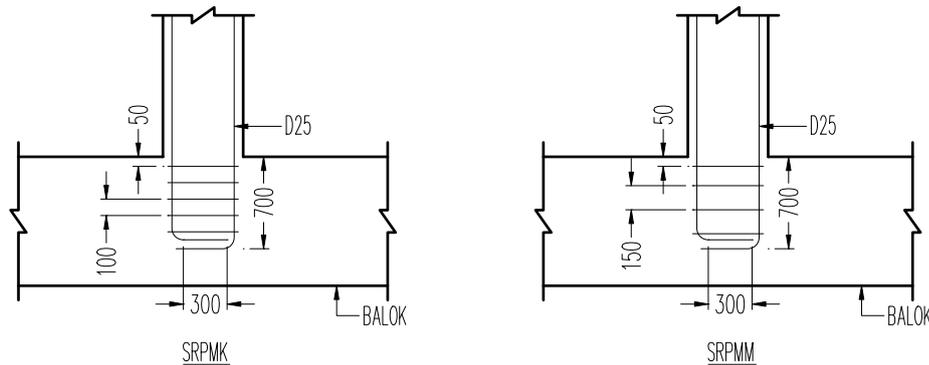
Gambar 17. Detail Tulangan 1 Bentang Kolom SRPMK & SRPMM.

## 6.9 Detail Tulangan Kolom Diatas Balok

Dalam desain struktur terkadang dalam kasus tertentu terpaksa digunakan komponen kolom yang menumpu di atas balok, hal tersebut mungkin terjadi karena lokasi

kolom yang memang tidak dapat diteruskan sampai dengan pondasi karena alasan arsitektur. Detail tulangan semacam ini perlu mendapat perhatian yang baik, karena kolom menumpu di sebuah komponen struktur yang melentur yaitu balok, tumpuan kolom tersebut tidak diam tetapi bisa bergerak melentur.

Sebagai contoh, kolom kotak berdimensi 500x800, mutu beton K-400, tulangan longitudinal 12D25 diangkur ke dalam sebuah balok menggunakan tulangan berkait 90°. Panjang penyaluran tulangan tanpa kait kondisi tekan sebesar  $l_d=28d_b=700$  mm. Panjang penyaluran tulangan dengan kait 90° kondisi tarik  $l_{dh}=17d_b=425$  mm (digunakan  $l_{dh}=700$  mm), ujung kait 90° ditekuk  $12d_b=300$  mm. Walaupun dalam SNI-03-2847-2002 tidak disebutkan ketentuan detail untuk kolom diatas balok, mengingat resiko struktur yang cukup berat maka disarankan tetap diadakan pendetailan *joint* di area tersebut. Untuk struktur SRPMK jarak sengkang daerah  $L_o$  yang akan diteruskan ke dalam balok diambil nilai terkecil dari  $6d_b=150$  mm,  $\frac{1}{4} b=125$  mm,  $s_x=100$  mm, digunakan jarak sengkang  $s=100$  mm. Untuk struktur SRPMM jarak sengkang daerah  $L_o$  yang akan diteruskan ke dalam balok diambil nilai terkecil dari  $8d_b=200$  mm,  $\frac{1}{2} b=250$  mm,  $24d_s=240, 300$  mm, digunakan jarak sengkang  $s=150$  mm.

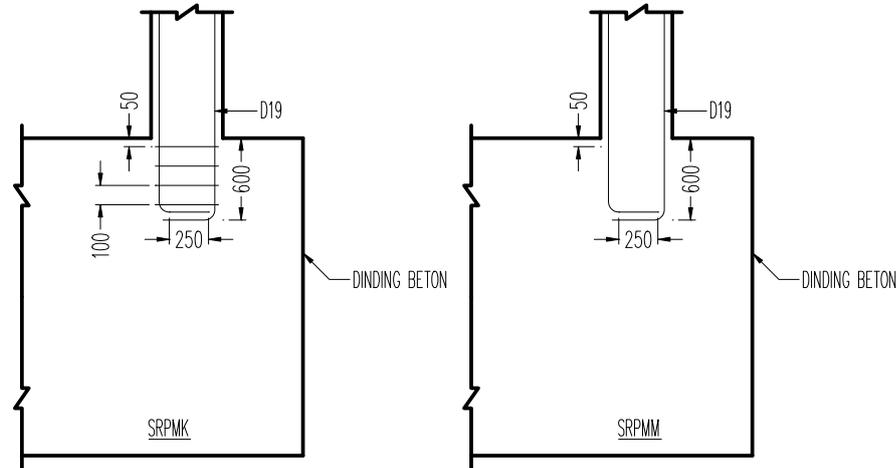


**Gambar 18. Detail Tulangan Kolom Diatas Balok.**

### 6.10 Detail Tulangan Kolom Diatas Dinding Beton

Sebagai contoh, kolom kotak berdimensi 250x600, mutu beton K-400, tulangan longitudinal 12D19 diangkur ke dalam sebuah dinding beton menggunakan tulangan berkait 90°. Panjang penyaluran tulangan tanpa kait kondisi tekan sebesar  $l_d=28d_b=532$  mm. Panjang penyaluran tulangan dengan kait 90° kondisi tarik  $l_{dh}=17d_b=323$  mm (digunakan  $l_{dh}=600$  mm), ujung kait 90° ditekuk  $12d_b=228$  mm (digunakan 250 mm). Untuk struktur SRPMK jarak sengkang daerah  $L_o$  yang akan diteruskan ke dalam dinding beton diambil nilai terkecil dari  $6d_b=114$  mm,  $\frac{1}{4} b=125$  mm,  $s_x=100$  mm, digunakan jarak

senggang  $s=100$  mm. Untuk struktur SRPMM tidak disebutkan ketentuan untuk meneruskan senggang kolom bawah ke dalam dinding beton, tetapi jika secara pertimbangan perencana struktur diperlukan disarankan tetap diadakan senggang ke dalam dinding beton.

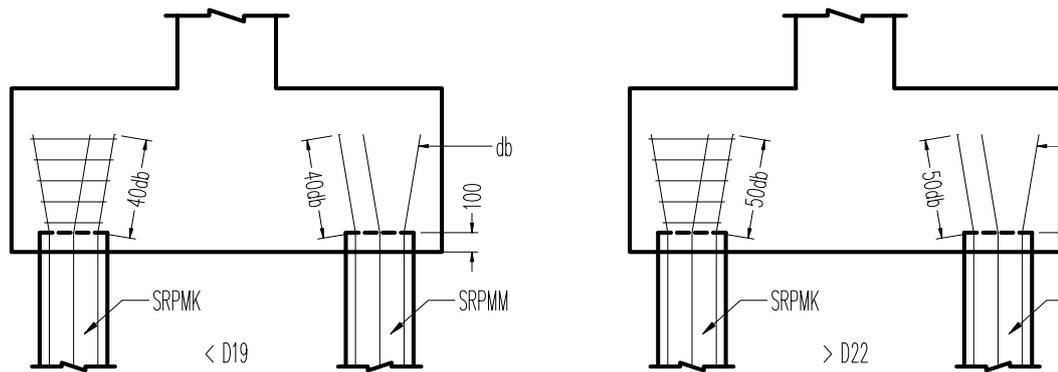


**Gambar 19. Detail Tulangan Kolom Diatas Dinding Beton.**

## 7. PEDOMAN PRAKTIS

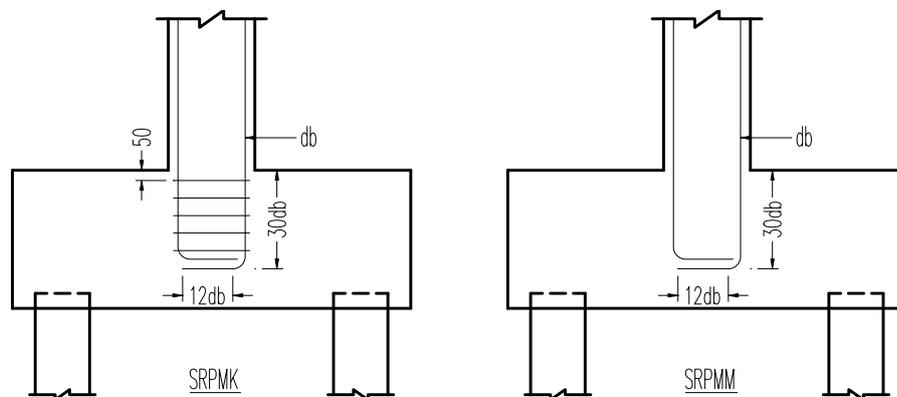
Dalam prakteknya sangat dibutuhkan pedoman praktis yang mudah digunakan tetapi masih masuk dalam koridor ketentuan yang berlaku, walaupun mungkin lebih konservatif tetapi tidak sulit untuk dilaksanakan oleh pelaksana dan bisa berlaku untuk kondisi-kondisi yang umum.

Untuk sambungan pondasi tiang dengan pilecap disarankan menggunakan penyaluran tulangan tanpa kait kondisi tarik karena jika menggunakan penyaluran berkait tidak akan bisa karena tulangan longitudinal pondasi tiang sudah terpasang dan sulit untuk membengkoknya. Untuk semua nilai mutu beton, untuk tulangan  $\leq D19$  dapat digunakan nilai rata-rata  $l_d=40d_b$ , untuk tulangan  $\geq D22$  dapat digunakan nilai rata-rata  $l_d=50d_b$ . Untuk struktur SRPMK daerah kepala tiang wajib untuk dilingkupi dengan spiral, untuk struktur SRPMM tidak diharuskan tetapi diserahkan ke kebijakan desain sesuai pertimbangan kondisi ekstrim yang mungkin bisa terjadi.



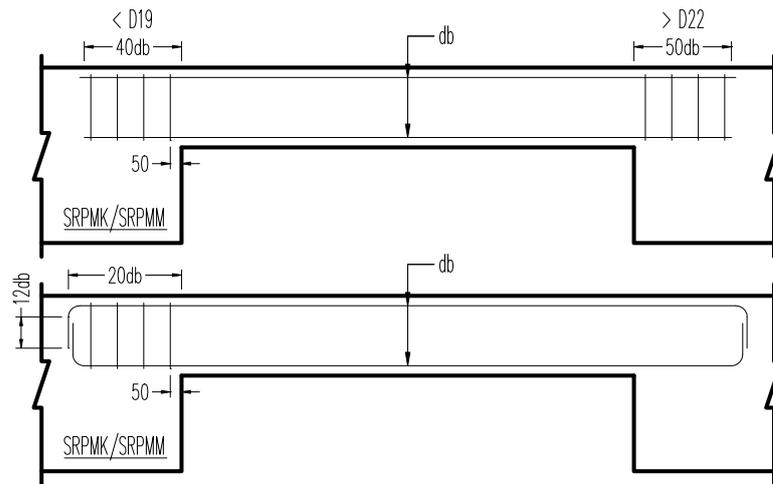
**Gambar 20. Detail Tipikal Tulangan Kepala Pondasi Tiang.**

Untuk sambungan kolom dengan pondasi disarankan menggunakan penyaluran tulangan dengan kait 90° dimana panjang lurus yang tertanam sebesar  $l_{dh}=30d_b$  (mengikuti panjang penyaluran tulangan tanpa kait kondisi tekan) dan ujungnya ditekuk sepanjang  $12d_b$ . Untuk struktur SRPMK sengkang kolom wajib diteruskan ke dalam pondasi dengan mengikuti ketentuan dalam daerah  $L_o$ , untuk struktur SRPMM tidak diharuskan tetapi diserahkan ke kebijakan desain sesuai pertimbangan kondisi ekstrim yang mungkin bisa terjadi.



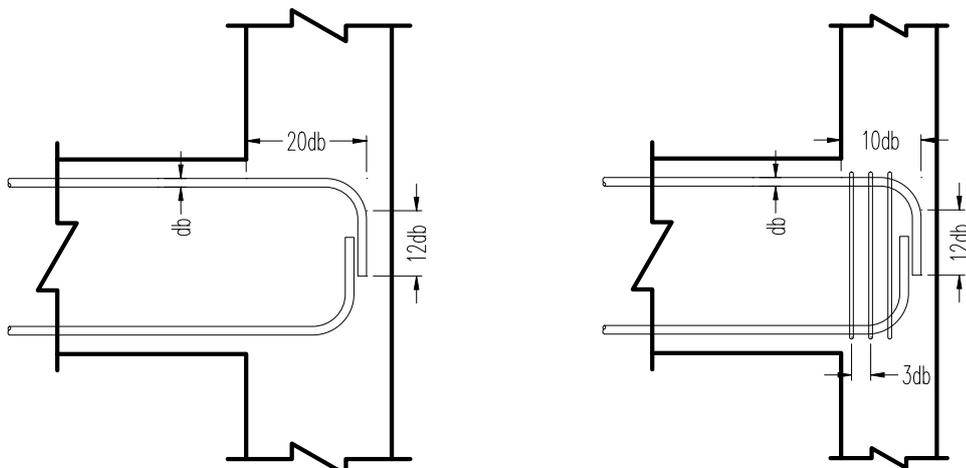
**Gambar 21. Detail Tipikal Tulangan Kolom Ke Pondasi.**

Untuk sambungan tie beam ke pondasi dapat menggunakan penyaluran tulangan tanpa kait kondisi tarik sebesar  $l_d=40d_b$  (tulangan  $\leq D19$ ) atau  $l_d=50d_b$  (tulangan  $\geq D22$ ). Penyaluran tulangan dengan kait 90° dapat digunakan dengan panjang lurus yang tertanam sebesar  $l_{dh}=20d_b$  (mengikuti panjang penyaluran tulangan kait 90° kondisi tarik) dan ujungnya ditekuk sepanjang  $12d_b$ . Seluruh panjang penyaluran harus dilingkupi sengkang tertutup dengan jarak sengkang maksimum  $\frac{1}{2} b$ .



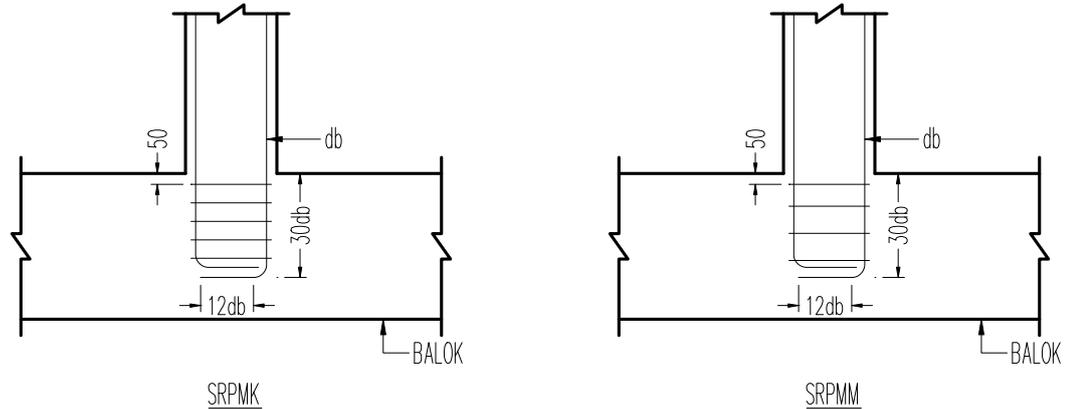
**Gambar 22. Detail Tipikal Tulangan Tie Beam Ke Pondasi.**

Untuk sambungan balok ke kolom disarankan menggunakan penyaluran tulangan dengan kait  $90^\circ$  dengan panjang lurus yang tertanam sebesar  $l_{dh}=20d_b$  (mengikuti panjang penyaluran tulangan kait  $90^\circ$  kondisi tarik) dan ujungnya ditekuk sepanjang  $12d_b$ . Untuk struktur SRPMK dan SRPMM tidak diharuskan meneruskan sengkang balok ke dalam *joint* balok-kolom kecuali jika panjang penyaluran kurang dari yang disyaratkan atau diserahkan ke kebijakan desain sesuai kondisi ekstrim yang mungkin bisa terjadi. Untuk kondisi dimana kolomnya tipis dapat digunakan  $l_{dh}=10d_b$  tetapi jumlah tulangan terpasang dibesarkan  $2x$  dari jumlah tulangan hitungan dan disarankan sengkang balok diteruskan ke dalam *joint* balok-kolom dengan spasi maksimum  $3d_b$ . Alternatif lain dapat menggunakan tonjolan balok ke arah luar dinding beton sehingga panjang penyaluran tulangnya tercapai.



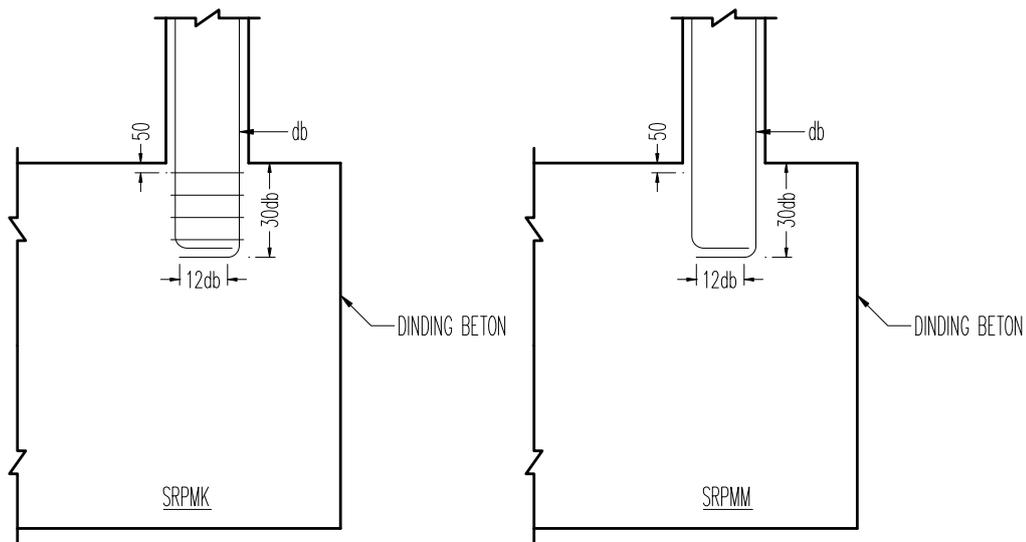
**Gambar 23. Detail Tipikal Tulangan Balok Ke Kolom.**

Untuk sambungan kolom dengan balok transfer disarankan menggunakan penyaluran tulangan dengan kait 90° dimana panjang lurus yang tertanam sebesar  $l_{dh}=30d_b$  (mengikuti panjang penyaluran tulangan tanpa kait kondisi tekan) dan ujungnya ditekuk sepanjang  $12d_b$ . Untuk struktur SRPMK dan SRPMM sengkang kolom wajib diteruskan ke dalam balok dengan mengikuti ketentuan dalam daerah  $L_o$ .



**Gambar 24. Detail Tipikal Tulangan Kolom Ke Balok Transfer.**

Untuk sambungan kolom dengan dinding beton disarankan menggunakan penyaluran tulangan dengan kait 90° dimana panjang lurus yang tertanam sebesar  $l_{dh}=30d_b$  (mengikuti panjang penyaluran tulangan tanpa kait kondisi tekan) dan ujungnya ditekuk sepanjang  $12d_b$ . Untuk struktur SRPMK sengkang kolom wajib diteruskan ke dalam dinding beton dengan mengikuti ketentuan dalam daerah  $L_o$ , untuk struktur SRPMM tidak diharuskan tetapi diserahkan ke kebijakan desain sesuai pertimbangan kondisi ekstrim yang mungkin bisa terjadi terutama untuk kondisi dinding beton yang tipis.



**Gambar 25. Detail Tipikal Tulangan Kolom Ke Dinding Beton.**

## 8. KESIMPULAN

Pendetailan tulangan merupakan hal mutlak yang harus diperhatikan dalam sebuah produk struktur karena detail-detail inilah yang akan menjaga kekuatan struktur, menjaga kekuatan sambungan-sambungan, menjaga kekuatan angkur-angkur dll terutama pada saat struktur mengalami pergerakan akibat beban gempa yang bolak-balik. Dengan pendetailan yang baik struktur juga akan mampu untuk mengembangkan daktilitasnya dengan maksimum, struktur mampu untuk berdeformasi bolak-balik diatas titik lelehnya tanpa mengalami kerusakan yang berat atau jika mengalami kerusakan masih dapat diperbaiki.

SNI-03-2847-2002 telah menyediakan beberapa ketentuan penting pendetailan tulangan, walaupun demikian dalam kasus-kasus nyata mungkin dibutuhkan modifikasi-modifikasi tertentu karena belum tentu standar pendetailannya bisa terpenuhi dengan sempurna. Modifikasi tersebut tentunya membutuhkan kreatifitas, pengalaman, logika bagaimana cara dan arah gaya-gaya mengalir sehingga diharapkan modifikasi yang dilakukan tidak mengurangi kekuatannya.

Mengikuti peraturan-peraturan dunia, beberapa ketentuan detail tulangan selalu dirubah untuk ditingkatkan kinerjanya, hal tersebut dilakukan dengan mengacu ke bentuk kerusakan terbaru yang mungkin baru ditemukan setelah terjadinya sebuah gempa atau mengikuti hasil sebuah penelitian terbaru yang baru dipublikasikan secara internasional, detail tulangan yang saat ini berlaku sangat mungkin harus dimodifikasi pada saat-saat mendatang dengan tujuan untuk meningkatkan kinerjanya.

