

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 BETON PRACETAK**

Beton pracetak terdiri dari sejumlah komponen yang dibuat di pabrik, setelah itu disambung di tempat pembangunan sampai akhirnya membentuk struktur utuh. Pada beton pracetak, hubungan hubungan yang menghasilkan kontinuitas dengan memakai bantuan perangkat keras khusus, batang tulangan dan beton untuk menyalurkan semua tegangan geser, tarik dan tekan disebut sambungan keras (Winter dan Wilson 1993).

Pada saat pembuatan atau fabrikasi, beton pracetak berbeda dengan beton yang dicor ditempat, karena pada pracetak ada pemasangan dan penyatuan serta penyambungan antar komponen. Beberapa prinsip dari beton pracetak tersebut memberikan manfaat lebih dibandingkan beton monolit, antara lain terkait dengan pengurangan biaya dan waktu, serta peningkatan jaminan kualitas (Gibb 1999).

Dalam pemasangan elemen pracetak dibandingkan dengan penggunaan system cor ditempat, pemakaian tenaga kerja menjadi lebih sedikit. Justru yang menjadi perhatian dalam pracetak adalah koordinasi dari tenaga yang ada untuk menjamin kelancaran pergerakan elemen pracetak dilapangan sampai pada pemasangan ke posisi terakhir dalam struktur.

Penjabaran elemen-elemen pracetak secara garis besar yaitu sebagai berikut :

1. Pengecoran kolom
2. Pemasangan balok (balok induk dan balok anak)
3. Pengecoran tangga
4. Pemasangan pelat
5. Pengecoran overtopping

Dalam penggunaan elemen beton pracetak, yang perlu menjadi pertimbangan rencana adalah sebagai berikut :

1. Diameter perputaran tower crane.
2. Peralatan pembantu serta jumlah kebutuhan guna mendukung siklus pemasangan pracetak seperti truk dan lain sebagainya
3. Kapasitas angkat maksimal tower crane, terutama kapasitas angkat di ujung.
4. Jumlah tower crane yang diperlukan dalam suatu proyek agar tower crane dapat difungsikan semaksimal mungkin.

## 2.2 TIPE ELEMEN PRACETAK

Elemen pracetak merupakan komponen yang dibuat di pabrik, pada masa sekarang dengan sangat banyaknya struktur yang membutuhkan pracetak maka produk ini dapat di kelompokkan menjadi dua tipe produk yaitu :

### 1. Standard

Yaitu produk pracetak yang dibuat dengan satu model cetakan kemudian digunakan secara berulang-ulang meliputi bantalan kereta api, balok, anstamping, dan masih banyak lagi. Bahkan beton pracetak sudah di pakai banyak pabrik untuk membuat rumah sederhana.

### 2. Special

Yaitu produk pracetak yang dibuat untuk jembatan, bangunan gedung atau struktur lainnya dimana beton itu akan digunakan, beton untuk struktur arsitektural biasanya untuk setiap proyeknya akan selalu di cor dengan cetakan yang baru, misalnya untuk dinding yang expose atau bangunan yang diperuntukkan untuk keperluan arsitektural.

Jenis-jenis elemen pracetak yang umum dipakai adalah :

### 1. BALOK

Untuk balok pracetak (*precast beam*) terdapat 3 (tiga) macam jenis yang umum dipakai yaitu sebagai berikut :

#### a) Balok berpenampang berbentuk persegi (Rectangular Beam)

Balok jenis ini mempunyai keuntungan yaitu tidak perlu memperhitungkan tulangan akibat cor sewaktu pelaksanaan serta pembuatannya lebih mudah dengan begisting yang lebih ekonomis pada saat fabrikasi.

#### b) Balok berpenampang bentuk U (U-Shell Beam)

Balok jenis ini mempunyai kelebihan yaitu dapat dipakai pada bentang yang lebih panjang, lebih ringan dan penyambungan pada joint lebih monolit

#### c) Balok berpenampang bentuk I (I-Shell Beam)

Kegunaan balok ini biasa untuk struktur pratekan yang sangat berguna untuk bangunan yang membutuhkan ruang yang tidak ada kolom ditengahnya, seperti bioskop atau ruang pertemuan.

### 2. PELAT

Pelat pracetak mempunyai 3 (tiga) macam jenis umum yang dipakai yaitu sebagai berikut :

#### a) Pelat pracetak berlubang (Hollow Core Slab)

Yaitu pelat pracetak dimana lebih tebal dan ringan, terdapat lubang di tengah, biasanya menggunakan kabel pratekan, lubangnya bisa bulat atau persegi. Keuntungannya adalah lebih ringan, durabilitas tinggi, lubangnya dapat dimanfaatkan sebagai tempat untuk lewatkan kabel sehingga menghemat beban untuk menghema kabel.

b) Pelat pracetak tanpa lubang (Non Hollow Core Slab)

Yaitu pelat pracetak yang mempunyai ketebalan lebih tipis dan keuntungannya yaitu tidak banyak memakan tempat sewaktu penumpukan.

c) Pelat pracetak berpenampang T dan TT (T and TT slab)

Yaitu pelat pracetak yang biasa digunakan untuk gedung atau jembatan dengan bentang panjang. Biasanya menggunakan kabel pratekan, dan keuntungannya dapat menghemat ruang serta mampu memikul beban lentur yang tinggi.

## 2.3 SAMBUNGAN

Beberapa tipe sambungan elemen beton pracetak antara lain :

1. Sambungan daktail dengan cor ditempat
2. Sambungan daktail dengan menggunakan baut
3. Sambungan dengan menggunakan las
4. Sambungan daktail mekanik

### 2.3.1 Sambungan daktail dengan cor setempat (sambungan basah)

Sambungan ini merupakan sambungan yang menggunakan tulangan biasa sebagai penghubung atau penyambung antar elemen beton baik antara pracetak dengan pracetak maupun antara pracetak dengan cor ditempat. Elemen pracetak yang sudah berada ditempatnya akan dicor bagian ujungnya untuk menyambungkan elemen satu dengan elemen yang lain agar menjadi satu kesatuan yang monolit. Sambungan jenis ini bisa disebut dengan sambungan basah.

### 2.3.2 Sambungan daktail dengan las

Ehsani dan ochs (1993) memberikan pendapat yaitu pada permukaan kolom terdapat dua sambungan las pada penempatan di lokasi sendi plastis sesuai dengan konsep strong column weak beam. Pada konsep ini, untuk pertemuan antara balok dengan kolom sendi plastis direncanakan terjadi pada ujung balok dekat kolom, pada balok dan kolom dipasang pelat baja yang ditanam masuk daerah tulangan kolom dan kemudian di cor pada waktu pembuatan elemen pracetak. Pada kedua ujung balok, pelat baja ditanam pada bagian atas dan bawah.

Pada perakitan komponen pracetak yang menggunakan las, untuk kolom terlebih dahulu berdiri kemudian dilakukan pengelasan pada kedua pelat tersebut untuk menyambungnya dengan balok. Cara ini mempunyai keuntungan yaitu dari segi pelaksanaan dan pengerjaannya, pengangkutan dan pelaksanaannya lebih mudah sehingga lebih ekonomis. Kerugiannya adalah sambungan pada balok kolom sangatlah rawan, biaya relative besar dan pekerjaan lebih sulit karena memerlukan ketelitian dalam pengelasan (Ehsani dan Ochs 1993)

### 2.3.3 Sambungan daktail mekanik

French and friends (1989) mengembangkan sambungan mekanik yang menggunakan post-tension sebagai penhubung antara balok dan kolom. Pada sambungan post-tension ini direncanakan pelelehan terjadi pada daerah antara pertemuan balok dan kolom. Sebagai alat penyambung menggunakan *treaded coupler* yang dipasang pada ujung tulangan. Dengan adanya *treaded coupler*, maka ujung tulangan baja dimasukkan pada lubang tersebut. Beberapa hal yang perlu mendapatkan perhatian adalah keterampilan, ketelitian dan keahlian khusus dalam memasang alat ini. (French and friends 1989)

### 2.3.4 Sambungan daktail dengan menggunakan baut

Englekirk dan Nakaki, Inc. Irvine California dan Dywidag System International USA, Inc. Long Beach California telah mengembangkan sistem dengan menggunakan sambungan daktail yang dikenal dengan DPCF (*Ductail Precast Concret Frame System*). Penyambungan ini dilakukan menggunakan baut untuk menghubungkan elemen satu dengan yang lain. Dari hasil percobaan, sistem DPCF ini berperilaku monolit lebih baik, khususnya untuk *moment Resisting Space Frame* Karena memberikan drift gedung 4% tanpa kehilangan kekuatan pada saat terjadi *post yield cycles*. (Englekirk dan nakaki 1992)

Sambungan basah pada beton pracetak saat ini banyak digunakan dalam dunia konstruksi. Hal ini dikarenakan kemudahan dalam pelaksanaan dilapangan dibandingkan tipe sambungan lainnya.

Dalam tugas akhir ini tipe sambungan yang digunakan adalah tipe sambungan basah (*cast in place*).

Ada beberapa keuntungan dan kelemahan dalam type sambungan basah (Hery Riyanto,2004)

#### ❖ Keuntungan

Dalam hal kekuatan, penggunaan beton polimer sebagai bahan penyambung pada sambungan basah dan terdapat penulangan ganda pada sambungan tersebut menyebabkan kekuatan bahan sambungan lebih besar daripada kekuatan bahan elemen struktur yang disambung.

Dari segi kekuatan, rata-rata kekakuan terbesar pada daerah elastis adalah balok tanpa sambungan, 2.83 kN/mm, kemudian disusul balok dengan sambungan basah, 2.63 kN/mm dan yang terendah kekakuanya adalah balok dengan sambungan kering 2.37 kN/mm.

Dari segi pola retak, kaena ada sifat bahan penyambung pada sambungan basah yang lebih kuat dari pada bahan elemen struktur yang disambung

menyebabkan tidak mungkin terjadi retak akibat beban tengah bentang pada sambungan.

Dari segi pelaksanaan, tipe sambungan basah mudah dilaksanakan dilapangan dibanding tipe sambungan lainnya.

Dari segi biaya, sambungan basah lebih murah dibandingkan dengan sambungan kering.(Hery Riyanto, 2004)

#### ❖ Kelemahan

Dalam hal kekakuan, kekakuan rata-rata balok sambungan basah pada daerah retak lebih rendah dengan nilai 1,65 kN/mm dibandingkan sambungan kering dengan nilai 1,95 kN/mm.

Dari segi redaman, pada sambungan baut pada sambungan kering mempunyai redaman yang lebih besar 7,9% dibandingkan redaman balok pada sambungan basah 5,4%.(Hery Riyanto 2004)

## 2.4 PEMBEBANAN

Pembebanan yang dipakai diambil dari SNI 03-1727-2013, SNI 03-1726-2012 dan SNI 03-2847-2013.

### 2.4.1 Beban Mati

Menurut SNI 03-1727-2013, beban mati adalah berat dari seluruh bahan konstruksi gedung yang terpasang, termasuk lantai, atap, plafon, dinding, tangga, dinding partisi, *clading* gedung, *finishing*, dan komponen arsitektural dan struktur lainnya serta peralatan layan termasuk berat keran. Beban mati yang dipakai dalam perhitungan yakni sebagai berikut :

1. Beton bertulang	2400 kg/m <sup>3</sup>
2. Dinding pasangan batu merah setengah batu	250 kg/m <sup>2</sup>
3. Adukan per cm tebal dari semen	21 kg/m <sup>2</sup>
4. Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk-rusuknya, tanpa Penggantungan atau pengaku) dari semen asbes (eternit dan Bahan lain sejenis), dengan tebal maksimum 4 mm	11 kg/m <sup>2</sup>
5. Penutup lantai dari ubin	11 kg/m <sup>2</sup>
6. Penggantungan langit-langit dan kayu	7 kg/m <sup>2</sup>
7. Duckting-plumbing	40 kg/m <sup>2</sup>
8. Dinding partisi	20 kg/m <sup>2</sup>

### 2.4.2 Beban Hidup

Menurut SNI 03-1727-2013, beban hidup adalah beban yang dihasilkan akibat penghunian gedung, penggunaan dan struktur lainnya tetapi tidak termasuk beban-beban lingkungan atau konstruksi, seperti beban gempa, beban air hujan,

beban angin, beban air banjir, atau beban mati. Beban hidup pada atap adalah beban yang diakibatkan oleh beban para pekerja saat perawatan beserta peralatannya dan barang-barang bergerak yang terjadi selama umur pakai gedung. Beban hidup yang dipakai dalam perhitungan yakni sebagai berikut :

- |  |                        |
|--|------------------------|
| 1. Beban hidup gedung                        | 2,40 kN/m <sup>2</sup> |
| 2. Beban hidup lobi dan koridor lantai dasar | 4,79 kN/m <sup>2</sup> |
| 3. Beban hidup tangga                        | 4,79 kN/m <sup>2</sup> |

### 2.4.3 Beban Gempa

Perencanaan beban gempa pada Tugas Akhir ini menggunakan peraturan SNI 03-1726:2012, “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung”.