## 9. REFERENSI

1. ACI Committee 318 (2008), *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, USA.
2. Badan Standarisasi Nasional (2002), *Tata Cara Perancangan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI-03-2847-2002)*, BSN, Jakarta, Indonesia.
3. Badan Standarisasi Nasional (2002), *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung (SNI-03-1726-2002)*, BSN, Jakarta, Indonesia.
4. Leet, Kenneth & Bernal, Dionisio, (1997), *Reinforced Concrete Design, 3rd Ed.*, McGraw – Hill International, Singapore.
5. MacGregor, James G., (2008), *Reinforced Concrete – Mechanics And Design, 4th Ed.*, Prentice – Hall Inc., New Jersey, USA.
6. Nawy, Edward G., (2008), *Reinforced Concrete – A Fundamental Approach, 6th Ed.*, Prentice – Hall, Inc., New Jersey, USA.
7. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1 (2008), *Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames : A Guide for Practicing Engineers*, USA.

# **PRINSIP PERANCANGAN MENARD DAN KORELASI EMPIRIS PARAMETER TANAH DENGAN HASIL UJI PRESSUREMETER MENARD**

**Ibrahim Surya**

Dosen Biasa, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Kristen Maranatha  
e-mail: isurya@eng.maranatha.edu

## **ABSTRAK**

Dengan semakin bertambahnya pengertian terhadap perilaku tanah, makin disadari perhatian terhadap ketidak-tepatan hasil uji tanah dilaboratorium semakin berkurang. Uji dilapangan (in situ) tidak seperti uji dilaboratorium yang mengakibatkan mengalami akibat dari gangguan cukup besar terhadap contoh tanah. Pada uji dilapangan, dan contoh tanah diuji pada tingkat tegangan efektif yang sesuai, dengan memperhatikan agar gangguan karena memasukkan peralatan kedalam tanah, transportasi contoh tanah diusahakan seminimal mungkin. Uji pressuremeter Menard merupakan suatu alternatif untuk uji tanah in situ guna mendapatkan parameter tanah untuk perancangan bangunan bawah dari suatu bangunan. Dalam tulisan ini dirangkum secara garis besar mengenai pemakaian hasil uji Pressuremeter Menard baik secara langsung atau tidak langsung dalam perancangan geoteknik.

Kata kunci: Menard, Empiris, *Pressuremeter*, Parameter tanah.

## **ABSTRACT**

*As our knowledge of the behaviour of real soils increases, so our appreciation of the inadequacy of conventional laboratory testing grows. The marked consequences of the inevitable disturbance that is caused in any soil specimen, however carefully it has been sampled, transported and reconsolidated in the laboratory, are all too evident. Menard pressuremeter test is an alternative of in situ soil investigation in order to get the soil parameter for geotechnical design of the engineering sub structure of the buildings. In this paper is summarized the application of the results of the Menard pressuremeter test which can be used either directly or indirectly for geotechnical engineering design.*

*Keywords: Menard, Empirical, Pressuremeter, Soil parameter.*

## **1. PENDAHULUAN**

Tanah adalah material rekayasa yang kompleks dan sifat-sifatnya juga tidak unik atau tetap, malahan bervariasi dengan faktor lingkungan seperti waktu, riwayat tegangan, perubahan muka air tanah dan lain-lain. Karena rumitnya perilaku tanah, korelasi empiris banyak digunakan dalam mengevaluasi parameter tanah. Analisa semua persoalan geoteknik membutuhkan penggunaan model perilaku tanah, lengkap dengan semua sifat-sifat tanah yang relevan. Sifat-sifat tanah ini tidak diketahui sebelumnya sehingga perencana perlu mengukur data-data tanah dibawah kondisi yang diamati dalam laboratorium atau dilapangan atau diperkirakan dari data-data tanah dari pengujian yang lain. Perkiraan dibuat seringkali dari percobaan dilaboratorium atau dari pengujian dilapangan, yang dikorelasikan dengan sifat-sifat tanah dengan cara studi korelasi atau

menghitung kembali dari percobaan dengan skala penuh yang diperoleh dari lapangan. Kebanyakan korelasi dalam literatur yang telah dikembangkan untuk tanah lempung yang tidak sensitip dengan plastisitas rendah sampai sedang dan dengan tanah pasir kuarsa yang dibentuk kembali dilaboratorium. Ekstrapolasi dari korelasi ini terhadap tanah yang “khusus” seperti tanah lempung yang lunak sekali, lempung organik, lempung sensitip, lempung yang berlapis, tanah tersemenkan, pasir kapuran, tanah yang mudah longsor perlu dilakukan dengan sangat hati-hati karena kemungkinan korelasi tadi tidak dapat dipergunakan untuk kondisi tanah yang sudah disebutkan tadi. Jenis-jenis pengujian tanah *in situ* yang dilakukan secara komersial dapat dilihat pada Tabel 1 dibawah ini disertai dengan parameter yang diukur berikut dengan penggunaannya.

**Tabel 1. Pengujian tanah *in situ* ( Schnaid, 2005).**

Category	Test	Designation	Measurements	Common Applications
Non-destructive or semi-destructive tests	Geophysical tests: Seismic refraction Surface waves Crosshole test Downhole test	SR SASW CHT DHT	P-waves from surface R-waves from surface P & S waves in boreholes P & S waves with depth	Ground characterisation Small strain stiffness, $G_0$
	Pressuremeter test Pre-bored Self-boring	PMT SBPM	$G, (\psi \times \epsilon)$ curve $G, (\psi \times \epsilon)$ curve	Shear modulus, $G$ Shear strength <i>In situ</i> horizontal stress Consolidation properties
	Plate loading test	PLT	$(L \times \delta)$ curve	Stiffness and strength
Invasive penetration tests	Cone penetration test Electric Piezocone	CPT CPTU	$q_c, f_s$ $q_c, f_s, u$	Soil profiling Shear strength Relative density Consolidation properties
	Standard Penetration Test (energy control)	SPT	Penetration (N value)	Soil profiling Internal friction angle, $\phi'$
	Flat dilatometer test	DMT	$p_0, p_1$	Stiffness Shear strength
	Vane shear test	VST	Torque	Undrained shear strength, $s_u$
Combined tests (Invasive + Non-destructive)	Cone pressuremeter	CPMT	$q_c, f_s, (+u), G, (\psi \times \epsilon)$	Soil profiling Shear modulus, $G$ Shear strength Consolidation properties
	Seismic cone	SCPT	$q_c, f_s, V_p, V_s, (+u)$	Soil profiling Shear strength Small strain stiffness, $G_0$ Consolidation properties
	Resistivity cone	RCPT	$q_c, f_s, \rho$	Soil profiling Shear strength Soil porosity
	Seismic dilatometer		$p_0, p_1, V_p, V_s$	Stiffness ( $G$ and $G_0$ ) Shear strength

Dari uji pressuremeter, parameter tanah yang dihasilkan adalah :

- Modulus geser,  $G_m$

- Modulus pressuremeter,  $E_m$  dihitung dari rumus :

$$E_m = 2G_m(1 + \nu)$$

dimana  $\nu$  = rasio Poisson, Menard menggunakan  $\nu = 0.33$ , sehingga

$$E_m = 2.66V_m \cdot \frac{\Delta p}{\Delta v}$$

- Kuat geser tak terdrainasi,  $s_u$
- Tekanan batas (*limit pressure*),  $p_L$
- Tekanan batas net,  $p_L^* = p_L - p_o$
- Tekanan rangkak (*creep pressure*),  $p_f$
- $p_o = [z \cdot \gamma - u] K_o + u$

dimana :  $z$  = kedalaman dari permukaan tanah sampai ke pertengahan *probe*

$\gamma$  = berat volume tanah

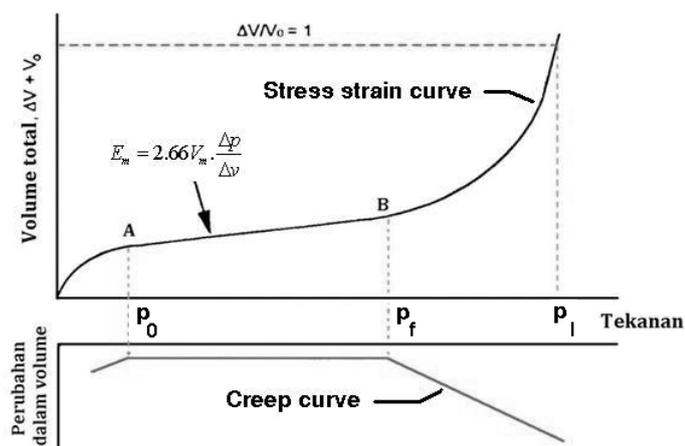
$u$  = tekanan air pori pada kedalaman *probe*

$K_o$  = koefisien tekanan tanah dalam keadaan netral

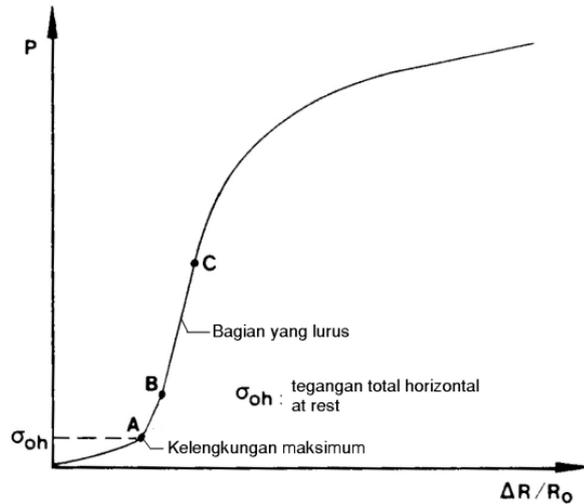
- Tekanan pada titik A adalah  $\sigma_{0H}$ , tegangan total *horizontal at rest*. Koefisien tekanan tanah at rest  $K_0$  didapat dari :

$$K_0 = \frac{\sigma_{0H} - u_0}{\sigma_{0V} - u_0} \quad (1).$$

dimana  $\sigma_{0V}$  adalah tegangan total vertikal *at rest* dan  $u_0$  adalah tekanan air pori hidrostatik.



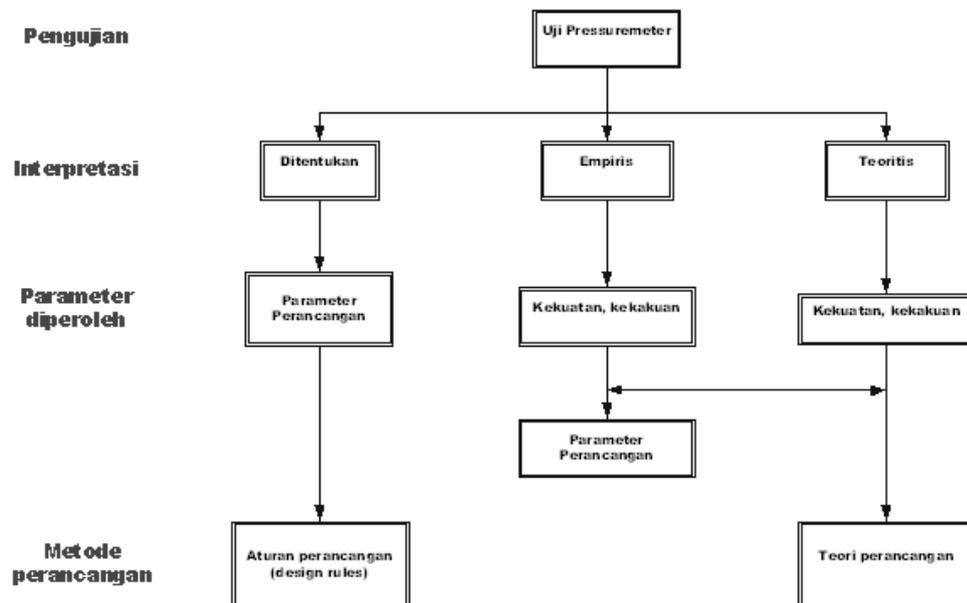
**Gambar 1. Kurva tekanan–regangan dan kurva ‘rangkak’ dari uji pressuremeter (Clarke, 1995).**



Gambar 2. Mencari tegangan horizontal total at rest (Briaud, 1992).

## 2. PRINSIP PERANCANGAN MENARD (*Menard's Design Rules*)

Menard mengeluarkan prinsip perancangan (*design rules*) dari hasil pengujian pressuremeter yang dapat digunakan secara langsung dalam perancangan geoteknik seperti perancangan pondasi dangkal, pondasi tiang, dinding penahan tanah, perkerasan dan persoalan interaksi tanah struktur. Dalam diagram dibawah ini digambarkan metode yang dipergunakan untuk mengaplikasikan hasil pengujian pressuremeter kedalam perancangan.



Gambar 3. Pressuremeter dalam perancangan geoteknik (Clarke, 1995).

Dua parameter Menard pressuremeter yaitu  $p_L$  dan  $E_m$  dicoba dihubungkan dengan perilaku struktur dengan skala penuh dengan membuat korelasi empiris yang didukung dengan teori. Parameter pressuremeter adalah fungsi dari *probe*, metode instalasi, metode percobaan dan metode interpretasi. Dalam menggunakan prinsip perancangan Menard sangatlah penting untuk mendapatkan parameter pressuremeter sesuai dengan prosedur standar. Modulus Menard,  $E_m$  dihitung dengan mempergunakan rumus :

$$E_m = 2G_m(1 + \nu) \quad (2).$$

Tekanan batas (limit pressure),  $p_L$  didefinisikan sebagai tekanan bila volume mencapai dua kali volume probe pada waktu awal ( $DV/V_0 = 1$ ). Berhubung derajat variasi dalam volume seringkali tidak tercapai, beberapa ekstrapolasi matematis diperlukan (berdasarkan model hiperbolik). Bila beberapa metode digunakan untuk menghitung  $p_L$ , dipilih harga rata-rata yang mewakili.

Rasio antara  $E_m$  dan  $p_L$  menurut Menard dapat digunakan untuk menunjukkan jenis tanah, hubungan dibawah ini banyak digunakan dalam tanah kohesif :

**Tabel 2. Hubungan antara rasio  $E_m/p_L$  dan jenis tanah (Schnaid, 2009).**

$E_m/p_L$	Jenis tanah
$E_m/p_L < 5$	Lempung terganggu
$5 < E_m/p_L < 8$	Lempung terkonsolidasi kurang
$8 < E_m/p_L < 12$	Lempung terkonsolidasi normal
$12 < E_m/p_L < 15$	Lempung terkonsolidasi agak berlebih
$E_m/p_L > 15$	Lempung terkonsolidasi sangat berlebih

Sebagai patokan umum,  $E_m/p_L = 10$  memberikan indikasi tanahnya adalah lempung terkonsolidasi normal. Untuk tanah butiran, rasio  $E_m/p_L$  pada umumnya berkisar antara 7 sampai 12.

Penggunaan design rules dalam praktek rekayasa secara singkat garis besarnya diberikan dibawah ini. Design rules ini berdasarkan Peraturan Prancis untuk pondasi (Fascicle 62V – M.E.L.T, 1983) dan sesuai dengan EuroCode 7. Prosedur langkah demi langkah merancang dengan hasil pengujian pressuremeter secara detil dapat dilihat pada Baguelin et al.(1985) dan Briaud (1992).

## 2.1 Daya dukung pondasi dangkal

Dalam pendekatan ini, hubungan antara daya dukung  $q_b$  dari suatu pondasi dan tekanan batas (*limit pressure*)  $p_L$  yang diperoleh dari pengujian pressuremeter Menard dihubungkan dengan rasio rongga berbentuk bola dan berbentuk silinder. Dari latar

belakang konsep seperti ini dan berdasarkan percobaan beban skala penuh, faktor daya dukung  $k_p$  didefinisikan sebagai berikut:

$$k_p = \frac{q_b - \sigma_V}{p_L - p_0} \quad (3).$$

dimana  $p_L - p_0$  adalah sama dengan net *limit pressure* dalam daerah pengaruh pondasi,  $\sigma_V$  adalah tegangan vertikal total pada dasar pondasi dan  $p_0$  adalah tekanan horizontal total yang diperoleh dari pengujian pressuremeter. Nilai  $p_L - p_0$  didapat dari :

$$(p_L - p_0)_e = \sqrt[n]{(p_L - p_0)_1 (p_L - p_0)_2 \dots (p_L - p_0)_n} \quad (4).$$

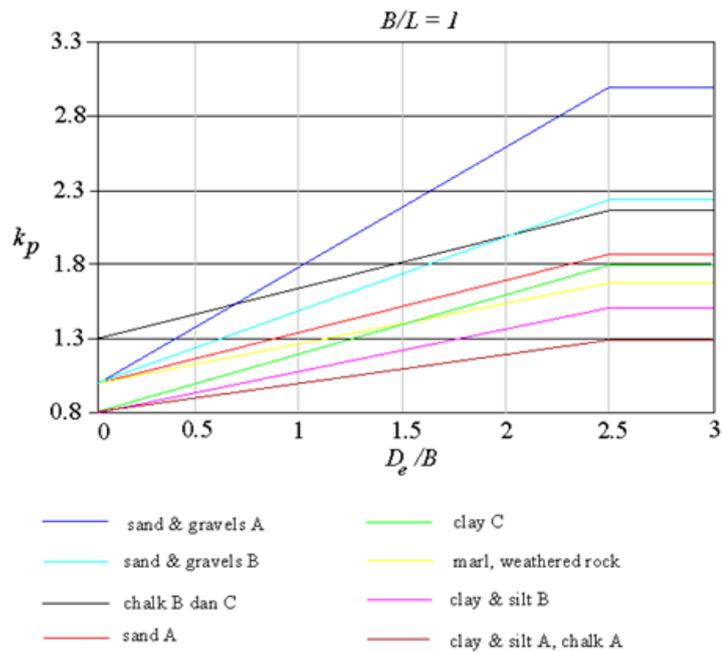
dimana  $n$  adalah jumlah pengujian pressuremeter dalam kedalaman  $1.5 B$  dari dasar pondasi dan  $B$  adalah lebar dari pondasi. Pendekatan ini menggunakan kedalaman pondasi ekuivalen, yang dihitung dari :

$$D_e = \frac{1}{(p_L - p_0)_e} \int_0^D (p_L - p_0)(z) dz \quad (5).$$

dimana  $z$  adalah tebal lapisan dengan *net limit pressure*. Definisi ini memungkinkan lapisan yang lebih kuat atau lebih lemah didalam kedalaman pengaruh pondasi yang diperhitungkan. Dengan menggunakan data masukan ini, faktor daya dukung  $k_p$  dapat dihitung dari Tabel 3 atau sebagai alternatif dari Gambar 4 untuk pondasi bujur sangkar dan lingkaran dan dari Gambar 5 untuk pondasi jalur.