Untuk wilayah gempa kota Surabaya berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 14, ditetapkan berdasarkan parameter  $S_s$  (percepatan batuan dasar pada periode pendek 0.2 detik) dan  $S_1$  (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik). Berikut langkah-langkahnya:

#### 1. Kategori Risiko Bangunan

Menentukan kategori risiko bangunan didasarkan atas fungsi pemanfaatan suatu bangunan atau gedung. Dalam menentukan kategori risiko bangunan dapat dilihat pada Tabel 2.1.1 & 2.1.2 sebagai berikut:

**Tabel 2.1.1** Kategori Risiko Bangunan Gedung

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan struktur lainnya yang pada saat terjadi kegagalan memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia seperti: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Gudang Penyimpanan</li> <li>- Fasilitas Pertanian</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
Semua Gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Pabrik</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Gedung apartemen/ Rumah susun</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Pusat Perbelanjaan/ Mall</li> </ul>	II

**Tabel 2.1.2** Lanjutan Kategori Risiko Bangunan Gedung

Kategori Risiko	Kategori Risiko
<p>Gedung dan struktur lainnya yang pada saat terjadi kegagalan memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Stadion</li> <li>- Bioskop</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> </ul>	III
<p>Gedung dan struktur lainnya yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, tetapi tidak dibatasi, untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah Sakit dan Fasilitas kesehatan lainnya</li> <li>- Fasilitas Pemadam kebakaran</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap bencana alam</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, dan pusat operasi</li> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktural bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

(Sumber: SNI 03-1726:2012)

## 2. Faktor Keutamaan Gempa, (*I<sub>e</sub>*)

Faktor keutamaan gempa, (*I<sub>e</sub>*) adalah faktor yang digunakan untuk mengamplifikasi beban gempa rencana. Faktor ini dapat ditentukan setelah diketahui jenis pemanfaatan apa yang digunakan untuk gedung atau bangunan yang telah didesain. Faktor keutamaan gempa disajikan dalam Tabel 2.2 sebagai berikut:

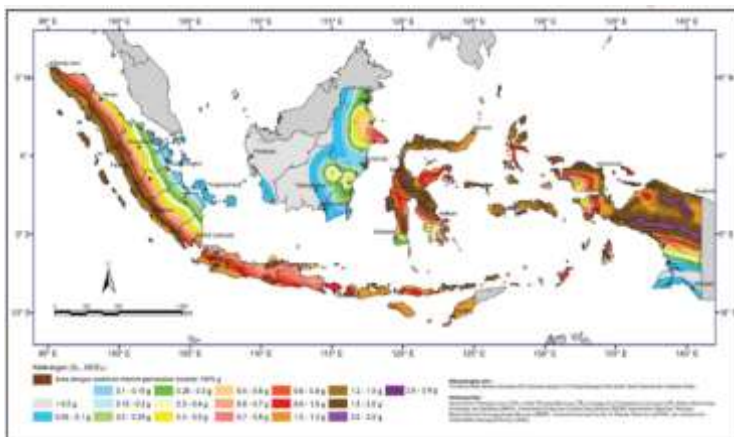
**Tabel 2.2** Faktor Keutamaan Gempa, ( $I_e$ )

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, ( $I_e$ )
I dan II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: SNI 03-1726:2012)

**a. Parameter Percepatan Batuan Dasar**

Parameter SS (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0.2 detik dan 1 detik dalam peta gempa untuk periode ulang 2500 tahun. Parameter SS dan S1 dapat dilihat pada situs Pusat Litbang Perumahan dan Permukiman Badan Penelitian dan Pengembangan Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat ([http://puskim.pu.go.id/aplikasi/desain\\_spektra\\_indonesia\\_2011/](http://puskim.pu.go.id/aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/)).



**Gambar 2.1** Peta Wilayah Gempa Indonesia yang dipertimbangkan resiko-tertarget (MCER-percepatan 0.2 detik, probabilitas 2% dalam 50 tahun)

(Sumber: SNI 03-1726:2012)

**b. Kelas Situs dan Koefisien Situs**

Lapisan tanah pada suatu proyek dikategorikan menjadi beberapa situs dari kelas A hingga F. Klasifikasi situs dilakukan berdasarkan hasil pengujian kecepatan rata-rata gelombang geser, tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata. Hal tersebut ditunjukkan pada Tabel 2.3 sebagai berikut :



**Tabel 2.3** Kelas Situs dan Koefisien Situs

Kelas situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{V}$ atau $\bar{V}_{ca}$	$\bar{s}_v$ (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $w \geq 40$ persen, dan Kuat geser niralir $\bar{s}_v < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$ ) Lapisan lempung lunak/setengah tegu dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $s_v < 50$ kPa		

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

(Sumber: SNI 03-1726:2012)

Setelah ditentukan kelas situsnya, maka kemudian berdasarkan nilai ( $S_s$ ) dan ( $S_I$ ) dapat ditentukan besarnya koefisien situs, ( $F_a$ ) dan ( $F_v$ ). Koefisien situs ( $F_a$ ) merupakan faktor amplifikasi getaran yang terkait percepatan pada getaran periode pendek, sedangkan Koefisien situs ( $F_v$ ) merupakan faktor amplifikasi terkait percepatan pada getaran periode 1 detik. Tabel 2.4 dan Tabel 2.5 memperlihatkan nilai koefisien situs untuk berbagai kelas situs yang ada. Berikut adalah tabelnya:

**Tabel 2.4** Koefisien Situs, ( $F_a$ )

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$				
	$S_s < 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s > 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1	1	1	1
SC	1,2	1,2	1,1	1	1
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

(Sumber: SNI 1726-2012)

**Tabel 2.5** Koefisien Situs, ( $F_v$ )

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan pada periode pendek, $T=1,0$ detik, $S_I$				
	$S1<0,1$	$S1=0,2$	$S1=0,3$	$S1=0,4$	$S1>0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1	1	1	1
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>b</sup>				

(Sumber: SNI 1726-2012)

Nilai ( $F_a$ ) dan ( $F_v$ ) selanjutnya digunakan untuk menghitung parameter respons percepatan pada periode pendek ( $S_{MS}$ ) dan pada periode 1 detik ( $S_{M1}$ ), yang ditentukan berdasarkan rumus berikut:

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (2.1)$$

$$S_{M1} = F_v S_I \quad (2.2)$$

Dimana:

$S_s$  = Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode pendek.

$S_I$  = Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode 1 detik.

$F_a$  = Koefisien situs pada Tabel 4 SNI 1726-2012 untuk periode pendek.

$F_v$  = Koefisien situs pada Tabel 5 SNI 1726-2012 untuk periode 1 detik.

Sehingga parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek ( $S_{DS}$ ) dan untuk periode 1 detik ( $S_{D1}$ ) dapat ditentukan dengan rumus sebagai berikut:

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} \quad (2.3)$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1} \quad (2.4)$$

Dimana:

$S_{DS}$  = Parameter respons spektral percepatan rencana pada periode pendek.

$S_{D1}$  = Parameter respons spektral percepatan rencana pada periode 1 detik.