**Tabel 3. Faktor daya dukung  $k_p$  untuk pondasi dangkal (Frank, 1999).**

Soil category	Class	Expression for $k_p$	$k_p$ square and circular footings	$k_p$ strip footing
Clay and silt Chalk	A	$0.8 \left[ 1 + 0.25 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1.30	1.10
Clay and silt	B	$0.8 \left[ 1 + 0.35 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1.50	1.22
Clay	C	$0.8 \left[ 1 + 0.50 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1.80	1.40
Sand	A	$\left[ 1 + 0.35 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1.88	1.53
Sand and gravels	B	$\left[ 1 + 0.50 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	2.25	1.75
Sand and gravels	C	$\left[ 1 + 0.80 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	3.00	2.20
Chalk	B-C	$1.3 \left[ 1 + 0.27 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	2.18	1.83
Marl and weathered rock	-	$\left[ 1 + 0.27 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1.68	1.41



**Gambar 4. Faktor daya dukung  $k_p$  untuk pondasi bujur sangkar dan lingkaran (Frank, 1999).**

Suatu faktor reduksi  $i_{\delta,\beta}$  akan dipergunakan untuk persamaan  $k_p$  persamaan (3) bila dipergunakan untuk menghitung daya dukung untuk pondasi yang dibebani oleh beban yang miring atau untuk pondasi yang berdekatan dengan galian atau lereng :

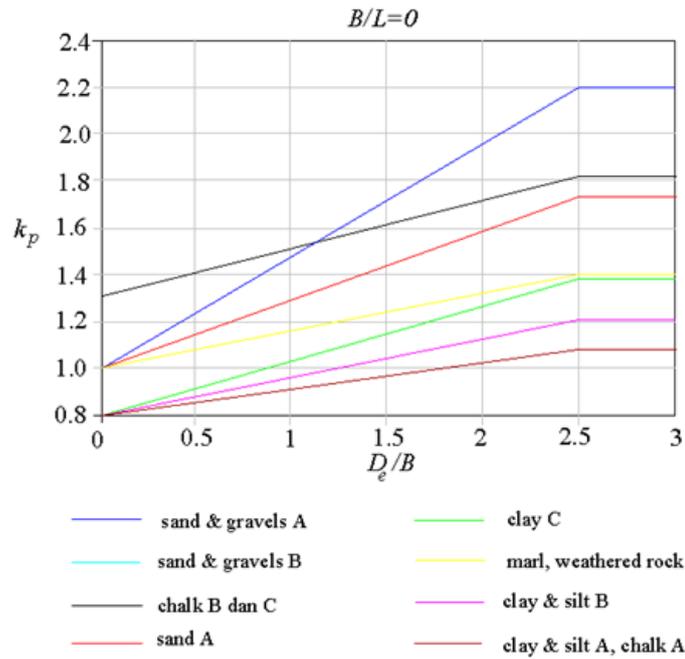
$$i_{\delta,\beta} = \left(1 - \frac{A}{90}\right)^2 (1 - \lambda) + \left(1 - \frac{A}{20}\right) \lambda \quad (6).$$

dimana A adalah kemiringan dari beban  $\delta$  kemiringan dari galian  $\beta$ . Nilai  $\lambda$  didefinisikan sebagai :

$$\begin{aligned} \lambda &= \lambda_D \lambda_M \\ \lambda_D &= (1 - D/B) \dots\dots\dots 0 < D/B < 1 \\ \lambda_D &= 0 \dots\dots\dots D/B > 1 \\ \lambda_M &= (1 - M) \dots\dots\dots 0 < M < 1 \\ \lambda_M &= 0 \dots\dots\dots M > 1 \end{aligned}$$

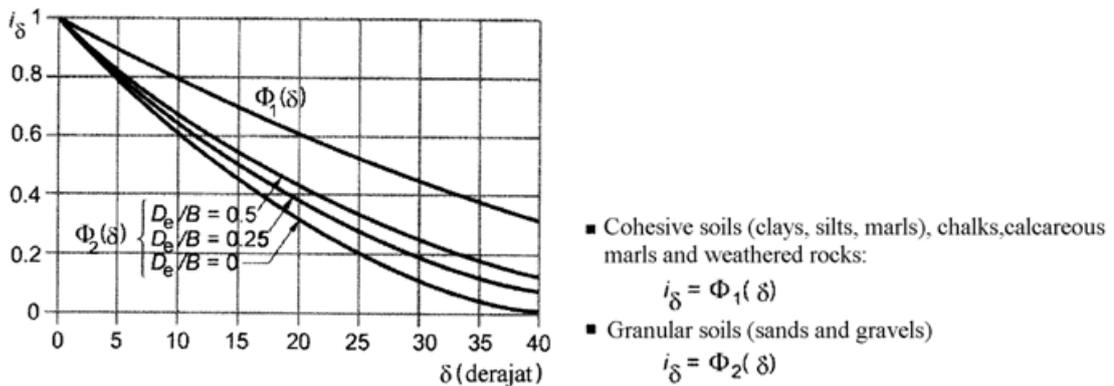
dimana D adalah kedalaman pondasi dan M dinyatakan sebagai :

$$M = \frac{(p_L - p_0)_{Z=D}}{(p_L - p_0)_{Z=D+B}} \quad (7).$$



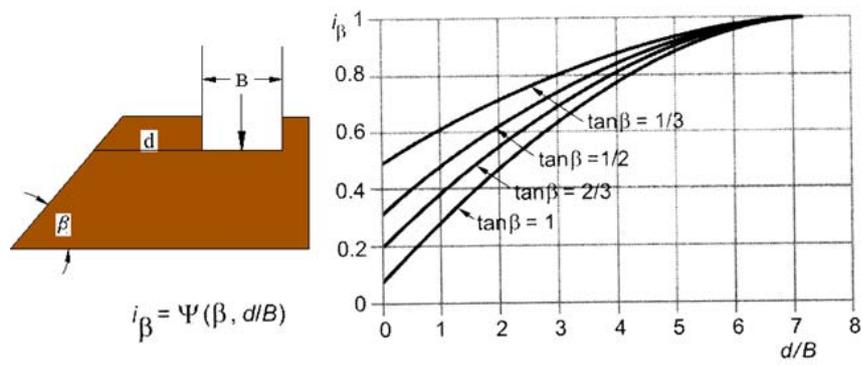
**Gambar 5. Faktor daya dukung  $k_p$  untuk pondasi jalur (Frank, 1999).**

Bila beban miring kearah lereng, faktor disesuaikan sehingga  $A = (\delta + \beta')$ . Koefisien koreksi ini diperlihatkan dalam Gambar 6. Faktor koreksi ini dinyatakan dalam Gambar 6 untuk empat kondisi yang berbeda: (a) beban miring pada permukaan yang horizontal, (b) beban vertikal dekat sebuah lereng, tanpa galian, (c) beban vertikal, dekat sebuah lereng dengan pondasi tertanam dan (d) tegangan longsor untuk beban miring, dekat sebuah lereng (Frank, 1999).

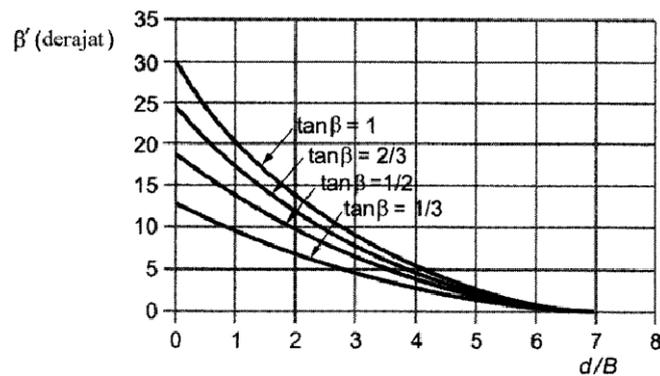
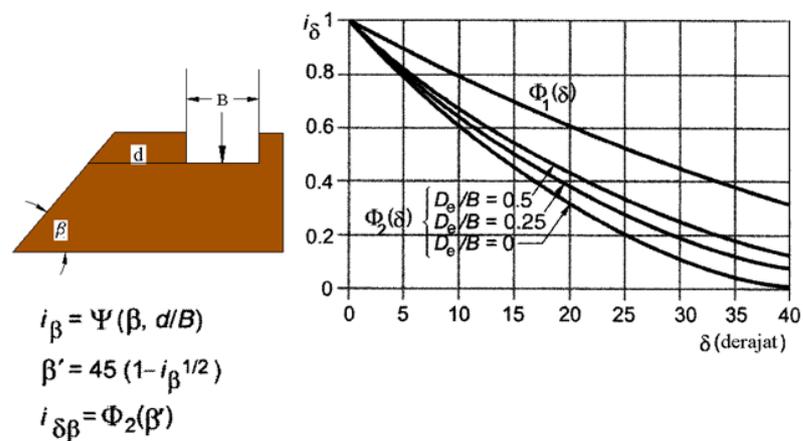


**(a) pembebanan miring untuk tanah yang horizontal.**

**Gambar 6. Pengurangan daya dukung  $k_p$  untuk pembebanan yang miring atau dekat dengan galian lereng untuk pembebanan tegak (Frank, 1999).**

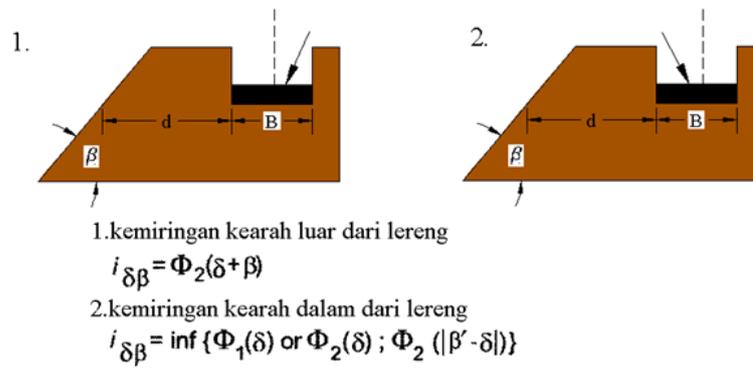


(b) beban vertikal dekat sebuah lereng.



(c) beban vertikal dekat sebuah lereng, pondasi tertanam pada suatu kedalaman.

**Gambar 6. Pengurangan daya dukung  $k_p$  untuk pembebanan yang miring atau dekat dengan galian lereng untuk pembebanan tegak (Frank, 1999) (lanjutan).**



(d) tegangan longsor untuk beban miring dekat sebuah lereng

**Gambar 6. Pengurangan daya dukung  $k_p$  untuk pembebanan yang miring atau dekat dengan galian lereng untuk pembebanan tegak (Frank, 1999) (lanjutan).**

## 2.2 Penurunan pondasi dangkal

Sebagaimana disarankan oleh Menard dan Rousseau (1962), penurunan dari suatu pondasi adalah fungsi dari kekakuan isotropis  $E_c$  dan selisih kekakuan  $E_d$ . Kedua besaran itu dapat diturunkan dari data pressuremeter dari mana penurunan untuk 10 tahun  $\rho$  dari suatu pondasi yang kaku dapat diturunkan, dengan kedalaman pondasi lebih besar dari lebar pondasi B:

$$\rho = \frac{2(q - \sigma_{v0})B_0}{9E_d} \left( \lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha\lambda_c(q - \sigma_{v0})B}{9E_c} \quad (8).$$

dimana  $B_0$  adalah lebar acuan yang diambil = 0.60 meter,  $\lambda_c$  dan  $\lambda_d$  adalah faktor bentuk yang terdapat dalam Tabel 4,  $\alpha$  adalah faktor rheologis yang dapat dilihat pada Tabel 5 dan  $q$  adalah tekanan dukung pondasi.

Suatu prosedur yang detil harus diikuti untuk menghitung penurunan dari persamaan (8). Tanah dibawah pondasi perlu dibagi menjadi 16 bagian dengan tebal per lapis  $B/2$ , sebagaimana diperlihatkan dalam gambar 7. Berhubung kekakuan isotropis yang maksimum berada langsung dibawah pondasi,  $E_c$  diambil sama dengan  $E_1$ , dihitung sebagai :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{E_{6,8}} + \frac{1}{2.5E_{9,16}} \quad (9).$$

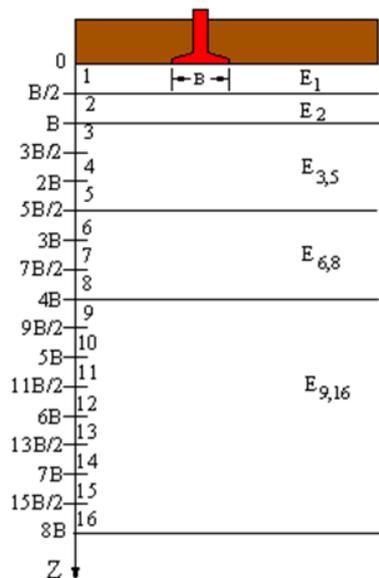
dengan suatu harmonik rata-rata setiap lapisan ( $E_{3,5}, E_{6,8}, E_{9,16}$ ) dalam persamaan (9).

**Tabel 4. Koefisien bentuk untuk pondasi dangkal (Frank, 1999).**

L/2B	Lingkaran	Bujur Sangkar	2	3	5	20
$\lambda_c$	1	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65
$\lambda_d$	1	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50

**Tabel 5. Koefisien  $\alpha$  untuk pondasi dangkal (Frank, 1999).**

Jenis Tanah	Keterangan	$E_m/p_L$	$\alpha$
Gambut	Konsolidasi normal		1
Lempung	Konsolidasi berlebih	>16	1
	Konsolidasi normal	9 – 16	2/3
	Terganggu	7 – 9	1/2
Lanau	Konsolidasi berlebih	>14	2/3
	Konsolidasi normal	8 - 14	1/2
Lanau	Terganggu	5 - 8	1/2
Pasir	Konsolidasi berlebih	>12	1/2
	Konsolidasi normal	7 – 12	1/3
	Terganggu	5 – 7	1/3
Pasir & kerikil	Konsolidasi berlebih	>10	1/3
	Konsolidasi normal	6 – 10	1/4
Batuan	Sedikit hancur		2/3
	Tidak berubah		1/2
	Sangat hancur		1/3
	Sangat lapuk		1/3



**Gambar 7. Diskritisasi tanah kedalam lapisan untuk analisa penurunan (Frank 1999).**

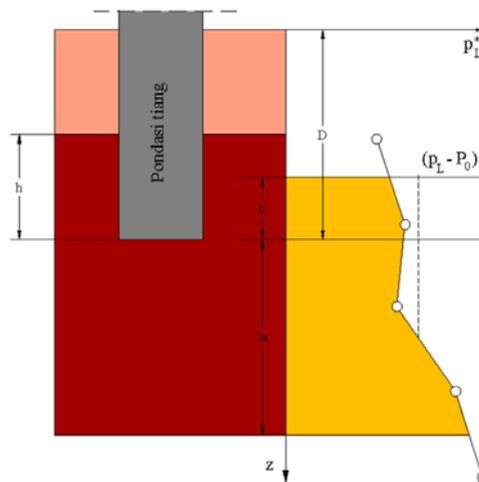
### 2.3. Daya dukung pondasi tiang akibat beban vertikal

Metode untuk mendapatkan daya dukung tiang pada garis besarnya sama dengan untuk pondasi dangkal dan diusulkan oleh Menard (1963). Daya dukung ujung tiang  $Q_b$  dinyatakan oleh rumus :

$$\frac{Q_b}{A_b} = k_p (p_L - P_0)_e + \sigma_v \quad (10).$$

dimana  $A$  adalah luas dasar dari tiang,  $P_0$  tegangan total horizontal at rest dan  $k_p$  faktor daya dukung . Prosedur untuk menentukan tegangan batas net digambarkan dalam Gambar 8, dimana  $(p_L - P_0)_e$  dihitung dari :

$$(p_L - P_0)_e = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} (p_L - P_0)(z) dz \quad (11).$$



**Gambar 8. Perkiraan tekanan batas ekivalen net untuk perhitungan daya dukung tiang (Frank, 1999).**

Nilai  $a$  dan  $b$  dianggap :

- $a = B/2$  bila  $B > 1$  m
- $a = 0.5$  m bila  $B < 1$  m
- $b = \text{minimum dari } a \text{ dan } b$

dimana  $h$  adalah masuknya tiang kedalam lapisan pendukung.  $B$  adalah diameter ekivalen dari tiang dianggap  $B = (4 A / P)$ ,  $A$  dan  $P$  adalah luas dan keliling dari potongan tiang.

Nilai faktor daya dukung dapat dilihat pada Tabel 6 untuk tiang pancang atau tiang bor dengan anggapan kedalaman pembenaman  $D_e > 5B$ . Kedalaman pembenaman ekivalen sama dengan seperti dalam persamaan (4).

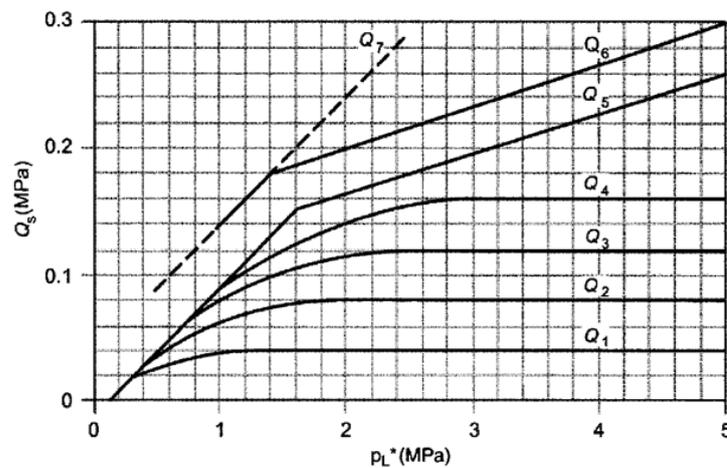
Nilai  $k_p$  berkurang menjadi  $k_e$  bila  $D_e < 5B$  :

$$k_e = 0.8 + \left( \frac{k - 0.8}{25} \right) \frac{D_e}{B} \left( \frac{10 - D_e}{B} \right) \quad (12).$$

Kapasitas lekatan pada tiang  $Q_s$ , dapat ditentukan dari :

$$Q_s = P \int_0^h q_s dz \quad (13).$$

dimana  $q_s$  adalah unit gesekan yang diperoleh dari Tabel 7 bersamaan dengan Gambar 9. Dalam pendekatan ini, gesekan pada tiang tidak tergantung hanya pada tekanan batas pressuremeter, tapi tergantung dari jenis tanah, jenis tiang dan kondisi pelaksanaan tiang.



**Gambar 9. Unit lekatan selimut untuk tiang yang dibebani aksial (Bustamante dan Frank, 1999).**

**Tabel 6. Faktor daya dukung  $k_p$  untuk tiang yang dibebani aksial (Bustamante & Frank (1999))**

Soil type		Range of measurements		Non-displacement piles $k_p$	Displacement piles $k_p$
		$p_{LM}$ (MN/m <sup>2</sup> )	$q_c$ (MN/m <sup>2</sup> )		
Clay	A soft	< 0.7	< 3	1.1	1.4
	B stiff	1.2-2	3-6	1.2	1.5
Silt	C hard (clay)	> 2.5	> 6	1.3	1.6
	A loose	< 0.5	< 5	1	4.2
Sand	B medium	1-2	8-15	1.1	3.7
	C dense	> 2.5	> 20	1.2	3.2
Gravel	A soft	< 0.7	< 5	1.1	1.6
	B weathered	1-2.5	> 5	1.4	2.2
	C dense	> 3	-	1.8	2.6
Marl	A soft	1.5-4	-	1.8	2.6
	B dense	> 4.5	-	1.8	2.6
Calcareous marl	A weathered*	2.5-4	-	1.1-1.8	1.8-3.2
	B fragmented	4.5	-	-	-

Note  
\* Use the values of the most similar soil.

Tabel 7. Pemilihan unit gesekan selimut batas kurva  $Q_s$  (Bustamante dan Frank, 1999)

Soils	Clay and silt			Sand and gravel			Chalk			Marl		Rock
	A	B	C	A	B	C	A	B	A	B		
Bored without casing	Q1	Q1	Q2				Q1	Q3	Q3	Q4	Q6	
		Q2 <sup>a</sup>	Q3 <sup>a</sup>							Q5 <sup>a</sup>		
Bored under slurry	Q1	Q1		Q1	Q2	Q3	Q1	Q3	Q3	Q4	Q6	
		Q2 <sup>a</sup>		Q1 <sup>b</sup>	Q2 <sup>b</sup>	Q3 <sup>b</sup>	Q2 <sup>b</sup>	Q3 <sup>b</sup>	Q3 <sup>b</sup>	Q5 <sup>a</sup>		
Bored with temporary casing		Q1		Q2	Q3	Q4	Q1	Q2	Q3	Q4		
		Q2 <sup>c</sup>		Q1 <sup>b</sup>	Q2 <sup>b</sup>	Q3 <sup>b</sup>	Q2 <sup>b</sup>	Q3 <sup>b</sup>	Q4 <sup>c</sup>			
Bored with permanent casing		Q1		Q1	Q2	Q3	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6	
Piers <sup>e</sup>		Q2		Q2	Q3	Q4	Q1	Q2	Q3	Q4	Q6	
Closed-ended steel tube	Q1	Q1		Q2	Q3	Q4	Q1	Q2	Q3	Q4	Q4	
Driven precast concrete	Q1	Q1		Q2	Q3	Q4	Q1	Q2	Q3	Q4	Q4	
Driven cast-in place	Q1	Q1		Q2	Q3	Q4	Q1	Q2	Q3	Q4	Q4	
Concrete driven steel <sup>h</sup>	Q1	Q1		Q2	Q3	Q4	Q1	Q2	Q3	Q4	Q4	
Bored and low pressure grouted		Q1		Q2	Q3	Q4	Q2	Q3	Q4	Q5	Q7 <sup>e</sup>	
Bored and high pressure grouted <sup>f</sup>		Q4		Q5	Q6	Q7	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6	

Notes

- a Prebored and grooved borehole wall.
- b From long piles (longer than 30 m).
- c Dry boring, no rotation casing.
- d In chalk, below the water table, where  $Q_c$  can be significantly affected, a site-specific preliminary study is needed and full-scale test is recommended.
- e Bored in dry soils or rocks above the water table without support.
- f Low rate injection and repeated grouting at selected depths.
- g Preliminary grouting of fissured or fractured surrounding ground and possible voids filling.
- h A preformed steel pile or tubular H-section, with an enlarged shoe, is driven with simultaneous pumping of concrete (or mortar) into the annular space.

#### 2.4. Penurunan tiang tunggal

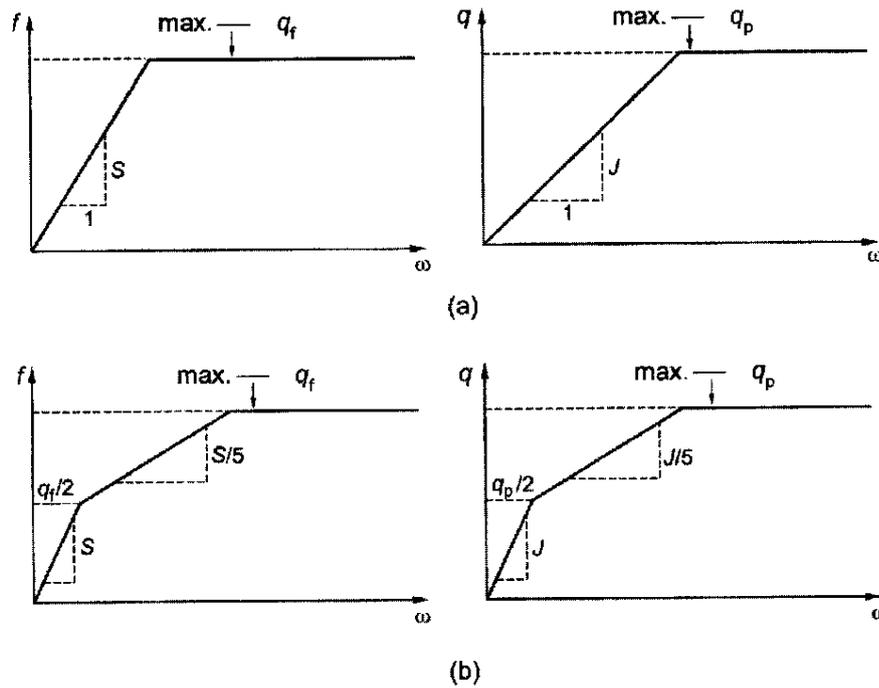
Penurunan tiang tunggal pada setengah beban batas diambil sebagai persentasi dari diameter tiang, ditambah jumlah perpendekan elastis dari bagian tiang yang bebas (bila ada). Persentasinya adalah sebagai berikut (Frank, 1999) :

$$w = 0.6 \% B \text{ untuk tiang bor}$$

$$w = 0.9 \% B \text{ untuk tiang pancang}$$

dimana  $w$  adalah penurunan tiang dan  $B$  adalah diameter tiang.

Kurva beban – penurunan yang lengkap dapat diturunkan dari data uji pressuremeter bila kurva unit tahanan ujung – peralihan ( $f - w$ ) dan kurva unit gesekan selimut – peralihan ( $q - w$ ) diperoleh. Tiga buah prosedur dapat dipergunakan untuk menurunkan kurva ( $f - w$ ) dan ( $q - w$ ) sebagaimana dilukiskan dalam Gambar 10 (Gambin, 1963; Baguelin, 1982; Frank & Zhao, 1982; Frank, 1999).



(a) Gambin (1963); (b) Frank dan Zhao (1982).

**Gambar 10. Model elastis-plastis untuk menentukan penurunan pondasi tiang yang dibebani aksial menggunakan metode transfer beban:**

Perbedaan yang signifikan antara kedua pendekatan ini berkenaan dengan rekomendasi untuk kemiringan dari bagian yang elastis dari kurva. Metode yang disarankan oleh Gambin (1963) menganggap model elastis-plastis sederhana, sedangkan metode yang disarankan oleh Frank dan Zhou (1982) menganggap dua garis linier (bilinear) model elastis-plastis untuk mendekati data hasil eksperimen dengan skala penuh dari pondasi tiang bor.

Mengambil contoh dari metode Frank dan Zhou, untuk tanah butir halus, kemiringan  $J$ , digunakan untuk menentukan penurunan dasar dan kemiringan  $S$  untuk menentukan penurunan selimut sebagai berikut :

$$J = \frac{q}{w_b} = 11.0 \frac{E_m}{B} \text{ dan } S = \frac{f}{w_s} = 2.0 \frac{E_m}{B} \quad (14).$$

Untuk tanah berbutir, nilai  $J$  dan  $S$  dinyatakan sebagai :

$$J = \frac{q}{w_b} = \frac{4E_m}{\pi(1-\nu^2)B} \text{ dan } S = \frac{f}{w_s} = \frac{E_m}{(1+\nu)\left(1+\ln\frac{L}{B}\right)B} \quad (15).$$

Sebagai alternatif, Baguelin et al. (1978) menyarankan persamaan berikut ini untuk pondasi tiang pancang :

$$J = \frac{q}{w_b} = 4.8 \frac{E_m}{B} \text{ dan } S = \frac{f}{w_s} = 0.8 \frac{E_m}{B} \quad (16).$$

Fase awal dari kurva transfer beban dapat diturunkan dari persamaan (14) – persamaan (16). Diskritisasi sebuah tiang kedalam elemen terpisah memungkinkan integrasi numerik dari gaya dan perpindahan sepanjang selimut tiang. Perhitungan ini biasanya menggunakan program komputer, dimana setiap elemen berkaitan dengan kurva (q-w) dan (f-w) nya masing-masing.

## 2.5. Tiang yang dibebani secara horizontal

Alat pressuremeter adalah model yang sempurna untuk sebuah prototip pondasi tiang yang dibebani secara horizontal, dalam segi bentuk dan arah pembebanannya. Kesamaan ini sudah dikenali oleh Menard et al. (1975) dan Gambin (1979), yang menghasilkan prosedur yang direncanakan untuk pembuatan ‘kurva p-y ‘ dari data pressuremeter (Matlock, 1970; Reese, 1977).

Kurva p-y menghubungkan reaksi tanah dengan defleksi tiang yang menyatakan perilaku non linier dari tanah sepanjang tiang. Kurva p-y dari hasil uji pressuremeter Menard dinyatakan oleh kurva-kurva pada Gambar 11, dimana beban lateral  $P$  digambarkan terhadap pergeseran horizontal  $y$  (Frank, 1999).

Modulus reaksi  $E_s$  ,didefinisikan dalam gambar 11 oleh persamaan :

$$E_s = \frac{P}{y} \quad (17).$$

$E_s$  diketahui tidak linier. Dalam tiang dimana beban horizontal dominan terhadap keadaan lainnya, respon non linier ini dinyatakan dalam model elastis-plastis bilinear dengan kemiringan bagian linier yang pertama dari kurva adalah  $E_s$  dan kemiringan yang kedua adalah separuh dari yang pertama ( $= E_s / 2$ ).

Sebuah rekomendasi telah dibuat bahwa tahanan batas dipermukaan dikurangi menjadi  $\frac{1}{2} p_L$ . Pengaruh pengurangan ini digambarkan dalam Gambar 12 dan

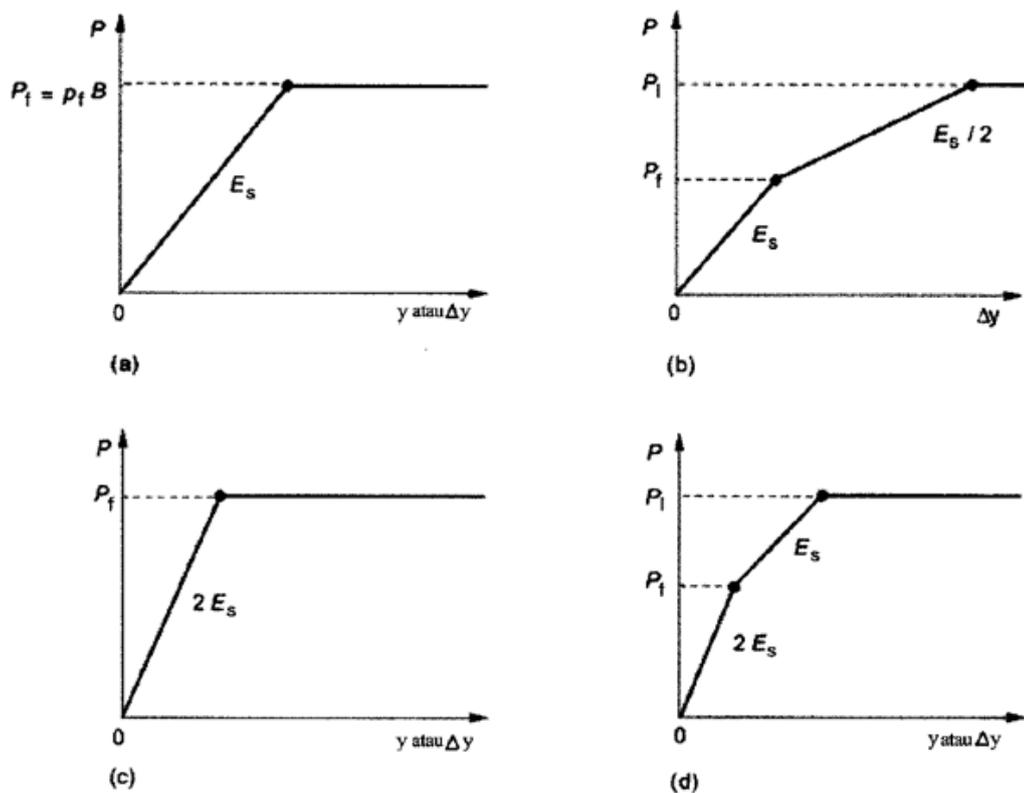
dipergunakan untuk tanah diatas kedalaman kritis, yang diambil = 2B untuk lempung dan = 4B untuk pasir.

Modulus reaksi dari Menard (1975) dihitung dengan persamaan :

$$E_s = E_m \frac{18}{4(2.65 \frac{B}{B_0})^\alpha \frac{B}{B_0} + 3\alpha} \quad \text{untuk } B > 0.60 \text{ m} \quad (18).$$

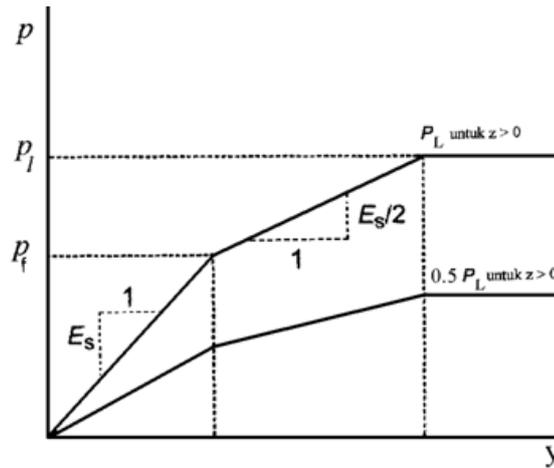
$$E_s = E_m \frac{18}{4(2.65)^\alpha + 3\alpha} \quad \text{untuk } B \leq 0.60 \text{ m}$$

dimana B adalah diameter tiang , B<sub>0</sub> adalah diameter acuan (= 0.60 m) dan a adalah koefisien yang ada dalam Tabel 5. Kurva *p – y* yang mewakili tiap lapisan tanah dapat diturunkan dari persamaan diatas, dari mana distribusi defleksi tiang, momen lentur dan gaya geser dapat ditentukan secara numerik.



- (a) beban tetap pada kepala tiang;
- (b) dorongan lateral sepanjang selimut tiang;
- (c) beban jangka pendek pada kepala tiang;
- (d) beban jangka pendek tidak tetap pada kepala tiang

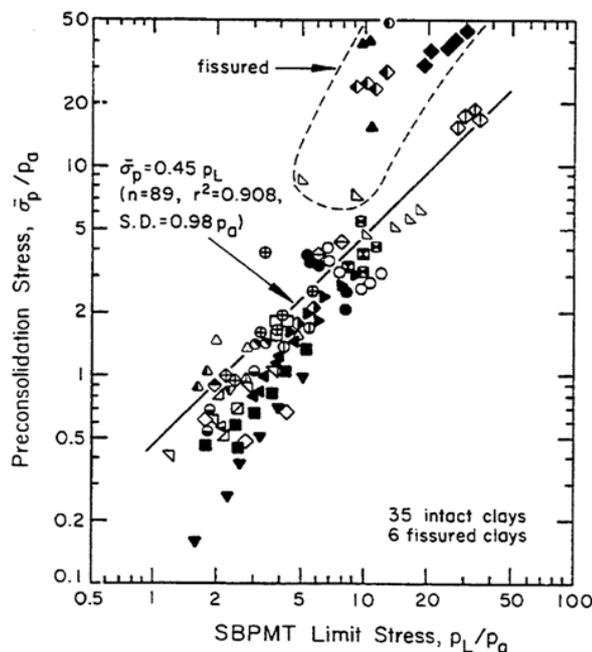
**Gambar 11. Kurva reaksi untuk pondasi tiang tunggal yang dibebani dengan beban horizontal (Frank, 1999).**



Gambar 12. Kurva reaksi didalam dan dibawah kedalaman kritis (Baguelin et al., 1978).

### 3. PARAMETER TANAH YANG DIPEROLEH DARI UJI PRESSUREMETER YANG TIDAK DIPERGUNAKAN SECARA LANGSUNG

Dibagian atas telah dibahas mengenai penggunaan hasil uji pressuremeter secara langsung dengan menggunakan *Menard's rule*. Dalam praktek, parameter tanah yang dihasilkan dari hasil uji pressuremeter dapat digunakan juga didalam analisa persoalan geoteknik dengan cara tidak langsung (tidak menggunakan *Menard's rule*).

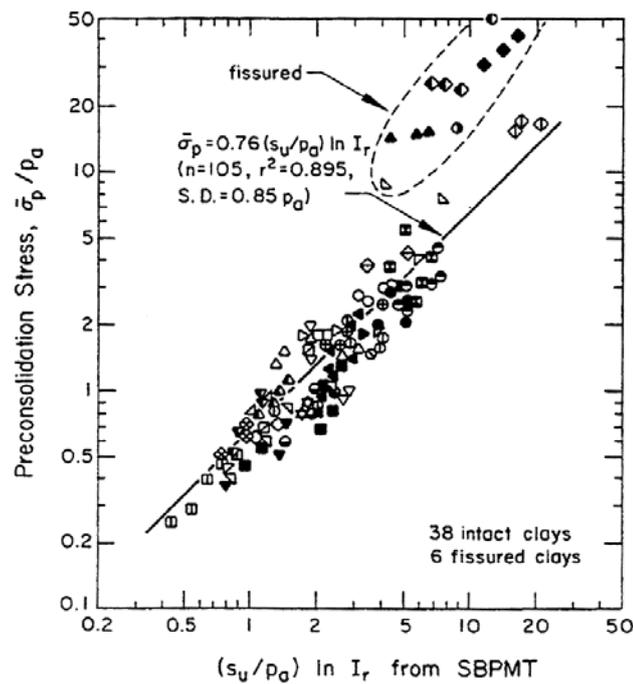


Gambar 13. Korelasi  $\bar{\sigma}_p$  dengan limit pressure  $p_L$  SBPMT (Mayne & Kulhawy, 1988).

### 3.1 Preconsolidation Stress $\bar{\sigma}_p$

Pada umumnya preconsolidation stress ditentukan dari hasil percobaan konsolidasi dilaboratorium, akan tetapi kalau contoh tanah yang dipergunakan sudah bukan undisturbed sample lagi, maka hasil yang diperoleh tentunya akan berbeda. Karenanya untuk mendapatkan hasil yang sesuai dengan keadaan yang sesungguhnya hasil uji pressuremeter dapat diharapkan memberikan hasil yang lebih mendekati hasil yang sebenarnya. Dalam perkembangan awal pressuremeter Menard diperoleh bahwa dari hasil uji pressuremeter bahwa creep pressure kurang lebih adalah sama dengan  $\bar{\sigma}_p$  untuk tanah lempung danau daerah Chicago. Dalam penelitian selanjutnya ternyata bahwa limit presure ( $p_L$ ) dari self boring pressuremeter test (SBPMT) dapat dikorelasikan dengan  $\bar{\sigma}_p$  sebagaimana diperlihatkan dalam Gambar 13 dengan persamaan :

$$\bar{\sigma}_p = 0.45 p_L \quad (19).$$



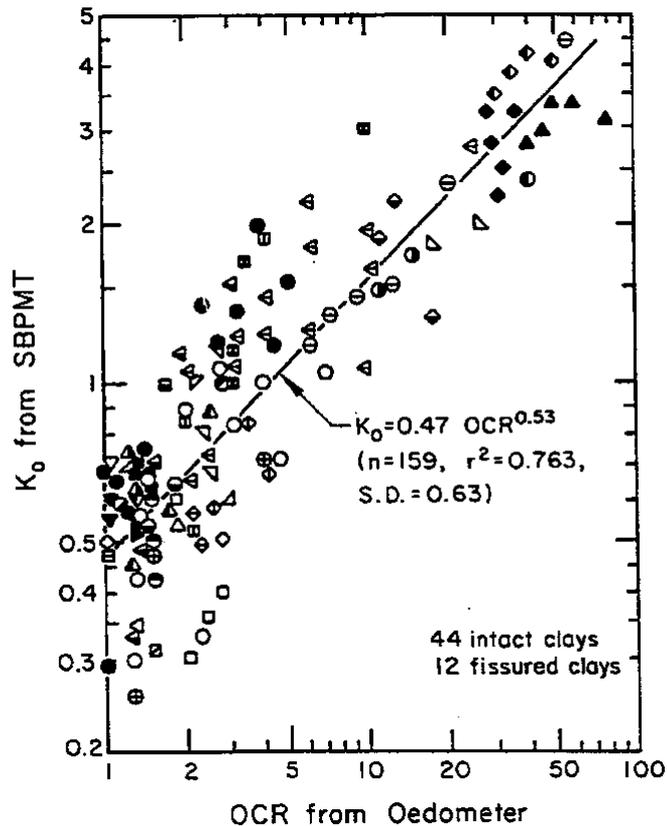
Gambar 14. Korelasi  $\bar{\sigma}_p$  dengan  $s_u$  dan  $I_r$  dari SBPMT (Mayne & Bachus,1989).

Dalam penelitian yang lain oleh Mayne & Bachus (1989) diperoleh korelasi yang lain antara  $\bar{\sigma}_p$  dan undrained shear strength,  $s_u$  serta rigidity index,  $I_r$ , seperti diperlihatkan dalam Gambar 14 dengan persamaan :

$$\bar{\sigma}_p = 0.76 (s_u / p_a) \ln I_r \quad (20).$$

### 3.2 Tegangan horizontal efektif dalam tanah kohesif

Uji self boring pressuremeter (SBPMT) telah memperlihatkan sebagai salah satu alat uji insitu yang dapat memberikan hasil pengukuran dari tegangan horizontal efektif dilapangan secara langsung, sehingga tidak memerlukan korelasi lagi. Gambar 15 memperlihatkan hubungan antara  $K_0$  (SBPMT) dan OCR dari uji oedometer. Dapat dilihat bahwa tren dari grafik pada gambar 15 konsisten dengan grafik pada gambar 16.



**Gambar 15. Korelasi antara  $K_0$  (SBPMT) dan OCR (Oedometer) (Mayne & Kulhawy,1988).**

Hubungan antara  $K_0$  (SBPMT) dan OCR dari uji oedometer dinyatakan oleh persamaan :

$$K_0 = 0.47OCR^{0.53} \quad (21).$$

Sedangkan hubungan antara  $K_0$  dan OCR secara umum dinyatakan oleh persamaan :

$$K_0 = (1 - \sin \bar{\phi}_{tc})OCR^{\sin \bar{\phi}_{tc}} \quad (22).$$

dimana  $\bar{\phi}_{tc}$  adalah sudut  $\phi$  yang diperoleh dari percobaan traksial *compression*.

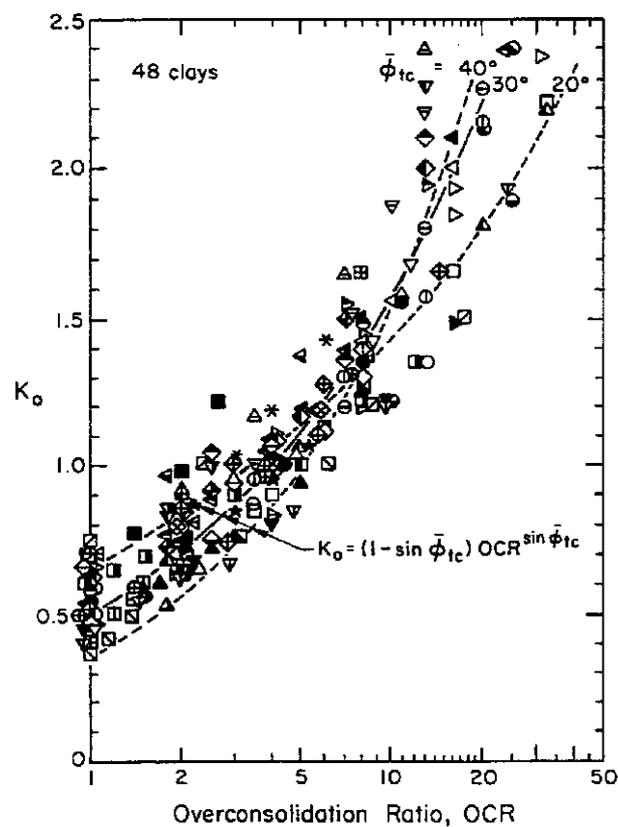
Mayne & Kulhawy (1988) memberikan korelasi antara  $K_0$  dari SBPMT dan  $K_D$  dari uji dilatometer (DMT) yang dinyatakan dalam persamaan :

$$K_0 = 0.27K_D \quad (23).$$

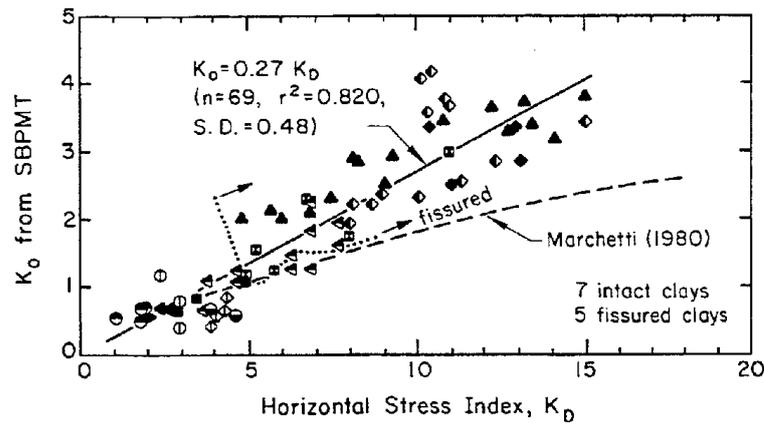
dimana  $K_D$  adalah horizontal stress index dari uji DMT.