### c. Menentukan Kategori Desain Seismik (KDS)

Langkah selanjutnya adalah menentukan jenis Kategori Desain Seismik (KDS) berdasarkan hasil perhitungan rumus (2.11) dan (2.12). Jenis Kategori Desain Seismik (KDS) disajikan dalam Tabel 2.6 dan 2.7

**Tabel 2.6** Kategori Desain Seismik Berdasarkan SDS Berdasarkan Parameter Percepatan Respon pada Periode Pendek

Nilai Sds	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$Sds < 0,167$	A	A
$0,167 \leq Sds < 0,33$	B	C
Nilai Sds	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$0,33 \leq Sds < 0,50$	C	D
$0,50 \leq Sds$	D	D

(Sumber: SNI 1726-2012)

**Tabel 2.7** Kategori Desain Seismik berdasarkan Sd1 Berdasarkan Parameter Percepatan Respon pada Periode 1 Detik

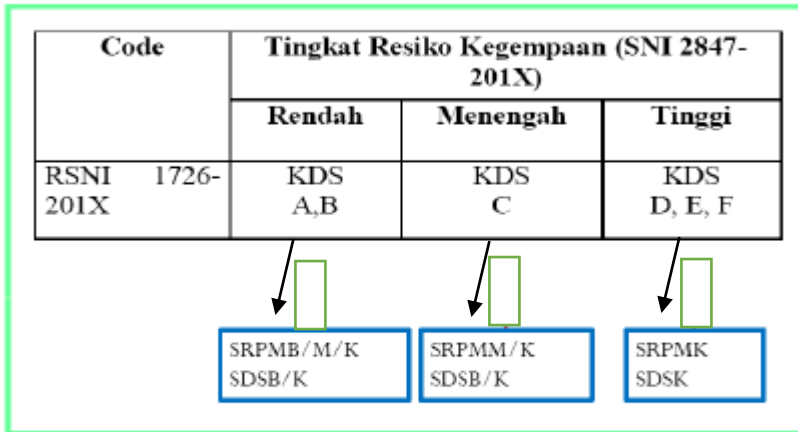
Nilai Sd1	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$Sd1 < 0,067$	A	A
$0,067 \leq Sd1 < 0,133$	B	C
$(0,133 \leq Sd1 < 0,20$	C	D
$0,20 \leq Sd1$	D	D

(Sumber: SNI 1726-2012)

Selanjutnya yaitu menentukan sistem struktur yang akan dipakai pada bangunan/gedung yang didesain yang dipaparkan pada Tabel 2.8. Cara menentukan sistem struktur yang dipakai ialah berdasarkan hasil nilai terbesar dari Tabel 2.6 dan 2.7.

**Tabel 2.8** Pemilihan Sistem Struktur

**KDS Versus Resiko Kegempaan**



SRPM = SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN  
 SDS = SISTEM DINDING STRUKTUR  
 B; M; K = BIASA; MENENGAH; KHUSUS

(Sumber: SNI 1726-2012)

**d. Menentukan Periode Fundamental Pendekatan ( $T_a$ )**

Sebagai alternatif, penentuan perioda fundamental pendekatan ( $T_a$ ) diijinkan, yaitu dalam detik, kemudian dari persamaan berikut, dimana ketinggian struktur tidak melebihi 12 tingkat dan sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka penahan beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m. Berikut rumus mencari ( $T_a$ ):

$$T_a = 0,1N \tag{2.5}$$

Dimana:

N = jumlah tingkat

**e. Menentukan Spektrum Respon Desain ( $S_a$ )**

Setelah dihitung maka diperoleh hasil dari Fundamental Pendekatan ( $T_a$ ) berdasarkan rumus (2.13), maka bisa digunakan untuk menentukan spektrum respon desain. Dibawah ini adalah rumus-rumus perhitungannya:

$$T_0 = 0,2 \times \frac{SD1}{SDS}$$

$$T_s = \frac{SD1}{SDS}$$

Jika:

1.  $T_a < T_0$ ; Maka  $S_a = SDS \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$  (2.6)

2.  $T_s \geq T_a \geq T_0$ ; Maka  $S_a = SDS$  (2.7)

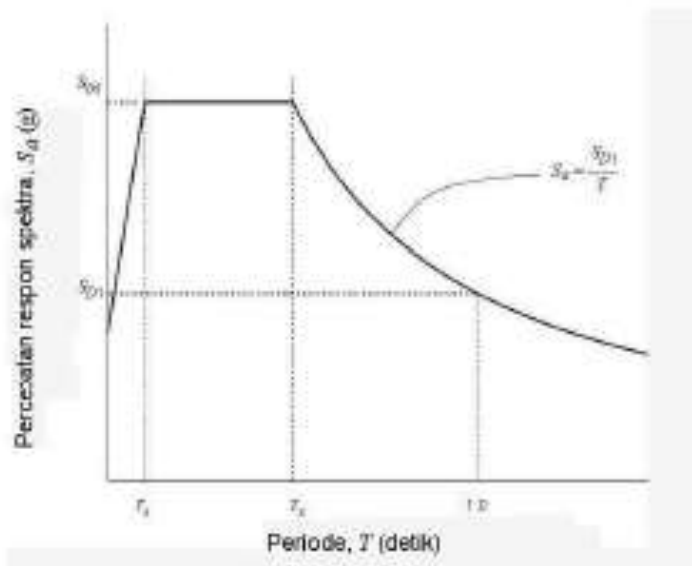
3.  $T_a \geq T_s$ ; Maka  $S_a = \frac{SD1}{T_a}$  (2.8)

Dimana:

$S_{ds}$  = parameter respons spektral percepatan desain perioda pendek.

$SD1$  = parameter respons spektral percepatan desain perioda 1 detik;

$T$  = perioda getar fundamental struktur.



**Gambar 2.2** Spektrum Respons Desain  
(Sumber: SNI 1726-2012)

#### f. Faktor R untuk Penahan Gaya Gempa Lanjutan

Berdasarkan pada peraturan SNI 1726:2012, yaitu “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung”. Untuk sistem penahan gaya gempa lanjutan, karena struktur rangka gedung beton bertulang didesain untuk memikul momen khusus (SRPMK), maka diambil nilai dari Tabel 2.9. sebagai berikut:

**Tabel 2.9** Faktor R,  $\Omega$  dan  $C_d$  untuk Penahan Gaya Gempa Lanjutan

Sistem Penahan Gaya Seismik	R	$\Omega$	$C_d$
Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus	8	3	5,5
Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Menengah	5	3	4,5
Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Biasa	3	3	2,5

(Sumber: SNI 2847:2013)

Jadi, didapatkan nilai berdasarkan Tabel 2.9 sebesar:

$$R = 8$$

$$\Omega = 3$$

$$C_d = 5,5$$

Dimana:

R = koefisien modifikasi *respons*,  $R^a$

$\Omega$  = faktor kuat-lebih sistem,  $\Omega_0^g$

$C_d$  = faktor pembesaran defleksi,  $C_d^b$

g = 9,81 m/s<sup>2</sup> (percepatan gravitasi bumi)

Ie = 1,25 (faktor keutamaan gempa kategori III)

Rumus perhitungan beban *Earthquake*:

$$E = \frac{I \times g}{R} \quad (2.9)$$

#### g. Menentukan Nilai Koefisien Respon Seismik ( $C_s$ )

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, maka rumus perhitungan  $C_s$  adalah sebagai berikut:

$$C_s = \frac{SDS}{R/I} \quad (2.10)$$

$$C_s \text{ Max} = \frac{SD1}{T(R/I)} \quad (2.11)$$

$$C_s \text{ min} = 0,044 \times Sds \times Ie \quad (2.12)$$

#### h. Menentukan Beban Geser Dasar

Menentukan beban geser berdasarkan rumus:

$$V = C_s \times W \quad (2.13)$$

Dimana:

- V = gaya lateral desain total atau geser didasar struktur (kN)
- Cs = koefisien respon seismik yang ditentukan (pada poin h)
- W = berat total gravitasi bangunan

#### i. Perhitungan Gaya Gempa

Rumus perhitungan gaya gempa adalah sebagai berikut:

$$F_x = C_v \times V \quad (2.14)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{(n-1)}^n w_i h_i^k} \quad (2.15)$$

dengan:

- Cvx = faktor distribusi vertical.
- V = gaya lateral desain total atau geser struktur, dinyatakan dalam (kN).
- Wi, wx = berat seismic efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x.
- hi & hx = tinggi dari dasar sampai tingkat I atau x, dinyatakan dalam (m).
- k = eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut:
  - untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang, k = 1.
  - untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih, k = 2.
  - untuk struktur yang mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

Sehingga sudah selesai untuk langkah-langkah perhitungan gaya gempa menurut SNI 1726:2012 “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung”.

#### j. Beban Gempa *Response Spectrum*

Beban gempa pada perencanaan gedung ini menggunakan data *response spectrum* didapat dari situs [www.puskim.go.id](http://www.puskim.go.id).

### 2.4.4 Beban Air Hujan

Beban air hujan pada atap yang tidak melendut, dalam  $\text{kN/m}^2$ . Jika istilah "atap tidak melendut" digunakan, lendutan dari beban (termasuk beban mati) tidak perlu diperhitungkan ketika menentukan jumlah air pada atap.

### 2.4.5 Beban Atap

Berdasarkan pada SNI 03-1727-2013 Pasal 4.8.2, beban pada lantai atap untuk hunian selain pabrik, gudang komersial, bengkel, dan lantai garasi komersial. Beban hidup atap minimum harus diambil sebesar 12 psf ( $0,58 \text{ Kn/m}^2$ )

### 2.4.6 Kombinasi pembebanan yang dipakai

Pembebanan diambil dari SNI 7833-2012 (Tata cara perencanaan beton pracetak dan beton prategang untuk bangunan gedung) pasal 10.1 sebagai berikut :

$$(a) \quad 1,15D + 1,5L + 0,4(L \text{ atau } R) \quad (2.16)$$

$$(b) \quad 1,15D + 0,9L + 1,5(L \text{ atau } R) \quad (2.17)$$

$$(c) \quad 1,3D \quad (2.18)$$

Dimana :

D = beban mati

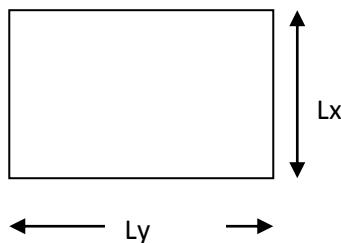
L = beban hidup

R = beban hujan

## 2.5 PERENCANAAN PELAT

### a. Perencanaan pelat satu arah (*one way slab*)

Pelat satu arah terjadi apabila  $\frac{L_y}{L_x} > 2$



**Tabel 2.10.1** Tebal Minimum Balok Non-Prategang atau Pelat Satu Arah Bila Lendutan Tidak dihitung

Komponen struktur	Tebal minimum, $h$			
	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	kantilever



**Tabel 2.10.2** Lanjutan Tebal Minimum Balok Non-Prategang atau Pelat Satu Arah Bila Lendutan Tidak dihitung

	Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat masif satu arah	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Balok atau pelat rusuk satu-arah	$\ell/16$	$\ell/18,5$	$\ell/21$	$\ell/8$
<p><b>CATATAN :</b>                  Panjang bentang dalam mm.                  Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan tulangan mutu 420 Mpa. Untuk kondisi lain, nilai diatas harus dimodifikasikan sebagai berikut :                  (a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis (<i>equilibrium density</i>) , <b>Wc</b> di antara 1440 sampai 1840kg/m<sup>3</sup>, nilai tadi harus dikalikan dengan <b>(1,65-0,0003Wc)</b> tetapi tidak kurang dari 1,09.                  (b) untuk fy selain 420 Mpa, nilainya harus dikalikan dengan <b>(0,4 + fy/700)</b></p>				

(Sumber : SNI 03-2847-2013, Tabel 9.5(a))

**b. Perencanaan pelat dua arah (two way slab)**

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3 tebal pelat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya dengan  $< 2,0$  maka harus memenuhi ketentuan sebagai berikut :

- Untuk  $\alpha m \leq 0,2$ , digunakan :  
 Pelat tanpa penebalan  $> 120\text{mm}$   
 Pelat dengan penebalan  $> 100\text{mm}$
- Untuk  $0,2 < \alpha m < 2,0$ , ketebalan pelat minimum harus memenuhi :

$$h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha m - 0,2)} > 125 \text{ mm.} \quad (2.19)$$

- Untuk  $\alpha m > 2,0$  ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari

$$h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 9\beta} > 90 \text{ mm} \quad (2.20)$$

Dimana :

$l_n$  : panjang bentang bersih, diukur dari muka ke muka tumpuan

$a$  : rasio kekuatan lentur penampang balok terhadap kekakuan lentur pelat.

$a_m$  : nilai rata-rata dari  $a$  untuk semua balok pada tipe panel.

$B$  : rasio panjang bentang arah memanjang dengan arah memendek.