Kulhawy et al (1989) memberikan korelasi antara  $K_0$  (SBPMT) dengan tahanan ujung konus yang dinormalisasi  $(q_T - \sigma_{v0}) / \overline{\sigma_{v0}}$  yang dinyatakan dengan persamaan :

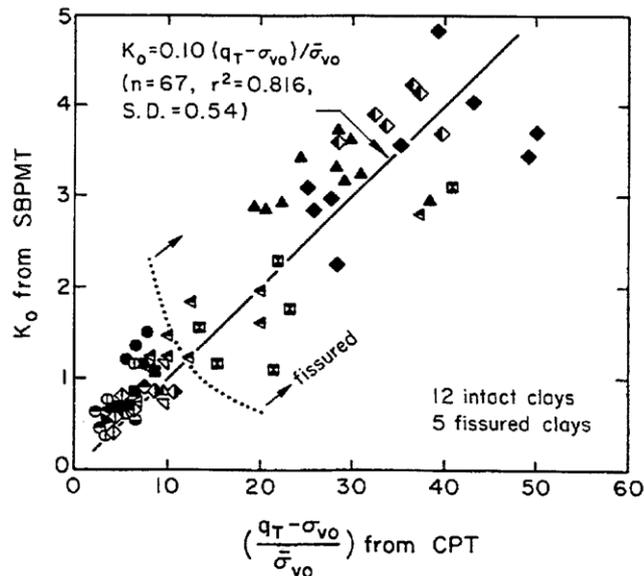
$$K_0 = 0.10(q_T - \sigma_{v0}) / \overline{\sigma_{v0}} \quad (24).$$



**Gambar 16. Korelasi antara  $K_0$  dan Overconsolidation Ratio (OCR) (Mayne & Kulhawy, 1982).**



Gambar 17. Korelasi antara  $K_0$  (SBPMT) dan  $K_D$  (DMT) (Mayne & Kulhawy, 1988).



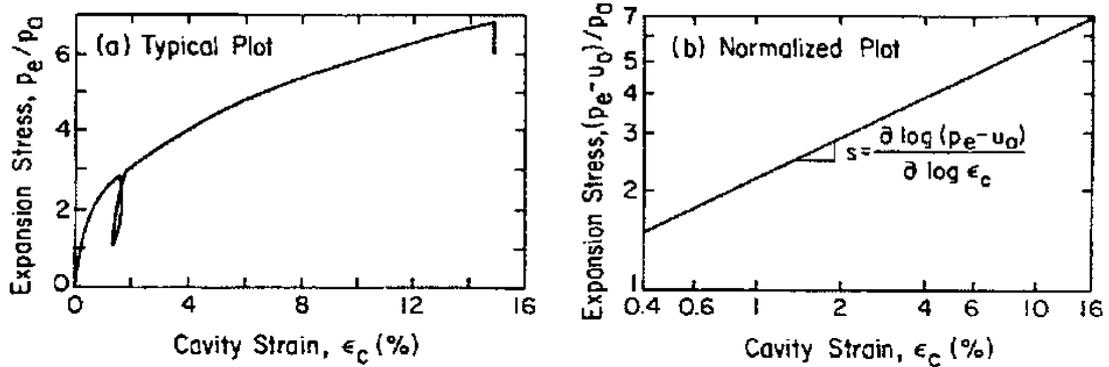
Gambar 18. Korelasi antara  $K_0$  (SBPMT) dengan  $q_T$  (CPTU) (Kulhawy et al, 1989).

### 3.3 KUAT GESER

Hasil kuat geser dari hasil uji pressuremeter dapat dikorelasikan dengan sudut geser dalam efektif dengan menggunakan prosedur dari Hughes et al (1977) seperti dibawah ini. Dalam uji pressuremeter, data dasar diperoleh dari tegangan ekspansi ( $p_e$ ) dan perubahan volume ( $DV$ ) dalam pressuremeter yang volumenya =  $V$ . Data yang dihasilkan dapat digambarkan seperti pada Gambar 19 a dengan menggunakan regangan

rongga ( $\epsilon_c$ ) yang didefinisikan sebagai perubahan dalam radius membran dibagi dengan radius awal dan dinyatakan dengan persamaan :

$$\epsilon_c = (1 - \epsilon_v)^{-0.5} - 1 \quad (25).$$



**Gambar 19. Representasi data hasil uji pressurometer (Mair dan Wood, 1987).**

Dimana  $\epsilon_v = \Delta V / V =$  regangan volume. Data ini kemudian diplotkan kembali seperti pada Gambar 19 b dengan mengurangi tegangan pori awal pada permukaan pressuremeter.

Hasil penggambaran dalam skala log-log pada dasarnya adalah linier dengan kemiringan  $s$ . Dengan mempertimbangkan teori pengembangan rongga silinder, maka persamaan garis  $s$  sebagai berikut :

$$s = \sin \overline{\phi_{cv}} (1 + \sin \psi) / \sin \overline{\phi_{cv}} \quad (26).$$

Dimana  $\overline{\phi_{cv}}$  = sudut geser pada kadar pori kritis dan  $\psi =$  sudut dilasi  $(\overline{\phi_{tc}} - \overline{\phi_{cv}})$ .

Persamaan (26) dapat disusun kembali menjadi :

$$\sin \psi = s (1 + \sin \overline{\phi_{cv}}) / \sin \overline{\phi_{cv}} \quad (27).$$

Karenanya, dengan menggambar kembali data pressuremeter akan menghasilkan  $s$  dan memperkirakan  $\overline{\phi_{cv}}$  sebagaimana dijelaskan sebelumnya, sudut geser  $\overline{\phi_{tc}}$  dapat diperoleh. Dari Gambar 20,  $\overline{\phi_{tc}}$  dapat diperoleh dengan menggunakan pendekatan dari Bolton (1986) sebagai berikut :

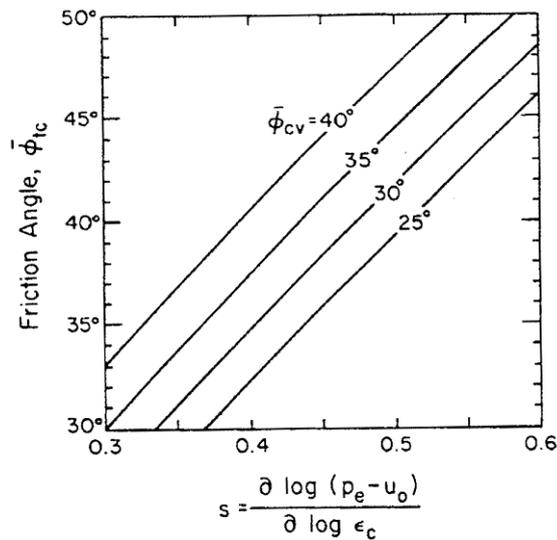
$$\overline{\phi_{tc}} = \overline{\phi_{cv}} + 0.8\phi \quad (28).$$

Secara empiris undrained shear strength dapat dihitung berdasarkan model elasto plastis untuk perilaku tanah dengan menggunakan persamaan untuk tegangan horizontal dilapangan,  $p_{0h}$  sebagai berikut :

$$p_{0h} = p_L - N_p S_u \quad (29).$$

dimana :

- $p_L$  = tekanan batas dari Menard
- $S_u$  = undrained shear strength
- $N_p$  = faktor empiris =  $N_p = 1 + \ln \frac{E_u}{3S_u}$
- $E_u$  = undrained Young modulus



**Gambar 20. Evaluasi sudut geser dari uji pressuremeter ( Mair dan Wood, 1987).**

Kuat geser tak terdrainasi puncak (peak undrained shear strength) dari tanah lempung dapat ditentukan juga dari kurva pressuremeter seperti diperlihatkan pada Gambar 21 dengan menggunakan metode dari Palmer (1972). Dalam gambar tadi diperlihatkan proses untuk menentukan *shear stress*.

Bergado & Khaleque (1986) memberikan korelasi untuk tegangan geser tak terdrainasi yang diperoleh dari LLT pressuremeter dibandingkan dengan yang diperoleh dari uji coba geser baling-baling dan dari uji konus Belanda khusus untuk tanah lempung Bangkok yang lunak dan teguh sebagai berikut :

- Lempung Bangkok lunak kedalaman 2 sampai 9 meter :

$$S_{uv} = S_{up} / 1.20$$

$$S_{uv} = P_y / 3.15 = P_L / 5.90$$

$$S_{up} = q_c / 16.4 = f_s / 0.61$$

- Lempung Bangkok teguh kedalaman 9 sampai 15 meter:

$$S_{up} = q_c / 19.4 = f_s / 0.53$$

dimana :

$S_{uv}$  : *undrained shear strength* dari uji geser baling-baling

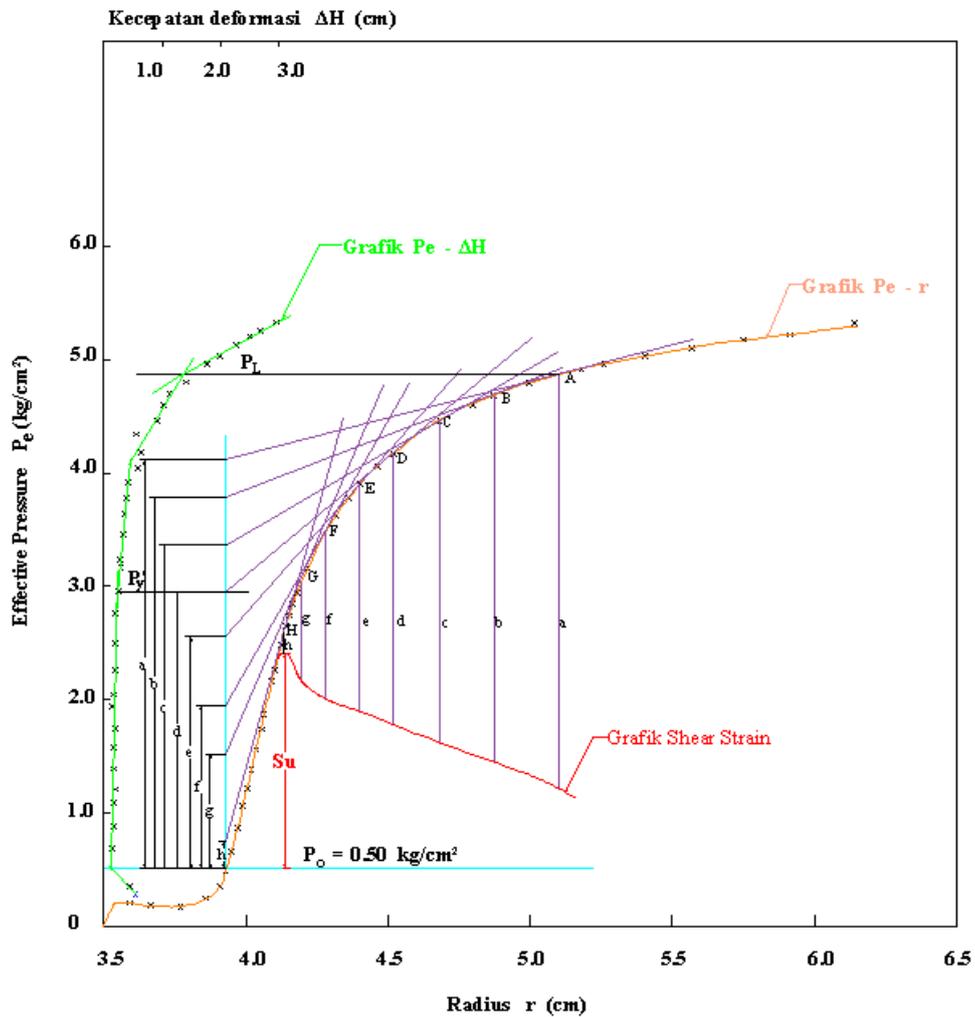
$S_{up}$  : *undrained shear strength* dari uji pressuremeter

$P_y$  : tegangan rangkak

$P_L$  : tegangan batas

$q_c$  : tahanan konus

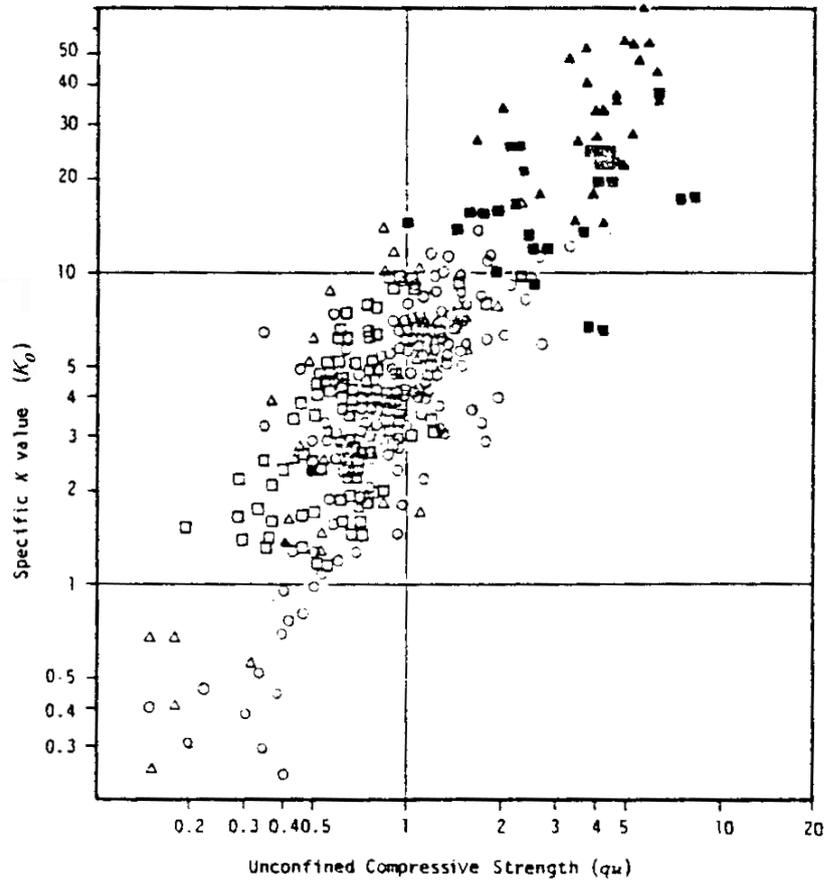
$f_s$  : gesekan lokal



**Gambar 21. Penentuan undrained shear strength dari LLT secara grafis (Palmer 1972).**

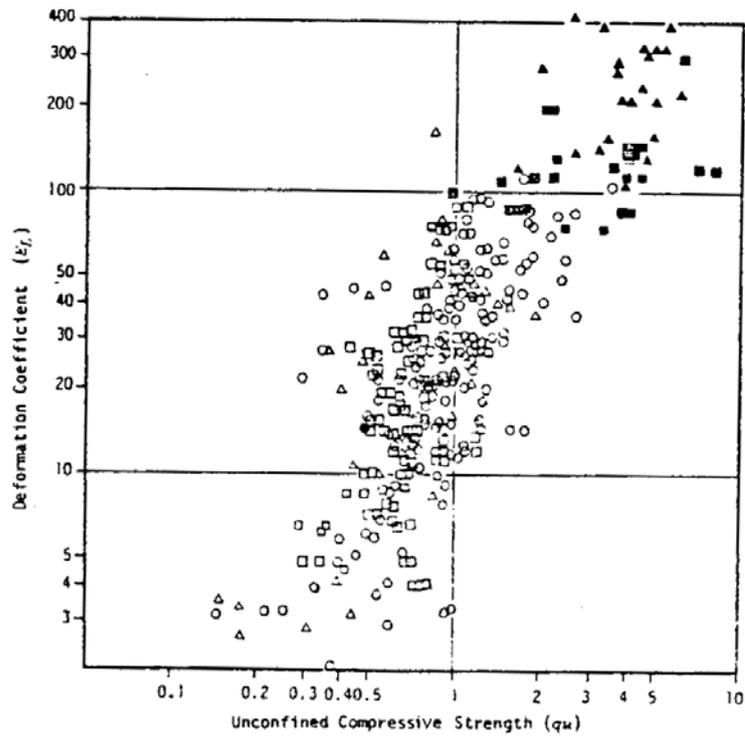
Imai dan Konno (1976) memberikan hubungan antara *Specific K value* ( $k_o$ ) dengan *unconfined compressive strength* (gambar 22a); *Deformation Coefficient* ( $E_L$ )

dengan *unconfined compressive strength* (gambar 22b); serta *Yield Pressure* ( $P_{YL}$ ) dengan *unconfined compressive strength* (gambar 22c).

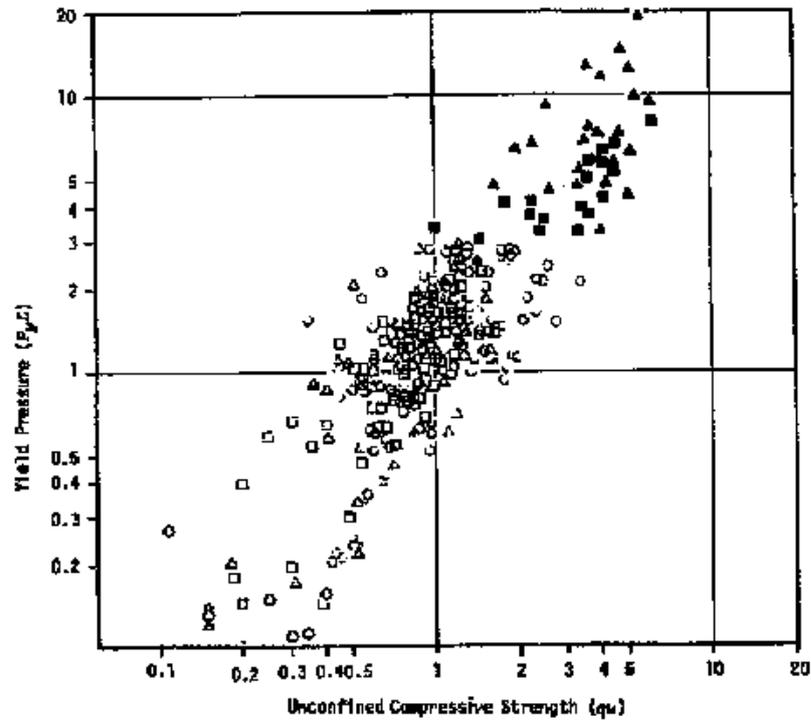


(a). Hubungan antara *Specific K value* ( $k_0$ ) dengan *unconfined compressive strength*.

Gambar 22. Tinjauan Pustaka (Imai, 1977).



(b). Hubungan antara *Deformation Coefficient* ( $\epsilon_L$ ) dengan *unconfined compressive strength*.



(c). Hubungan antara *Yield Pressure* ( $P_{YL}$ ) dengan *unconfined compressive strength*.

Gambar 22. Tinjauan Pustaka (Imai, 1977) (lanjutan).

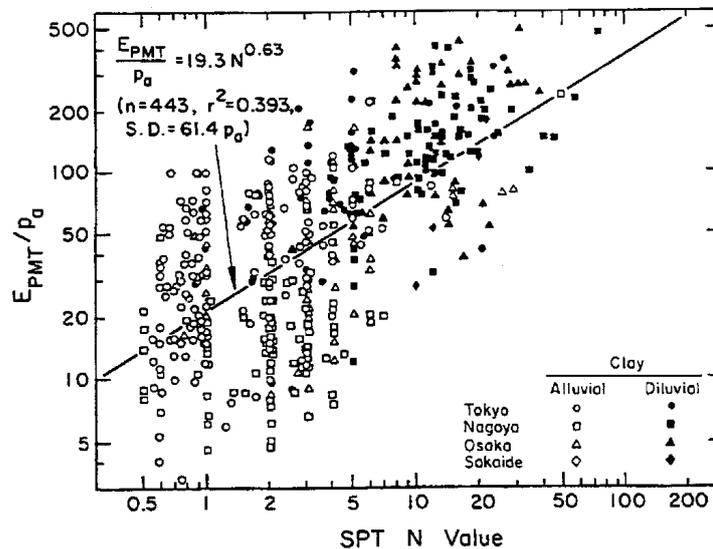
#### 4. MODULUS PRESSUREMETER

Modulus *pressuremeter* dari Menard adalah parameter yang diambil secara langsung dari hasil uji presuremeter dan juga merupakan satu-satunya uji tanah in situ yang menghasilkan modulus tanah. Modulus Menard atau modulus pressuremeter adalah modulus elastis awal dari kemiringan garis AB pada Gambar 1 yang dikenal dari creep curve sebagai batas yang memberikan respon elastis. Kemiringan AB adalah fungsi dari modulus geser dan menghasilkan modulus Menard,  $E_m$  sebagai berikut :

$$E_m = 2.66 [V_o + 0.5(V_B - V_A)] \left( \frac{P_A - P_B}{V_A - V_B} \right) \quad (30).$$

dimana  $V_o$  adalah volume probe,  $V_A$  adalah volume pada tekanan  $p_A$  dan  $V_B$  adalah volume pada tekanan  $p_B$ . Faktor 2.66 berdasarkan anggapan bahwa rasio Poisson adalah 0.33. Standar ASTM juga memberikan rumus yang sama tetapi mengijinkan penggunaan nilai rasio Poisson selain dari 0.33.

Uji pressuremeter memberikan suatu pengukuran untuk modulus horizontal dalam tanah. Dalam lempung, dianggap bahwa  $E_{PMT} = E_u$ . Untuk penggunaan secara praktis telah dicoba mengkorelasikan  $E_{PMT}$  dengan nilai  $N$  dari SPT, sebagaimana diperlihatkan dalam Gambar 23 dibawah ini.



Gambar 23. Modulus PMT dari lempung versus Nilai N SPT (Ohya et al, 1982).