- Tebal pelat minimum tanpa balok yang menghubungkan tumpuan pada semua

sisinya dengan  $\frac{L_y}{L_x} < 2,0$  maka harus memenuhi ketentuan berikut :

**Tabel 2.11** Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior

Tegangan Leleh ( $f_y$ , Mpa)	Tanpa Penebalan			Dengan Penebalan		
	Panel Luar		Panel Dalam	Panel Luar		Panel Dalam
	Tanpa Balok Pinggir	Dengan Balok Pinggir		Tanpa Balok Pinggir	Dengan Balok Pinggir	
280	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/40$	$l_n/40$
420	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$
520	$l_n/28$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/34$	$l_n/34$

- Untuk konstruksi dua arah,  $l_n$  adalah panjang bentang bersih dalam arah panjang, diukur muka ke muka tumpuan pada pelat balok dan muka ke muka balok atau tumpuan lainnya pada kasusu yang lain.
- Untuk  $F_y$  antara nilai yang diberikan dalam tabel, tebal minimum harus ditentukan dengan interpolasi linier.
- Panel drop didefinisikan dalam 13.2.5  
Pelat dengan balok di antara kolom kolomnya disepanjang tepi eksterior. Nilai  $\alpha$  untuk balok tepi tidak boleh kurang dari 0,8

(SNI 03-2847-2013 tabel 9.5(c))

**c. Analisis gaya dalam untuk komponen pelat**

Dalam bukunya *Disain Beton Bertulang*, oleh *Chu Kia Wang dan Charles G. Salmon jilid 2* disebutkan bahwa:

- $\alpha_m \leq 0.375$  sebagai pelat tanpa balok tepi.
- $0.375 \leq \alpha_m \leq 1.875$  sebagai pelat dengan balok tepi yang fleksibel.
- $\alpha_m > 1.875$  sebagai pelat tanpa balok tepi yang kaku.

dimana :

$a_m$  : nilai rata-rata dari  $a$  untuk semua balok pada tipe panel.

Perhitungan momen – momen yang terjadi pada pelat berdasarkan pada Peraturan Beton Bertulang Indonesia tahun 1971 (PBBI 1971) adalah sebagai berikut :

Jika pelat terjepit penuh pada ke-empat sisinya;

$$M_{lx} = +0,001 \times q \times l_x^2 \times X$$

$$M_{ly} = +0,001 \times q \times l_y^2 \times X$$

$$M_{tx} = -0,001 \times q \times l_x^2 \times X$$

$$M_{ty} = -0,001 \times q \times l_y^2 \times X$$

(dimana harga X bisa dilihat pada **Tabel 13.3.1, PBBI 1971**)

#### d. Perhitungan Tulangan Pelat

Tahap-tahap dalam perencanaan penulangan lentur pelat adalah :

1. Menentukan data perencanaan yang dipakai yaitu  $f_c$ ,  $f_y$ ,  $\mu$ ,  $\phi$  tulangan utama dan  $\phi$  tulangan geser rencana.
2. Menghitung rasio tulangan berimbang ( $\rho_{balance}$ ) dengan persamaan dibawah ini

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \quad (2.21)$$

Dimana :

$\rho_b$  = rasio tulangan berimbang

$\beta_1$  = 0,85 untuk  $f'_c \leq 28$  Mpa

Nilainya berkurang 0,05 untuk setiap kenaikan 7 Mpa dari  $f'_c \leq 28$  Mpa (SNI 03-2847-2013, pasal 10.2.7)

Dimana :

$f'_c$  = kuat tekan beton yang disyaratkan

$f_y$  = tegangan leleh baja

3. Rasio tulangan minimum ( $\rho_{min}$ ) dibatasi sebesar :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} b_w \cdot d < \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w \cdot d \quad (2.22)$$

(SNI 03-2847-2013, pasal 10.5.1)

4. Rasio tulangan yang diperlukan ( $\rho_{perlu}$ ) dihitung dengan persamaan :

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right) \quad (2.23)$$

Dengan :

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \quad (2.24)$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} \quad (2.25)$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi}, (\phi = 0,9) \quad (2.26)$$

Rasio tulangan yang diperlukan tidak boleh lebih besar dari rasio tulangan maksimum dan tidak boleh lebih kecil dari rasio tulangan minimum

$$\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{max}$$

5. Menentukan luas tulangan ( $A_s$ ) dari rasio yang didapatkan :

$$A_{s_{perlu}} = \rho . b . d \quad (2.27)$$

Dengan spasi antar tulangan :

- Tulangan utama harus berjarak  $\leq 3$  x tebal pelat  
Atau  $\leq 450$  mm.... (SNI 03-2847-2013, pasal 7.6.5)

6. Kontrol tulangan susut dan suhu.

Tulangan susut dan suhu harus paling sedikit memiliki rasio luas tulangan terhadap luas bruto penampang beton sebagai berikut, tetapi tidak kurang dari 0,0014. (SNI 03-2847-2013, Pasal 7.12.)

- Pelat yang menggunakan tulangan ulir dengan mutu  $f_y = 280$  atau  $350$  Mpa = 0,0020
- Pelat yang menggunakan tulangan ulir atau jaringan kawat las dengan mutu  $f_y = 420$  Mpa = 0,0018
- Pelat yang menggunakan tulangan dengan tegangan leleh melebihi 420 Mpa yang diukur pada regangan leleh sebesar  $0,35\% = 0,0018 \times 420/f_y$

7. Kontrol jarak spasi tulangan susut dan suhu.

$$S < 5h \text{ atau } 450\text{mm}$$

(SNI 03-2847-2013, Pasal 7.12.2.2)

8. Panjang Penyaluran Tulangan Pelat

$$\text{a.) } l_{dh} > 8 \text{ db} \quad (2.28)$$

(SNI 03-2847-2013, pasal 12.5.1)

$$\text{b.) } l_{dh} > 150 \text{ mm} \quad (2.29)$$

## 2.6 FAKTOR REDUKSI KEKUATAN

Faktor reduksi kekuatan desain yang disediakan oleh suatu komponen struktur, sambungannya dengan komponen struktur yang lain, dan penampangnya, sehubungan dengan lentur, geser, beban nominal dan torsi, harus diambil sebesar kekuatan nominal dihitung sesuai dengan persyaratan dan asumsi dari standar ini, yang dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan  $\phi$  dalam SNI-2847-2013 Pasal 9.3.2 :

- a. Untuk penampang kendali tarik  $\phi = 0.9$
- b. Untuk penampang kendali tekan
  - Komponen struktur dengan tulangan spiral  $\phi = 0.75$
  - Komponen struktur bertulang lainnya  $\phi = 0.65$
- c. Geser dan Torsi  $\phi = 0.75$

## 2.7 PERENCANAAN ELEMEN STRUKTUR LENTUR (BALOK)

### 2.7.1 Syarat dimensi penampang (SNI 2847-2013 Pasal 21.5.1)

Sebuah komponen lentur bagian dari SRPMK harus memenuhi kriteria yang ditetapkan di dalam SNI 2847-2013 Pasal 21.5.1.1 - 21.5.1.4 Sebagai berikut :

- a. Gaya aksial terfaktor,  $P_u$ , tidak lebih dari  $A_g \frac{f'_c}{10} \left( P_u \leq A_g \frac{f'_c}{10} \right)$
- b. Panjang bentang bersih,  $l_n$ , harus lebih besar daripada 4 kali tinggi efektif.  $(l_n \geq 4d)$
- c. Lebar penampang,  $b_w$ , tidak kurang dari 0,3 kali tinggi penampang namun tidak boleh diambil dari 250 mm.  $(b_w \geq 0,3h$  atau 250 mm)
- d. Lebar penampang,  $b_w$ , tidak boleh melebihi lebar kolom pendukung ditambah nilai terkecil dari lebar kolom atau  $\frac{3}{4}$  kali dimensi kolom dalam arah sejajar komponen lentur.