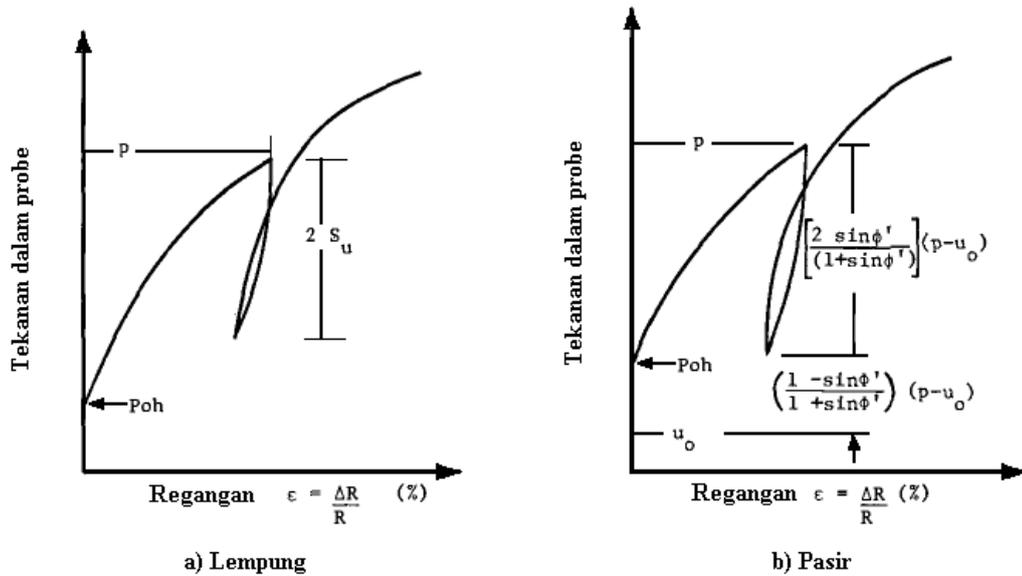
Untuk tanah berbutir kasar dianggap  $E_{PMT}$  kurang lebih sama modulus Young  $E$ . Korelasi antara nilai  $N$  SPT dan  $E_{PMT}$  dapat dilihat pada Gambar 24.



Dari Gambar 25, modulus geser  $G$  dapat dihitung dari rumus :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (31).$$

Dibawah ini diberikan hasil pengujian pressuremeter dengan unloading – reloading cycle untuk tanah lempung dan tanah pasir.



**Gambar 26. Hasil uji pressuremeter dengan unloading-reloading cycle untuk (a) lempung dan (b) pasir (Briaud, 1992).**

Combarieu dan Canepa (2001) dari hasil uji pressuremeter dengan unload-reload mendapatkan rasio  $E_r/E_M$  dan  $E_r/p_L$  untuk berbagai jenis tanah sebagai berikut :

**Tabel 8. Rasio  $E_r/E_M$  dan  $E_r/p_L$  dari hasil uji pressuremeter dengan unload dan reload (Combarieu & Canepa, 2001).**

Jenis tanah	$E_r/E_M$	$E_r/p_L$
<i>Stiff overconsolidated clay</i>	2.5 – 3.5	25 – 45
<i>Silt</i>	3 – 4.5	35 – 45
<i>Sand</i>	6 – 7.5	35 – 80
<i>Chalk</i>	5.5	80

dimana :  $E_r$  = E reload ;  $E_M$  = modulus Menard;  $p_L$  = tegangan batas (limit pressure)

## 5. KESIMPULAN

1. Penggunaan hasil uji pressuremeter secara langsung dalam perancangan merupakan metode yang banyak sekali digunakan berdasarkan pada filosofi bahwa perilaku pondasi dalam skala penuh dapat dihubungkan dengan parameter yang diperoleh dari korelasi empiris berdasarkan teori.
2. Sebagai alternatif, metode tidak langsung adalah metode untuk menganalisa suatu pengujian untuk menghasilkan parameter yang mewakili perilaku tanah. Parameter yang diperoleh adalah fungsi dari pelaksanaan pengujian dan prosedur pengujian dan metode interpretasi, sehingga sangat penting untuk mengikuti prosedur standar selama memungkinkan untuk membakukan dampak dari pelaksanaan dilapangan.
3. Dalam tulisan ini dilampirkan juga korelasi antara parameter tanah yang diperoleh dari pengujian pressuremeter dibandingkan dengan hasil dari pengujian Standard Penetration Test (SPT), Cone Penetration Test (CPT), Dilatometer Test (DMT), Unconfined Compression Test dan dari Oedometer Test.
4. Uji pressuremeter sangat bermanfaat khususnya untuk parameter tanah lempung yang mempunyai riwayat konsolidasi berlebih (over consolidated clay).

## DAFTAR PUSTAKA

1. Baguelin, F., Jezequel, J.F., dan Shields, D.H. 1978. *The pressuremeter and foundation engineering*. Trans Tech Publications, Clausthall, Germany, 278 pp.
2. Bergado, D.T. dan Khaleque M.A. 1986. Correlations of LLT Pressuremeter, vane, and dutch cone tests in Bangkok marine clay, Thailand. *The pressuremeter and its marine applications: second international symposium* , ASTM STP 950. American Society of Civil Engineers.
3. Bolton, M.D. 1986. The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique*. Vol. 19. No.1, March, pp. 65 - 86.
4. Briaud, J.L. 1992. *The pressuremeter*. AA Balkema Publishers, The Netherlands, 192 pp.
5. Briaud, J.-L., Tucker, L., and F e l i o , G.Y. 1983. *Pressuremeter, Cone penetrometer and foundation design*. Short course notes. Vol.1, Texas A&M University, College Station, Texas.
6. Bustamante, M. dan Frank, R. 1999. Current French practice for axially loaded piles. *Ground Engineering*, March, 38 - 44.
7. Clarke, B.G. 1995. *Pressuremeter in Geotechnical Design*. Chapman & Hall.

London

8. Combarieu O. dan Canepa Y. 2001. The unload-reload pressuremeter test. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussees*. 233- July-August 2001- Ref.4381-pp 37-67. Paris
9. Cone Penetrometer , and Foundation Design. Short Course Notes, Eurocode 7 , 2004 : *Geotechnical design- General rules. Designers Guide to EN 1997 - 1*. Thomas Telford.London
10. Eurocode 7 , 2004 : *Geotechnical design- General rules. Designers Guide to EN 1997 - 1*. Thomas Telford.London
11. Felio, G.Y. dan Briaud, J.L. 1986. Conventional parameters from pressuremeter test data : Review of existing methods. *The pressuremeter and its marine applications, Second international symposium STP 950*. J.L.Briaud and J.M.E.Audibert, Eds. American Society for Testing and Materials.
12. Frank, R. 1999. Calculated response of shallow and deep foundations. *Techniques de l'Ingenieur (TI) et Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussees, 2eme trimestre*, 139 pp, in French.
13. Frank, R. dan Zhao, M. 1982. Prediction of parameters from pressuremeter tests and their applications to pile design in fine soils. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussees*, Paris, 119 : 17 -24, in French
14. Gambin, M. 1963. Prediction of pile settlement from pressuremeter tests. *Sols-Soils*, 7.
15. Hughes, J.M.O., Wroth, C.P., dan Windle, D. 1977. Pressuremeter tests in sands, *Geotechnique*, Vol. 27, No. 4, December, pp. 445 -477
16. Imai, M. 1977. Study of subgrade reaction coefficient K value. *OYO Technical Note*
17. Imai, T dan Konno, M. 1976 . Relations between LLT measurement results and soil engineering properties. *OYO technical note*. Studies of soil reaction coefficient K-value of soil ground. OYO Corporation, Tokyo, Japan.
18. Kaczyynski R.R. 2008. Formation of engineering properties of soils during geological history. *Geologija*, Vol.50, Supplement P. S4-S-10. Vilnius. Poland
19. Kulhawy, F.H., Jackson, C.S. dan Mayne, P.W. 1989. First order estimation of  $K_0$  in sands and clays, *Foundation Engineering current principles and practices*, Ed.F.H. Kulhawy, ASCE, New York, pp. 121 - 134

20. Mair, R.J. dan Wood, D.M. 1987. *Pressuremeter testing*. Butterworths, London.
21. Mayne, P.W. dan Bachus, R.C., 1989. Penetration pore pressures in clay from CPTU, DMT, dan SBP, *Proceedings, 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Vol. 1 , Rio de Janeiro, 1989, pp. 291-294.
22. Mayne, P.W. dan Kulhawy, F.H. 1988. Discussion of independence of geostatic stress from overconsolidation in some Beaufort Sea Clays. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 25, No.3, Aug. 1988, pp. 617-621
23. Mayne, P.W. dan Kulhawy, F.H. 1990. Manual on estimating soil properties for foundation design. *Electric Power Institute. EPRI EL-6800*. Cornell University, Ithaca, New York.
24. Menard, L. dan Rousseau, J. 1962. Evaluation of settlements: tendencies. *Sols-soils*, 1, in French.
25. Ohya, S., Imai ,T. dan Matsubara, M. 1982. Relationships between N value by SPT and LLT Pressuremeter results, *Proceedings, 2nd European Symposium on penetration testing, volume 1*. Amsterdam, pp.125-130
26. Palmer, A.C. 1972. Undrained plane strain expansion of a cylindrical cavity in clay; A simple interpretation of the pressuremeter test. *Geotechnique*, Vol. 22 , no.3.
27. Schmertmann J.H. 1985. Measure and use of the insitu lateral stress. *The practice of foundation engineering*. A volume honoring Jorj O. Osterberg. The department of civil engineering, Northwestern University.
28. Schnaid, F. 2005. Geocharacterization and properties of natural soils by in situ tests. State of the art report. *Proc. 16 th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE)*, Osaka, 1 :3 - 46.
29. Schnaid, F. 2009. In situ testing in geomechanics. Taylor & Francis. London
30. Yoshii, R. 1979. Comparative trial of lateral load testers. *Short course on engineering geology*. Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.

# PELELANGAN PROYEK KONSTRUKSI YANG DILAKUKAN MELALUI INTERNET

**Maksum Tanubrata**

Dosen Biasa, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Kristen Maranatha  
E-mail: maksum.tanubrata150@gmail.com

## ABSTRAK

Pelaksanaan lelang pengadaan dapat dilakukan secara efisien, efektif, sebanding dengan ketransparanan, adil, tidak diskriminatif dan akuntabel dengan sistem yang dapat mengakomodasi criteria di atas. Implementasi dapat terwujud dengan sistem lelang online berbasis internet. Cepatnya perkembangan teknologi informasi. *E-procurement* merupakan implementasi dari lelang secara elektronik yang menggunakan internet, di mana website ini sebagai media. Aplikasi ini dapat digunakan tidak hanya sebagai pengumuman dan penyimpanan dokumen, tetapi juga sebagai alat dalam proses seleksi. Berdasarkan internet, interaksi antara pembeli dan penjual dapat dioptimalkan tanpa batasan jarak dan waktu.

Kata kunci: Efisien, Efektif, Transparan, *E-Procurement*.

## ABSTRACT

*The implementation of procurement auction can be done efficient, effective, comparable, transparent, fairness, not discriminative and accountable with the system that can accommodate the above criteria. The above implementation can be realized with the online auction system based on internet with the fast development of information technology. E-procurement is an implementation of auction electronically using internet where website is as a medium. This application can be used not only as an announcement and document storage but also as a tool in selection process. Based on internet, the interaction between buyers and vendors can be optimized without any limitation in distance and time.*

*Keywords: Efficient, Effective, Transparent, E-Procurement.*

## 1. PENDAHULUAN

Dalam menyikapi era globalisasi pemerintah berupaya melakukan perubahan dalam peraturan proses pelelangan pekerjaan konstruksi, dimana proses pelelangan pekerjaan konstruksi diharapkan menjadi lebih efisien, efektif, terbuka, mampu bersaing, transparan, adil dan akuntabel. Seiring dengan kemajuan teknologi maka proses pelelangan yang selama ini dilaksanakan secara *offline* dapat berevolusi menjadi proses pelelangan yang *online* karena dapat mendukung prosers pelelangan yang memenuhi kriteria yang diinginkan. Untuk itu perlu dilakukan *E-Procurement*, yaitu pelaksanaan pelelangan konstruksi berbasis internet. Pelelangan secara *online* merupakan salah satu dari kemajuan teknologi informasi yang perkembangannya di Indonesia kurang begitu pesat, khususnya dalam pelelangan pekerjaan konstruksi, sehingga sangat diharapkan setelah adanya perubahan peraturan dalam proses pelelangan pekerjaan konstruksi,

pelelangan pekerjaan konstruksi secara *online* mulai dapat diimplementasikan dan diaplikasikan secara lebih luas di masa mendatang.

Dalam tulisan ini, pelelangan proyek konstruksi secara online akan dibahas. E-Procurement yang merupakan aplikasi pelaksanaan pelelangan berbasis internet merupakan pokok bahasan dalam tulisan ini. Alur proses *e-procurement* di Departemen Pemukiman Prasarana Wilayah diambil sebagai contoh studi kasus pelelangan proyek konstruksi.

## **2. E-PROCUREMENT**

*E-Procurement* merupakan aplikasi dari pelaksanaan pelelangan secara elektronik berbasis internet. Aplikasi ini dapat berfungsi untuk media pengumuman, tempat penyimpanan dokumen sekaligus sebagai alat bantu dalam proses seleksi. Sehingga interaksi antara *buyers* dan *vendors* dapat dilakukan secara optimal, tanpa ada batasan jarak dan waktu. Penyelenggaraan aplikasi *e-procurement* memerlukan waktu serta proses bertahap, karena adanya perubahan kebiasaan kerja yang fundamental serta kesiapan seluruh komponen sistem yang terkait. Oleh karena itu, urutan logis dari penerapan *e-procurement*, dimulai dari aktivitas yang dampak efisiensinya paling besar, namun mudah pelaksanaannya dan dibagi dalam beberapa tingkatan sebagai berikut:

### **Tingkat Persiapan**

- a. Pembuatan situs dengan aplikasi dasar *e-procurement*
- b. Pendidikan dan pelatihan sumber daya manusia menuju penerapan *e-procurement*
- c. Sosialisasi keberadaan aplikasi *e-procurement*, baik untuk publik maupun penggunaan internal
- d. Penyiapan peraturan pendukung.

### **Tingkat Pematangan**

- a. Pembuatan situs informasi layanan publik interaktif, yaitu dengan menambahkan fasilitas mesin pencari (*search engine*), fasilitas tanya jawab dan lainnya.
- b. Pembuatan hubungan dengan situs informasi lembaga lainnya (*hyperlink*).

### **Tingkat Pemantapan**

- a. Penyediaan fasilitas transaksi secara elektronik antara lain dengan menambahkan fasilitas penyerahan formulir, fasilitas pembayaran dan lain-lain yang menjamin konektivitas yang aman, handal, dapat diakses oleh masyarakat

- b. Penyatuan penggunaan aplikasi dan data dengan lembaga lain (interoperabilitas).

### 3. INFRASTRUKTUR SITUS

Proses penerapan *e-procurement* yang diperlukan adalah pembuatan situs. Dalam pembuatan situs diperlukan suatu infrastruktur sebagai sarana untuk meletakkan informasi dan layanan publik secara *on-line*. Infrastruktur situs merupakan gabungan perangkat keras dan lunak yang membentuk fasilitas dasar (*platform*) untuk kegiatan layanan publik yang dilakukan oleh suatu lembaga meliputi jaringan komputer dan jaringan telekomunikasi yang menjamin konektivitas yang aman, handal, dapat diakses oleh masyarakat dan dapat digunakan sebagai media pertukaran informasi antar lembaga.

Aspek utama yang perlu diperhatikan di dalam mengembangkan infrastruktur situs adalah:

- Arah pengembangan infrastruktur informasi elektronik secara keseluruhan
- Arah pengembangan jasa layanan publik secara keseluruhan
- Arah pengembangan jenis layanan publik serta mitra dalam pembangunan dan pengoperasiannya.

Komponen utama dari suatu infrastruktur situs yang diperlukan adalah:

1. Jalur fisik informasi yang merupakan saluran komunikasi yang menghubungkan semua pengguna, baik di satu lembaga, maupun antar lembaga, dan antar daerah. Langkah-langkah yang perlu dilakukan untuk membangun jaringan fisik informasi adalah sebagai berikut:
  - a. Menetapkan jenis jaringan informasi yang dibutuhkan
  - b. Menetapkan jaringan informasi yang perlu dibangun
  - c. Menetapkan spesifikasi teknis dari seluruh perangkat yang dibutuhkan, meliputi:
    - i. Penentuan koneksi internal dan eksternal yang akan dipergunakan
    - ii. Penentuan kebutuhan bandwidth sesuai dengan jenis layanan.
  - d. Menyusun studi kelayakan finansial dan ekonomi untuk masing-masing jenis layanan
  - e. Mempersiapkan rencana implementasi.
2. Aplikasi-aplikasi dasar untuk mendukung kegiatan *front-office* dan *back-office*
3. Jaringan informasi global (internet).

Jaringan komputer global (internet) adalah kumpulan jaringan komputer yang saling terhubung dan menganut konsep terbuka, sehingga informasi yang ada di dalamnya

dapat diakses secara luas. Internet menggunakan protokol komunikasi *Transfer Control Protocol/Internet Proocol* (TCP/IP).

Ketersediaan internet dapat dimanfaatkan sebagai media bagi masyarakat untuk mengakses informasi publik melalui Warung Internet (Warnet) ataupun *Internet Service Povidter* (ISP). Selain itu internet dapat dimanfaatkan pula oleh lembaga pemerintah untuk mencari informasi global secara on-line dan menyebarkan informasi ke masyarakat dan manca negara.

#### 4. ALUR PROSES *E-PROCUREMENT* DEPARTEMEN KIMPRASWIL

Dalam tulisan ini, Departemen Kimpraswil dipilih sebagai studi kasus *e-procurement* pelelangan proyek konstruksi, karena baru departemen ini yang melakukannya. Tabel I menunjukkan alur proses *e-procurement* di Departemen Kimpraswil. Pada tersebut terlihat masih ada beberapa tahapan yang diproses secara *offline* oleh karena itu penulis mencoba menganalisis dan membahas kendala-kendala dan pemecahannya terhadap suatu tahapan lelang yang belum dapat diproses secara *online* selain itu dibahas juga mengenai penyempurnaan terhadap suatu tahapan lelang yang sudah diproses secara *online* agar aplikasi *e-procurement* ini dapat berjalan secara optimal.

**Tabel 1. Alur Proses Semi *E-Procurement* Departemen Kimpraswil.**

No	Tahapan	Proses
1	Pemaketan	<i>online</i>
2	Pengumuman lelang	<i>online</i>
3	Pendaftaran lelang	<i>online</i>
4	PQ <i>long list</i>	<i>online</i>
5	PQ <i>short list</i>	<i>online</i>
6	Pengambilan dokumen lelang	<i>online</i>
7	<i>Anwijzing</i>	<i>offline</i>
8	Pemasukan dokumen proposal/penawaran	<i>offline</i>
9	Pembukaan lelang	<i>offline</i>
10	Evaluasi	<i>offline</i>
11	Hasil penilaian administrasi	<i>online</i>
12	Hasil penilaian teknis	<i>online</i>
13	Hasil penilaian harga	<i>online</i>
14	Pengumuman penetapan pemenang	<i>online</i>
15	Masa sanggah: sanggahan dan jawabannya	<i>online</i>
16	Penunjukkan pemenang	<i>online</i>
17	Penayangan proposal/penawaran bagi pemenang	<i>online</i>
18	Informasi kontrak	<i>online</i>

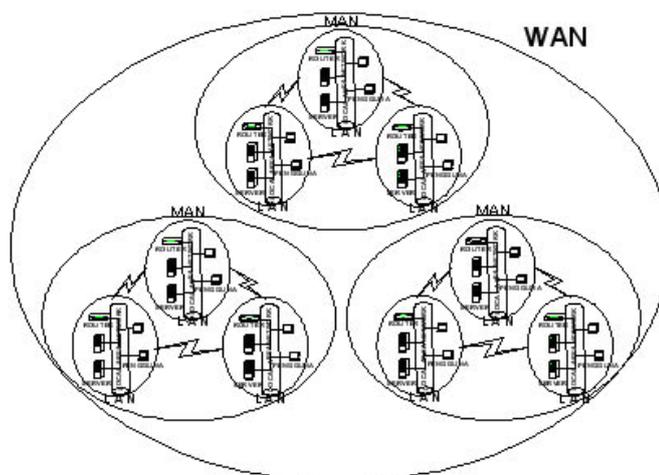
Aplikasi *e-procurement* di Departemen Kimpraswil dapat dikatakan cukup *aplicable* sesuai dengan data terbaru dari Departemen Kimpraswil yang mana penayangan tahapan lelang di internet telah mencapai 908 pelelangan dari 2.679 paket yang dikontrakkan (33,89%). Sementara itu proyek konstruksi yang dilakukan melalui *e-procurement* mencapai hampir 90% dari total pelelangan yang ada. Total rekanan yang telah memenuhi persyaratan lelang *semi-e-procurement* sudah mencapai sekitar 400 penyedia jasa.

### **Pemaketan**

Sistem aplikasi *e-procurement* di situs Departemen Kimpraswil belum memberikan fasilitas untuk pengadaan paket pekerjaan di luar Departemen Kimpraswil. Pada pengembangannya diharapkan mampu berafiliasi dengan departemen lain agar dapat menjadi fasilitator untuk pengadaan paket pekerjaan di luar Departemen Kimpraswil.

### **Pendaftaran Kualifikasi**

Pengisian data form tambahan prakualifikasi dilakukan dengan cara meng-*upload file* data prakualifikasi dalam format *file word* dimana sebaiknya digantikan dengan metode pengisian data melalui form digital sehingga dapat memandu pengguna/*user* mengisi data-data dengan lengkap dan benar. Selain itu data-data tersebut dapat langsung dikelola oleh suatu sistem aplikasi database sehingga waktu pemrosesan data relatif lebih cepat. Model formnya dapat dilihat pada Gambar 1.



**Gambar 1. Model Form Prakualifikasi.**

**IJIN USAHA**  
 Bentuk Ijin :   
 Nomor :   
 Tgl - bln - thn :  -  -   
 Masa Berlaku Ijin Usaha :    
 Instansi Pemberi Ijin :   
Ditulis lengkap, contoh: Dinas Perindustrian dan Perdagangan.