### 2.7.2 Persyaratan Tulangan Lentur (SNI 2847:2013 Pasal 21.5.2)

Beberapa persyaratan untuk tulangan lentur pada suatu SRPMK sebagai berikut :

- a. Jumlah tulangan lentur baik disebelah atas atau disebelah bawah penampang ( $A_s$ ) tidak boleh kurang dari :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w \times d \\ \frac{1,4}{f_y} b_w \times d \end{array} \right\} \geq A_s \geq 0,025b_w d \quad (2.30)$$

Pada sisi atas maupun sisi bawah penampang, sedikitnya harus disediakan dua buah tulangan menerus.

- b. Kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut :

$$\phi M_{n\ ki}^+ \geq \frac{1}{2} \phi M_{n\ ki}^- \quad (\text{tumpuan kiri}) \quad (2.31)$$

$$\phi M_{n-ka}^- \geq \frac{1}{2} \phi M_{n-ka}^- \quad (\text{tumpuan kanan}) \quad (2.32)$$

Dimana :

$M_{nki}$  = kuat momen pada bagian tumpuan sebelah kiri dari komponen lentur

$M_{nka}$  = kuat momen pada bagian tumpuan sebelah kanan dari komponen lentur

- c. Pada kuat lentur positif maupun kuat lentur negatif di sepanjang bentang pada setiap penampang tidak boleh kurang dari 1/4 kuat lentur terbesar yang disediakan pada kedua muka kolom tersebut.

$$(\phi M_{n+}^+ \text{ atau } \phi M_{n-}^-) \geq \frac{1}{4} (\phi M_n \text{ terbesar di setiap titik}) \quad (2.33)$$

- d. Jika ada tulangan spiral atau sengkang tertutup yang mengikat bagian sambungan lewatan, maka sambungan pada tulangan lentur diizinkan. Spasi sengkang yang mengikat tidak boleh melebihi  $d/4$  atau 100 mm pada daerah sambungan lewatan tersebut. Pada daerah hubungan balok-kolom tidak boleh diaplikasikan untuk sambungan lewatan, yaitu pada daerah hingga sejarak dua kali tinggi balok dari muka kolom, serta pada tempat yang berdasarkan analisis, menunjukkan terjadinya leleh lentur akibat perpindahan inelastis struktur rangka.

### 2.7.3 Persyaratan Tulangan Transversal (Geser) Balok

Berdasarkan pada SNI 2847-2013 Pasal 21.5.3, tentang Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus, Pada ujung-ujung dari komponen lentur tersebut sendi plastis akan terbentuk, untuk memberikan jaminan terhadap daktilitas komponen lentur, maka lokasi tersebut harus didetailkan secara khusus. Kekangan lateral bagi tulangan lentur mampu diberikan jika tulangan transversal dipasang dengan detail dan benar serta memberikan sumbangan pada beton untuk memikul gaya geser. Dalam desain SRPMK, maka tulangan transversal harus memenuhi beberapa persyaratan sebagai berikut :

- a. Sengkang tertutup disediakan pada daerah hingga dua kali tinggi balok diukur dari muka tumpuan pada kedua ujung komponen struktur lentur. Selain itu sengkang tertutup juga harus dipasang di sepanjang daerah dua kali tinggi balok pada kedua sisi dari suatu penampang, pada tempat yang diharapkan dapat terjadi leleh lentur.

- b. Jarak sengkang dipasang tidak lebih dari 50 mm untuk sengkang tertutup pertama dari muka tumpuan. Jarak antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi dari nilai terkecil antara :
1.  $d/4$
  2.  $6d_b$  (6 kali diameter tulangan memanjang terkecil)
  3. 150 mm
- c. Sengkang dengan kait gempa pada kedua ujungnya harus dipasang dengan jarak tidak lebih dari  $d/2$  di sepanjang bentang komponen struktur lentur pada daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup.
- d. Ada dua buah tulangan yang terdapat pada sengkang tertutup, yaitu : sebuah sengkang dengan kait gempa pada kedua ujung dan ditutup oleh pengikat silang. Pada pengikat silang yang berurutan yang mengikat tulangan memanjang yang sama, kait 90%-nya harus dipasang berselang-seling.
- e. Pada SRPMK untuk tulangan transversal harus didesain untuk memikul gaya geser rencana yang ditimbulkan oleh kuat lentur maksimum,  $M_{pr}$ , yang dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dengan tanda berlawanan. Pada saat yang bersamaan komponen struktur tersebut dianggap memikul beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya. Besarnya gaya geser rencana tersebut dihitung dengan menggunakan rumus berikut :

$$V_{ki} = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_n} + \frac{q_u l_n}{2} \quad (2.34)$$

$$V_{ka} = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n} + \frac{q_u l_n}{2} \quad (2.35)$$

Dimana:

$V_{ki}, V_{ka}$  = gaya geser rencana pada ujung kiri dan kanan komponen struktur lentur

$M_{pr}$  = kuat momen lentur diujung balok yang ditentukan dengan menganggap kuat tarik pada tulangan memanjang sebesar minimum  $1,25f_y$  dan faktor reduksi  $\phi = 1$

$l_n$  = panjang bentang bersih komponen struktur lentur

$q_u$  = beban merata terfaktor

besarnya nilai  $M_{pr}$  dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut :

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.36)$$

Dengan:

$$a = \frac{A_s(1,25 f_y)}{0,85 f'_c b} \quad (2.37)$$

- f. Kuat geser yang disumbangkan oleh beton,  $V_c$ , dapat diambil sama dengan nol apabila gaya geser akibat gempa lebih besar atau sama dengan 50% dari kuat geser perlu maksimum di sepanjang daerah tersebut, serta apabila gaya aksial tekan terfaktor, termasuk akibat gempa, lebih kecil dari  $A_g f'_c / 20$ .

## 2.8 PERENCANAAN STRUKTUR KOLOM

### 2.8.1 Persyaratan Umum (SNI 2847-2013 Pasal 21.6.1)

Komponen struktur yang memikul gaya aksial (kolom) dan lentur yang diakibatkan oleh beban gempa bumi, serta beban aksial terfaktor yang bekerja melebihi  $A_g f'_c / 10$ , harus memenuhi persyaratan ukuran penampang sebagai berikut:

- Perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam arah tegak lurusnya tidak kurang dari 0,4.
- Ukuran penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui titik pusat geometris penampang, tidak kurang dari 300 mm.