**LANDASAN HUKUM**  
**1. Akta Pendirian PT/CV/Firma/Koperasi**  
 No Akta :   
 Tanggal :  -  -   
 Nama Notaris :

**2. Akta Perubahan Terakhir**  
 No Akta :   
 Tanggal :  -  -   
 Nama Notaris :

**PELIGURUS**  
**1. Komisaris (Hanya Diisi untuk Jenis Usaha PT)**

No	Nama	No. KTP	Jabatan
1	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
2	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
3	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
4	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
5	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
6	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
7	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

**Gambar 2. Model Form Pengisian Data Prakuualifikasi.**

9	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
10	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

**2. Direksi/Penanggung Jawab/ Pengurus Perusahaan**

No	Nama	No. KTP	Jabatan
1	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
2	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
3	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
4	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
5	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
6	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
7	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
8	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
9	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
10	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

**DATA KEUANGAN**  
**1. Susunan Kepemilikan Saham**

No	Nama	No. KTP	Jabatan	Prosentase
1	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
2	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
3	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
4	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
5	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
6	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
7	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
8	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
9	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
10	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

**Gambar 3. Model Form Pengisian Data Prakuualifikasi (Lanjutan).**

Fasilitas untuk perbaikan data prakuualifikasi melalui *form* pengisian dan *upload file* data prakuualifikasi yang telah terkirim belum tersedia. Sementara melalui pemaketan

terdapat fasilitas untuk memperbaiki data paket pekerjaan yang dilelangkan. Kebenaran data yang diberikan peserta kualifikasi dapat memanfaatkan fasilitas cek kebenaran data yang disediakan oleh situs LPJK (lembaga pengembangan jasa konstruksi) dan Departemen Perindustrian dan Perdagangan.

Pada situs LPJK diberikan fasilitas untuk mengecek kebenaran data SDM (sumber daya manusia) dan pengalaman suatu badan usaha (lihat Gambar 4).

**2. Pajak**  
 No. Pokok Wajib Pajak :   
 Bukti pelunasan Pajak Tahun terakhir : Nomor  Tanggal --Tgl-- --bln-- --tahun--  
 Laporan Bulanan PPH/PPN tiga bulan terakhir : Nomor  Tanggal --Tgl-- --bln-- --tahun--

**DATA PERSOHALIA**

No	Nama	Tgl Lahir	Pendidikan	Jabatan Dalam Proyek	Pengalaman Kerja (tahun)	Profesi/Keahlian	Sertifikat/Keahlian
1							
2							
3							
4							
5							
6							
7							
8							
9							
10							

**DATA PENGALAMAN**

No	Nama Pelelang	Lokasi	Sub Bidang Pekerjaan	Nama	Alamat/Tp	No/Tanggal	Nilai	Tanggal Selesai Monev	
								Kontrak	BA, Serah Terima
1									
2									
3									
4									
5									
6									

**Gambar 4. Form Pengecekan Data Badan Usaha.**

### ***Aanwijzing***

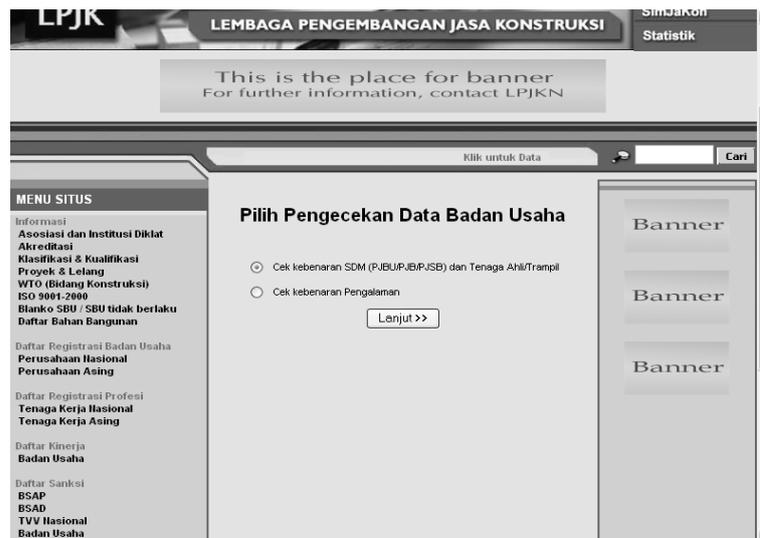
*Aanwijzing* (penjelasan pekerjaan) belum bisa dilaksanakan secara online karena peninjauan lapangan tidak bisa diproses secara *online* dan penjelasan dengan menggunakan fasilitas forum diskusi *online* dan *chatting* dinilai tidak efektif. Dengan demikian tahapan *aanwijzing* masih berjalan secara manual dan ada kontak langsung antar kontraktor sehingga masih membuka peluang KKN (korupsi, kolusi, nepotisme). Penulis berpendapat urusan KKN kembali ke moralitas masing-masing dan tak ada sistem yang seratus persen sempurna namun, setidaknya dapat meminimalkan KKN. Namun kekhawatiran akibat dari proses *aanwijzing* yang belum dapat dilaksanakan secara *online* sehingga kontak langsung antar kontraktor tak dapat dihindarkan ternyata untuk saat ini ditolong oleh Keppres no 80 Tahun 2003 dimana mewisadahi hal *progressive* dengan diberlakukannya suatu aturan baru yang menyebutkan tidak bisa digugurkannya penawaran calon penyedia barang/ jasa yang tidak hadir pada *Aanwijzing*

yang diadakan panitia pengadaan. Sehingga calon kontraktor/ *supplier* yang tidak ingin hadir karena takut dipaksa kolusi antar mereka atau tidak bisa hadir karena alasan teknis dan jarak tetap bisa memberikan penawaran

### **Pemasukan Dokumen Penawaran**

Proses tersebut belum dapat dilakukan secara *online* sehingga otomatis untuk tahap pembukaan dan evaluasi penawaran dilaksanakan secara *offline*. Pemasukan dokumen penawaran dilaksanakan secara *offline* karena dokumen-dokumen yang diperlukan harus dilegalisasi oleh pihak lain.

Keberadaan berbagai institusi pendukung dalam pelaksanaan pengadaan barang/jasa pemerintah yang bersifat sebagai pendukung dalam penyiapan dokumen secara integral. Dalam aplikasinya dilengkapi dengan *multilink system* sehingga mampu menghubungkan berbagai komponen yang terkait secara inter-operability. Ilustrasi dapat dilihat pada Gambar 5.



**Gambar 5 Sistem Aplikasi *E-procurement*.**

Legalisasi suatu dokumen dengan menggunakan metode database mitra pendukung lebih cepat diimplementasikan karena tidak mengalami proses standarisasi dan registrasi yang kompleks. Selain itu metode database mitra pendukung dapat mempercepat proses pengolahan data.

Pemasukan dokumen penawaran secara *online* sangat strategis bila beberapa proses yang memungkinkan dapat di-otomatisasi, contohnya pencatatan terhadap data waktu, tanggal penerimaan dokumen penawaran, pemblokiran dokumen penawaran

dimana waktu pemasukannya melampaui waktu batas akhir sehingga tidak diperlukan konfirmasi untuk setiap penawaran yang diblokir kepada peserta lelang. Contoh lain dokumen penawaran pada surat penawaran untuk data yang tidak memerlukan uraian panjang seperti jangka waktu berlaku surat penawaran, jangka waktu pelaksanaan pekerjaan. Tetapi sebaiknya diisikan melalui suatu *form* digital untuk memudahkan dalam pengolahan data sedangkan pada daftar kuantitas dan harga satuan dapat dibuat dalam *format file excel* sehingga data-data dapat langsung diolah dan dievaluasi dengan menggunakan suatu *tools makro microsoft excel decision tools*.

Pengimplementasian fasilitas transaksi secara elektronik untuk fasilitas penyerahan formulir dan fasilitas pembayaran diperlukan suatu konsep dan sistem yang mendukung. Selain itu landasan peraturan perundang-undangan yang berhubungan dengan pemanfaatan aplikasi *e-procurement* sangat diperlukan, khususnya dalam pengaturan masalah keamanan dan kejahatan komputer atau kejahatan yang dilakukan dengan menggunakan internet.

## **5. KESIMPULAN DAN SARAN**

### **Kesimpulan**

1. Penerapan *semi-e-procurement* membuat sebagian proses tatap muka, dimulai dari tahap pengumuman, prakualifikasi, hingga pelelangan, berkurang dan digantikan internet. Pengambilan formulir secara *online*, *download* dokumen lelang berita acara pembukaan dokumen lelang, hingga sanggahan sehingga dapat meminimalkan KKN. Penerapan *semi-e-procurement* masih membuka peluang KKN. Sebagian proses masih berjalan manual dan ada kontak langsung
2. Aplikasi sistem *e-procurement* memerlukan waktu dan proses bertahap, karena perubahan kebiasaan kerja yang fundamental serta kesiapan seluruh komponen yang terkait.
3. Apabila *e-procurement* sudah diterapkan secara penuh, maka:
  - a. Baik panitia maupun pengguna dapat melakukan interaksi terkait dengan tanggungjawab masing-masing secara lebih bebas, tanpa terbatas oleh jarak dan waktu. Sehingga proses secara keseluruhan dapat diselesaikan dengan cepat.
  - b. Berbagai persyaratan dokumen, sarana dan prasarana pelelangan, honorarium staf, konsumsi, kurir dan hal-hal lain yang membutuhkan biaya dapat diminimalisir. Demikian pula untuk penyedia, berbagai aktifitas terkait dengan

penyiapan persyaratan pelelangan yang akan diikuti juga dapat dilakukan dengan lebih hemat.

### **Saran**

Pelaksanaan e-procurement akan optimal jika dilengkapi dengan :

1. Sistem aplikasi yang memiliki kemampuan interoperabilitas sehingga dapat menghubungkan berbagai komponen yang terkait dengan proses *e-procurement*
2. Keamanan sistem aplikasi *e-procurement* diantaranya keamanan jaringan yang menjamin konektivitas yang aman, handal dan cepat termasuk tingkat proteksi keamanan dokumen elektronik yang memenuhi aspek legal dan bobot bukti.
3. Landasan peraturan yang mendukung implementasi pengadaan barang/jasa milik pemerintah secara elektronik.

### **DAFTAR PUSTAKA**

1. Ervianto Wulfram (2002), "Manajemen Proyek Konstruksi", ANDI, Yogyakarta
2. Tim Penyusun Keppres (2003), "Pedoman Pelaksanaan Pengadaan Barang/Jasa Pemerintah", KEPPRES No. 80 Tahun 2003, CV. Tamika Utama, Jakarta.
3. Tim Penulis GIPI, (2004), Rating Web, <http://gipi.go.id>
4. Tim Penulis Quantum eCommerce College (2001), Diktat Kuliah Pemrograman Internet Dasar, Quantum eCommerce College, Bandung
5. Tim Penulis Quantum eCommerce College (2002), Diktat Kuliah Teknologi Server dan Jaringan, Quantum eCommerce College, Bandung.
6. Tim Penulis Quantum eCommerce College (2002), Diktat Kuliah Web Design dan Tata Letak Web, Quantum eCommerce College, Bandung.
7. Tim Telematika Indonesia (2003), "Infrastruktur Informasi Elektronik", <http://www.kominfo.go.id>
8. Tim Telematika Indonesia (2003), "Manajemen Dokumen Elektronik", <http://www.kominfo.go.id>
9. Tim Telematika Indonesia (2003), "Pemerintah RI Dengan Seluruh Jajarannya Dapat Melaksanakan Pengadaan Barang/Jasa Secara Elektronik (E-Procurement)", <http://www.kominfo.go.id>
10. Tim Telematika Indonesia (2003), "Sistem Keamanan Jaringan", <http://www.kominfo.go.id>

# PEMODELAN DINDING GESER BIDANG SEBAGAI ELEMEN KOLOM EKIVALEN PADA GEDUNG BETON BERTULANG BERTINGKAT RENDAH

Yosafat Aji Pranata<sup>1</sup>, Yunizar<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Dosen Biasa, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Kristen Maranatha

<sup>2</sup>Alumnus, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Kristen Maranatha

## ABSTRAK

Dinding geser didesain sebagai penahan gaya lateral akibat pengaruh gempa. Struktur gedung dengan dinding geser pada umumnya memiliki kinerja yang cukup baik pada saat gempa. Pemodelan dinding geser sebagai elemen kolom ekuivalen pada beberapa perangkat lunak yang ada, dapat memberikan manfaat, antara lain untuk kepentingan analisis statik nonlinier (*pushover*). Tujuan penelitian ini adalah mempelajari pemodelan dinding geser bidang sebagai elemen kolom ekuivalen pada studi kasus gedung beton bertulang dengan klasifikasi gedung tidak beraturan. Gedung yang ditinjau berada pada wilayah gempa 3 jenis tanah keras, bertingkat rendah (dua model), dengan acuan peraturan gempa SNI 1726-2002. Hasil penelitian memperlihatkan bahwa %-relatif perbedaan peralihan atap gedung model dinding geser dengan model kolom ekuivalen berkisar antara 7,5-78,5% dan %-relatif perbedaan gaya geser dasar berkisar antara 0,13-0,58%. Secara umum dapat disimpulkan bahwa model kolom ekuivalen dapat diterapkan sebagai model dinding geser.

Kata Kunci: Dinding geser, Kolom ekuivalen, Beton bertulang, Kekakuan.

## ABSTRACT

*Shearwall was designed to resist lateral load due to earthquake effect. In general, a building with shearwall have a better performance during an earthquake event. Modeling of shearwall as an equivalent column at a several software, give a benefit, for example to modeling nonlinear static analysis (pushover). The objectives of this study are to study modeling of plane shearwall as an equivalent column using case study irregular reinforced concrete buildings. Buildings was designed at zone 3 Indonesian map with hard soil type, low-rise (two model) buildings, in accordance with earthquake code SNI 1726-2002. Results indicated that %-relative difference of roof displacement between buildings which are designed using shearwall and equivalent column ranged from 7.5-78.5% and %-relative difference of base shear force ranged from 0.13-0.58%. In general the equivalent column can be applied as a plane shearwall.*

*Keywords: Shearwall, Equivalent column, Reinforced concrete, Stiffness.*

## 1. PENDAHULUAN

Perencanaan gedung bertingkat harus didisain terhadap beban gempa, salah satu caranya adalah dengan menggunakan elemen-elemen struktur kaku berupa dinding geser, dengan penggunaan dinding geser pada struktur bangunan, sebagian besar beban gempa akan terserap oleh dinding geser tersebut.

Tujuan penelitian ini adalah (a). Melakukan pemodelan dan analisis terhadap struktur bangunan gedung beton bertulang tidak beraturan bertingkat rendah dengan menggunakan perangkat lunak *ETABS*, dimana struktur gedung dimodelkan 2 (dua) cara,

yaitu model pertama adalah elemen dinding geser menggunakan fitur *wall*, dan model kedua elemen dinding geser menggunakan fitur kolom ekivalen (*frame*); dan (b). Membandingkan hasil analisis (statik ekivalen dan dinamik respon spektrum) dengan tinjauan yaitu waktu getar alami, gaya geser dasar, dan peralihan tiap lantai.

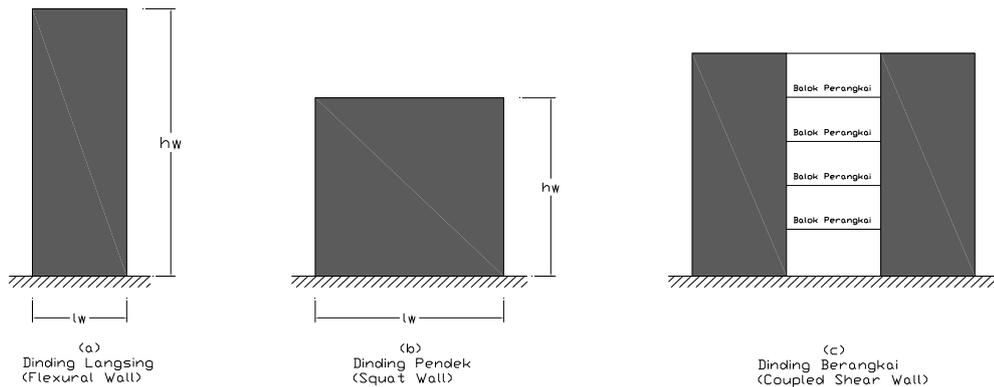
Sedangkan ruang lingkup penulisan adalah sebagai berikut: Gedung termasuk dalam kategori tidak beraturan; Gedung terletak di Wilayah Gempa 3 (SNI 02-1726-2002), tanah keras; Jenis sistem struktur adalah sistem rangka gedung; Beban gempa direncanakan sesuai SNI 02-1726-2002; Analisis menggunakan metode statik ekivalen dan dinamik respon spektrum; dan Model kedua (kolom ekivalen) menggunakan asumsi faktor pengali untuk momen inersia penampangnya dengan model pertama (*wall*) sebagai tolak ukur.

## 2. TINJAUAN LITERATUR

Kategori gedung diklasifikasikan menjadi 3 (tiga) yaitu: gedung bertingkat rendah, bertingkat tinggi, dan bertingkat sangat tinggi. Sesuai FEMA 356 gedung dengan jumlah lantai kurang dari 10 termasuk kategori bertingkat rendah, sedangkan jumlah lantai 10 atau lebih termasuk kategori bertingkat tinggi. Selain 2 (dua) kategori tersebut, Sukamta 2008 memberikan definisi bahwa apabila rasio lebar dibandingkan dengan tinggi gedung lebih besar dari 1 banding 8 maka gedung dapat dikategorikan sangat tinggi (sangat langsing).

Dinding geser adalah dinding beton bertulang dengan kekakuan bidang datar yang sangat besar, yang ditempatkan pada lokasi tertentu (ruang lift atau tangga) untuk menyediakan tahanan gaya / beban horizontal. Dinding geser biasanya dikategorikan berdasarkan geometrinya yaitu:

- Dinding langsing (*Flexural wall*), yaitu dinding geser yang memiliki rasio  $hw/lw \geq 2$ , dimana desain dikontrol oleh perilaku lentur
- Dinding pendek (*Squat wall*), yaitu dinding geser yang memiliki rasio  $hw/lw \leq 2$ , dimana desain dikontrol oleh perilaku geser
- Dinding berangkai (*Coupled shear wall*), dimana momen guling yang terjadi akibat beban gempa ditahan oleh sepasang dinding, yang dihubungkan oleh balok-balok perangkai, sebagai gaya-gaya tarik dan tekan yang bekerja pada masing-masing dasar pasangan dinding tersebut.



**Gambar 1. Kategori Dinding Geser (Tampak Depan).**

Dinding geser beton bertulang kantilever (Gambar 1.a dan 1.b) adalah suatu subsistem struktur gedung yang fungsi utamanya adalah untuk memikul beban geser akibat pengaruh gempa rencana. Kerusakan pada dinding ini hanya boleh terjadi akibat momen lentur (bukan akibat gaya geser), melalui pembentukan sendi plastis di dasar dinding. Rasio antara tinggi dan lebar dinding geser tidak boleh kurang dari 2 dan lebar tersebut tidak boleh kurang dari 1,5 m. Dinding geser beton bertulang ada dua jenis yaitu dinding geser beton bertulang kantilever daktial penuh dan dinding geser beton bertulang daktial parsial.

Dinding geser beton bertulang berangkai (Gambar 1.c) adalah suatu subsistem struktur gedung yang fungsi utamanya adalah untuk memikul beban geser akibat pengaruh Gempa Rencana, yang terdiri dari dua buah atau lebih dinding geser kantilever yang dirangkaikan satu dengan lainnya oleh balok-balok yang mempunyai perbandingan antara bentang dan tinggi tidak lebih dari 4.

Dinding geser sebagai elemen penahan gaya lateral memiliki keuntungan utama karena menyediakan kontinuitas vertikal pada sistem lateral struktur gedung. Struktur gedung dengan dinding geser sebagai elemen penahan gaya lateral pada umumnya memiliki kinerja yang cukup baik pada saat gempa. Hal ini terbukti dari sedikitnya kegagalan yang terjadi pada sistem struktur dinding geser di kejadian-kejadian gempa yang lalu (Imran, 2008).

### 3. STUDI KASUS DAN PEMBAHASAN

#### Studi Kasus

Studi kasus menggunakan dua tipe gedung sekolah 5 lantai, yaitu gedung A dan gedung B yang akan didesain sebagai bangunan tahan gempa. Masing-masing model

tersebut akan dilakukan penelitian 2 (dua) buah pemodelan yang berbeda, yaitu tipe gedung pertama dinding geser dimodelkan dengan menggunakan fitur *wall*, sedangkan tipe gedung kedua dinding geser dimodelkan dengan menggunakan fitur kolom ekivalen. *Wall* merupakan salah satu fitur yang tersedia dalam perangkat lunak *ETABS* yang digunakan untuk mendisain suatu bangunan gedung tahan gempa dengan fungsi sebagai dinding geser, sedangkan kolom ekivalen dalam hal ini merupakan suatu elemen struktur dengan fitur kolom (*frame*) pada perangkat lunak *ETABS* yang ditingkatkan kekakuannya seperti dinding geser.

### Data Material dan Data Struktur

Mutu beton diasumsikan sebesar 25 MPa, kemudian mutu baja tulangan utama 400 MPa dan tulangan sengkang 240 MPa. Beban yang bekerja adalah berat sendiri struktur, beban hidup 250 kg/m<sup>2</sup>, beban mati tambahan 150 kg/m<sup>2</sup>, dan beban dinding 250 kg/m<sup>2</sup>. Adapun dimensi dan ukuran penampang sebagai berikut:

- Kolom, menggunakan satu macam kolom, yaitu K1 40x40 cm.
- Balok, menggunakan tiga macam balok, yaitu B1 ukuran 40x60 cm, B2 ukuran 30x50 cm dan B3 ukuran 25x40 cm.
- Dinding Geser, menggunakan satu macam dinding geser, yaitu W1 tebal 30 cm.
- Pelat, menggunakan satu macam pelat, baik untuk pelat lantai maupun pelat atap, yaitu tebal 13 cm.

**Tabel 1. Studi Kasus.**

Gedung	Tipe	Fitur
		Dinding Geser
A	A1	<i>Wall</i>
	A2	Kolom Ekivalen
B	B1	<i>Wall</i>
	B2	Kolom Ekivalen

### Data Perencanaan Beban Gempa

- Faktor Keutamaan

Kategori gedung termasuk dalam gedung umum yaitu gedung sekolah, maka Faktor Keutamaan I yang dipakai adalah 1 (Tabel 1 SNI-1726-2002).

- Respons Spektrum Gempa Rencana

Bangunan terletak di Bandung, wilayah Gempa 3 tanah keras. Berdasarkan SNI-1726-2002, pada Tabel 5 nilai  $C_a = 0.18$  (percepatan muka tanah  $A_0$ ), sedangkan untuk nilai  $C_v = 0.23$  pada Tabel 6 (spektrum respon gempa rencana  $A_r$ ).

c. Faktor Reduksi Gempa

Sistem struktur gedung didesain sebagai sistem rangka gedung yaitu dinding geser beton bertulang kantilever daktail parsial dengan nilai Faktor Reduksi Gempa 5.5.

d. Kekakuan Struktur

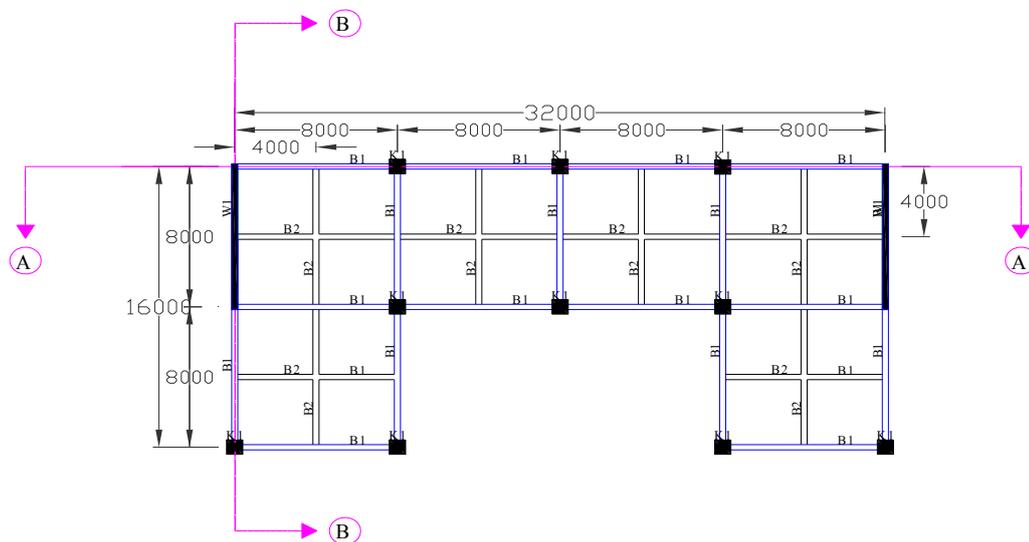
Dalam perencanaan struktur bangunan gedung, pengaruh peretakan beton akan diperhitungkan terhadap kekakuannya dengan cara mengalikan momen inersia penampang unsur struktur dengan persentase efektifitas penampang, untuk kolom dan balok beton bertulang dipakai 75% sedangkan dinding geser beton bertulang kantilever dipakai 60% (Pasal 5.5.1 SNI-1726-2002).

e. Kombinasi Pembebanan

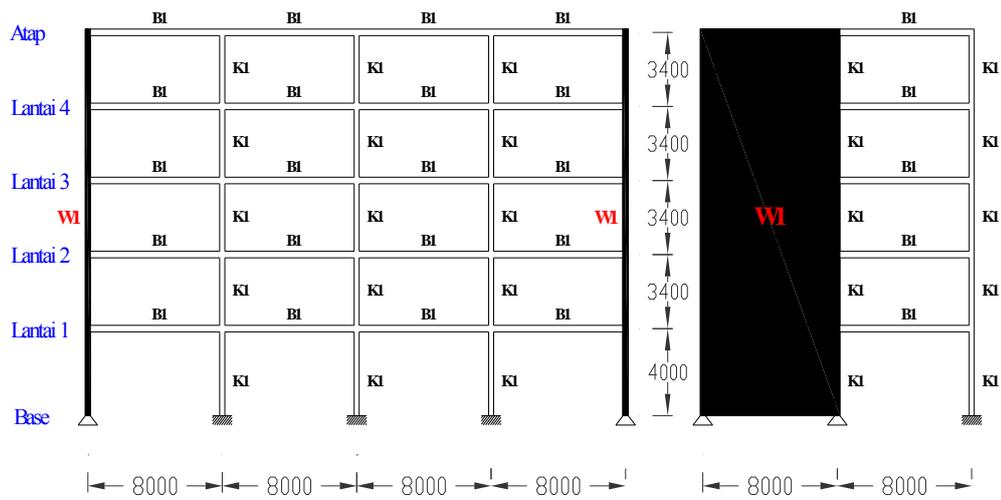
Kombinasi pembebanan disain telah ditetapkan menurut Pasal 11.2 SNI 2847.

### Asumsi Pemodelan

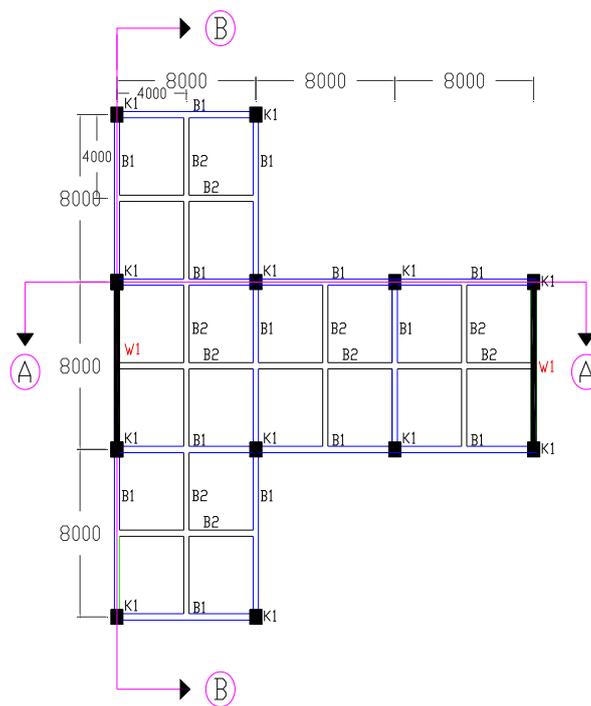
Pada penelitian ini, model kolom ekuivalen menggunakan analisis pendekatan, yaitu untuk mendapatkan tingkat kekakuan yang cukup (dalam hal ini memiliki kekakuan yang sama dengan model fitur *wall*), maka pada kolom ekuivalen akan dilakukan modifikasi faktor pengali momen inersia penampang.



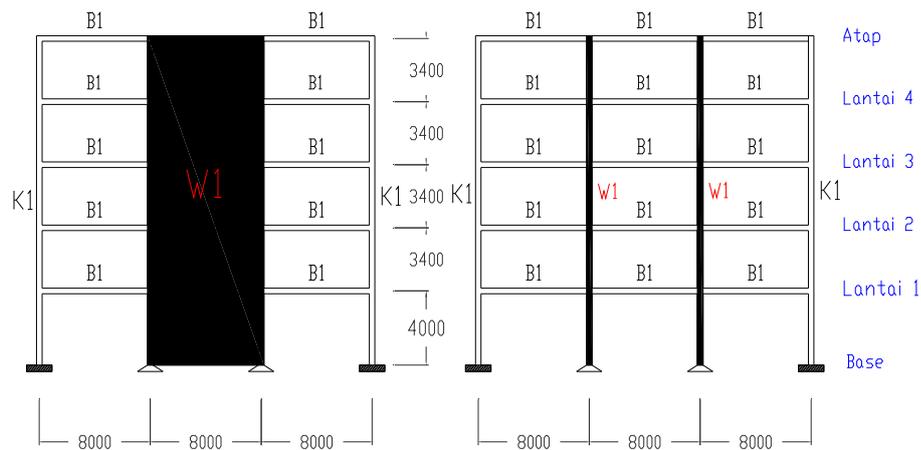
**Gambar 1. Denah Balok Kolom dan Dinding Geser Gedung A.**



**Gambar 2. Pot. Memanjang A - A dan Melintang B - B Gedung A .**



**Gambar 3. Denah Balok Kolom dan Dinding Geser Gedung B.**



**Gambar 4. Pot. Memanjang A - A dan Melintang B – B Gedung B.**

### **Pemodelan Struktur Gedung dengan ETABS**

Masing-masing tipe gedung dimodelkan ke dalam dua model, yaitu model gedung pertama dinding geser dimodelkan sebagai elemen *wall* dan model gedung kedua dinding geser dimodelkan sebagai kolom ekuivalen. Penomoran gedung untuk mempermudah sebagai berikut :

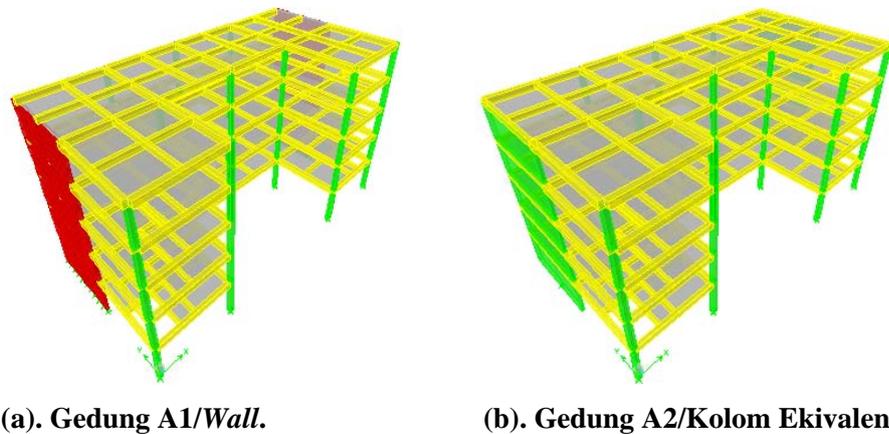
1. Gedung A Model Pertama (A1), adalah gedung A dengan dinding geser dimodelkan sebagai *wall*.
2. Gedung A Model Kedua (A2), adalah gedung A dengan dinding geser dimodelkan sebagai kolom ekuivalen.
3. Gedung B Model Pertama (B1), adalah gedung B dengan dinding geser dimodelkan sebagai *wall*.
4. Gedung B Model Kedua (B2), adalah gedung B dengan dinding geser dimodelkan sebagai kolom ekuivalen.

### **Pemodelan Struktur Gedung Pertama**

Pada perencanaan gedung model kedua (A2), dinding geser pada gedung akan dimodelkan sebagai elemen kolom ekuivalen (Gambar 5). Waktu getar yang paling mendekati gedung A1 adalah dengan menggunakan faktor pengali momen inersia penampang sebesar 15, faktor pengali ini yang akan dipakai untuk perhitungan gedung A2 selanjutnya.

Gedung termasuk dalam kategori gedung tidak beraturan. Berdasarkan SNI 1726-2002 pasal 7, pengaruh Gempa Rencana terhadap struktur gedung tidak beraturan ditentukan melalui analisis dinamik respon spektrum. Gambar 6 memperlihatkan bahwa hasil analisis dinamik arah x pada gedung A1 terjadi peralihan lebih besar dibanding gedung A2, ini memperlihatkan bahwa struktur gedung A2 lebih kaku dibanding struktur gedung A2, artinya faktor pengali momen inersia penampang pada model gedung kolom ekivalen (A2) memberikan pengaruh signifikan pada kekakuan dinding geser.

Dalam hal ini faktor pengali momen inersia penampang hanya ditinjau terhadap waktu getar gedung. Adapun perbedaan %-relatif peralihan atap arah x antara gedung A1 dan A2 adalah sebesar 7,1370 %.



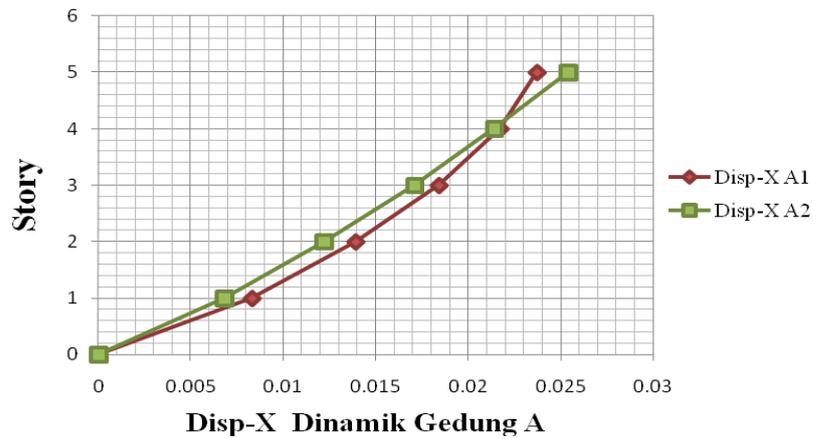
**Gambar 5. Model Gedung Pertama.**

**Tabel 2. Persen Selisih Waktu Getar Gedung A1 dan A2.**

A1		A2		[ % Selisih ]
Faktor Pengali Momen Inersia	T (detik)	Faktor Pengali Momen Inersia	T (detik)	
1	1.8065	1	1.8782	3.9690
		10	1.8155	0.4982
		15	1.8025	0.2214

**Tabel 3. Persen Selisih Berat Struktur Gedung A1 dan A2.**

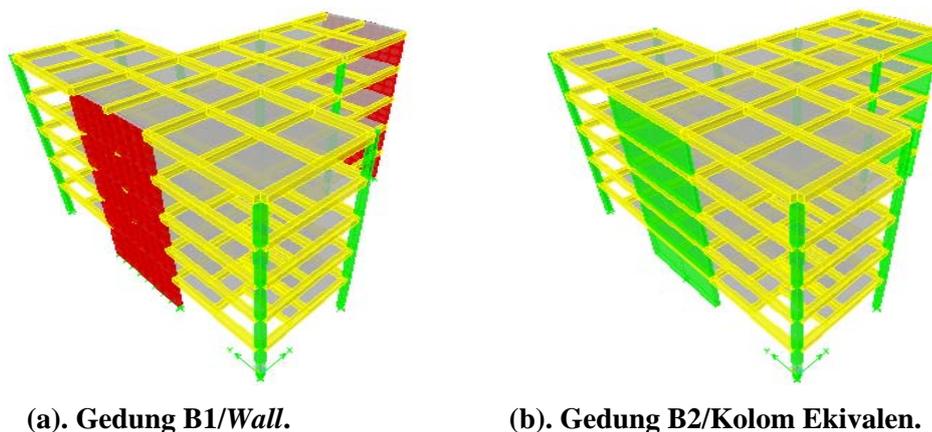
A1 Wt (kg)	A2 Wt (kg)	[ % Selisih ]
223539.2652	237234.0471	6.1263



**Gambar 6. Grafik Antara *Story* dan Peralihan Arah x Gedung A.**

### **Pemodelan Struktur Gedung Kedua**

Pada perencanaan gedung model kedua (B2), dinding geser pada gedung akan dimodelkan sebagai elemen kolom ekuivalen (Gambar 7). Gambar 8 memperlihatkan bahwa hasil analisis dinamik arah x pada gedung B1 terjadi peralihan lebih kecil dibanding gedung B2, ini memperlihatkan bahwa struktur gedung B1 lebih kaku dibanding struktur gedung B2, artinya faktor pengali momen inersia penampang untuk model gedung kolom ekuivalen (B2) tidak memberikan pengaruh signifikan pada kekakuan dinding geser, dalam hal ini faktor pengali momen inersia penampang hanya ditinjau terhadap waktu getar gedung.



**(a). Gedung B1/Wall.**

**(b). Gedung B2/Kolom Ekuivalen.**

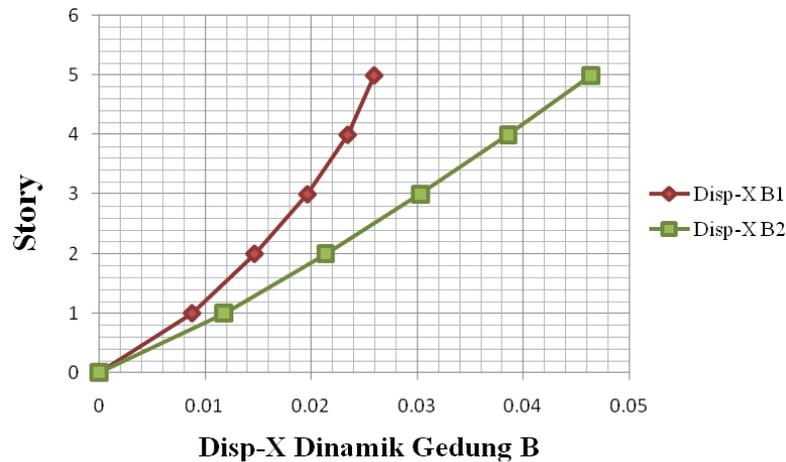
**Gambar 7. Model Gedung Kedua.**

**Tabel 4. Persen Selisih Waktu Getar Gedung B1 dan B2.**

A1		A2		[ % Selisih ]
Faktor Pengali Momen Inersia	T (detik)	Faktor Pengali Momen Inersia	T (detik)	
1	1.8127	1	1.9137	5.5718
		5	1.8667	2.9790
		9	1.8468	1.8812

**Tabel 5. Persen Selisih Berat Struktur Gedung B1 dan B2.**

A1 Wt (kg)	A2 Wt (kg)	[ % Selisih ]
198401.6544	198346.5667	0.0278



**Gambar 8. Grafik Antara Story dan Peralihan Arah x Gedung B.**

#### 4. KESIMPULAN DAN SARAN

Kesimpulan yang dapat diambil dari penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Hasil penelitian ini diperoleh faktor pengali penampang momen inersia untuk gedung A yaitu 15, untuk gedung B yaitu 9. Dengan faktor pengali penampang momen inersia tersebut diperoleh hasil waktu getar alami yang hampir sama antara gedung dinding geser yang dimodelkan sebagai kolom ekuivalen dengan yang dimodelkan sebagai *wall*.

2. Hasil analisis dinamik gedung A yaitu gaya geser dasar sebagai berikut, %-relatif perbedaan antara gedung A1 dan A2 untuk arah-x sebesar 0,12%, hasil ini memperlihatkan bahwa pemodelan kolom ekuivalen tepat dilakukan untuk arah-x.
3. Hasil analisis dinamik gedung B yaitu gaya geser dasar sebagai berikut, %-relatif perbedaan antara gedung B1 dan B2 untuk arah-x sebesar 0,57%, hasil ini memperlihatkan bahwa pemodelan kolom ekuivalen tepat dilakukan untuk arah-x.
4. Hasil analisis dinamik gedung A yaitu peralihan atap sebagai berikut, %-relatif perbedaan antara gedung A1 dan A2 untuk arah-x sebesar 7,17%, hasil ini memperlihatkan bahwa pemodelan kolom ekuivalen tepat dilakukan untuk arah-x.
5. Hasil analisis dinamik gedung B yaitu peralihan atap sebagai berikut, %-relatif perbedaan antara gedung B1 dan B2 untuk arah-x sebesar 78,46%, hasil ini memperlihatkan bahwa pemodelan kolom ekuivalen tidak tepat dilakukan untuk arah-x.

Sedangkan saran yang dapat disampaikan dari penelitian ini adalah model bangunan gedung dengan dinding geser dimodelkan sebagai kolom ekuivalen pada program *ETABS* dapat dimanfaatkan untuk analisis lebih lanjut, sebagai contoh analisis statik nonlinier atau analisis *pushover*.

#### **DAFTAR PUSTAKA**

1. American Society of Civil Engineers. (2000). *FEMA 356 – Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
2. Computer and Structures, Inc. (2007), “*ETABS version 8 Manual*”, Computer and Structures, Inc., Berkeley, C.A
3. Imran, I Hendrik, F E., Suhelda, Kristianto, A. (2008), “*Aplicability Metoda Desain Kapasitas pada Perancangan Struktur Dinding Geser Beton Bertulang*”, Seminar HAKI
4. SKBI-1.3.53.1987, *Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung*, Departemen Pekerjaan Umum.
5. SNI 1726-2002, 2002, *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung*, Departemen Pemukiman dan Prasarana Wilayah

6. SNI 03-2847, 2003, *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*, Jakarta
7. Sukamta, D. (2008), *Perencanaan Tahan Gempa Gedung 48 Lantai – Plaza Indonesia II*, Seminar HAKI 2008, Hotel Borobudur, Jakarta.

## **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 10 halaman, maksimal 20 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 dapat dikirim dalam bentuk cetak di kertas A4 beserta *file* dalam CD-ROM, atau dapat 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.