### 2.8.2 Persyaratan Tulangan Lentur (SNI 2847-2013 Pasal 21.6.2)

Kuat lentur dari suatu kolom harus memenuhi persyaratan berikut :

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb} \quad (2.38)$$

Dimana :

$\sum M_{nc}$  = jumlah kuat lentur nominal kolom yang merangka pada suatu hubungan balok-kolom (HBK). Kuat lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor yang sesuai dengan arah gaya-gaya lateral yang ditinjau yang menghasilkan nilai kuat lentur yang terkecil

$\sum M_{nb}$  = jumlah kuat lentur nominal balok yang merangka pada suatu hubungan balok-kolom (HBK).

Pendekatan ini sering dikenal sebagai konsep **kolom kuat-balok lemah** (*strong column - weak beam*). Dengan menggunakan konsep ini diharapkan bahwa kolom tidak akan mengalami kegagalan terlebih dahulu sebelum balok. Tulangan lentur harus dipilih sedemikian sehingga persamaan diatas terpenuhi. Sedangkan rasio tulangan harus dipilih sehingga terpenuhi syarat :

$$0,01 \leq \rho_g \leq 0,06 \quad (2.39)$$



### 2.8.3 Persyaratan Tulangan Transversal (Geser) Kolom

Berdasarkan peraturan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4 untuk menghasilkan tingkat daktilitas yang cukup kolom harus didetailkan dengan baik, terutama pada saat mulai terbentuknya sendi plastis akibat beban gempa. Tulangan transversal harus disediakan secara cukup pada daerah sendi plastis kolom (daerah sepanjang  $l_o$  dari muka hubungan balok-kolom, di kedua ujungnya), panjanga  $l_o$  daerah sendi plastis kolom, diambil tidak kurang dari :

- Potensi terjadinya leleh lentur terjadi pada daerah tinggi penampang komponen struktur pada muka hubungan balok-kolom atau pada segmen.
- 1/6 dari bentang bersih komponen struktur
- 450 mm

Selain itu tulangan tranversal mempunyai beberapa persyaratan pada komponen struktur kolom, yaitu :

- Rasio volumetric tulangan spiral,  $\rho_s$ , tidak boleh kurang dari :

$$\rho_s \geq \begin{cases} 0,12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0,45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{cases} \quad (2.40)$$

Dimana:

- $A_g$  = luas penampang bruto dari kolom  
 $f_{yt}$  = kuat leleh tulangan transversal  
 $A_{ch}$  = luas inti kolom yang dikelilingi tulangan spiral, diukur hingga ke diameter terluar tulangan spiral

- Luas total penampang sengkang tertutup persegi tidak kurang dari :

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0,3 \frac{s \times b_c \times f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \right] \\ 0,09 \frac{s \times b_c \times f'_c}{f_{yt}} \end{cases} \quad (2.41)$$

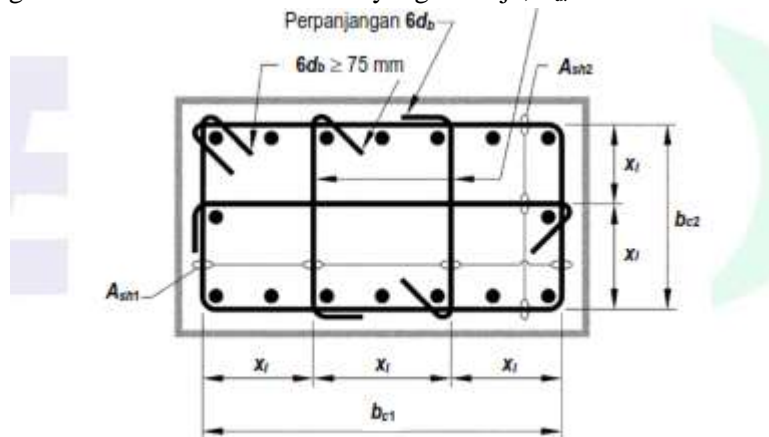
Dimana:

- $b_c$  = ukuran inti penampang diukur tegak lurus terhadap kaki sengkang  $A_{sh}$   
 $s$  = jarak antara tulangan transversal
- Perlu dipasang tulangan transversal tambahan jika tebal selimut beton di luar tulangan tranversal melebihi 100 mm, dengan jarak tulangan tidak lebih dari 300 mm. Tebal selimut di luar tulangan transversal tambahan tidak boleh melebihi 100 mm.

- d. Pada daerah sepanjang  $l_o$ , tulangan transversal harus diambil tidak melebihi nilai terkecil dari :
- 6 kali diameter tulangan memanjang
  - 1/4 dimensi terkecil komponen struktur
  - $100 \text{ mm} \geq s_o = 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right) \geq 150 \text{ mm}$

Besaran  $h_x$  adalah merupakan jarak antar kaki sengkang atau pengikat silang dalam suatu penampang melintang komponen struktur, yang tidak boleh diambil lebih dari pada 350 mm

- e. Pada hubungan balok-kolom diluar daerah sepanjang  $l_o$ , jarak sengkang tertutup diambil tidak melebihi nilai terkecil antara 6 kali diameter tulangan longitudinal atau 150 mm. Sedangkan untuk sengkang spiral jarak antar lilitan diambil tidak lebih dari 75 mm, namun tidak perlu kurang dari nilai terkecil antara 25 mm atau 4/3 kali ukuran agregat terbesar.
- f. Gaya geser rencana harus didesain supaya kuat untuk dipikul oleh tulangan transversal,  $V_e$ , yang ditentukan menggunakan kuat momen maksimum,  $M_{pr}$ , dari komponen struktur tersebut yang terkait dengan rentang beban-beban aksial terfaktor yang bekerja,  $P_u$ .



**Gambar 2.3** , contoh detail penampang kolom  
(SNI 2847-2013 Gambar 21.6.4.2)

Indeks a dan b menyatakan sisi atas dan bawah dari kolom yang ditinjau, sedangkan  $l_c$  adalah panjang dari kolom tersebut. Gaya geser rencana tersebut tidak perlu lebih besar daripada gaya geser rencana maksimum,  $M_{pr}$ , dari komponen struktur balok yang merangka pada hubungan balok-kolom tersebut. Gaya geser rencana,  $V_e$ , tidak boleh lebih kecil daripada geser terfaktor yang dihasilkan melalui perhitungan analisis struktur.

- g. Tulangan transversal sepanjang  $l_o$  dapat direncanakan untuk memikul gaya geser rencana,  $V_e$ , dengan menganggap  $V_c = 0$ , apabila:
- Gaya geser akibat gempa yang dihitung sesuai dengan  $M_{pr}$  mewakili 1/2 atau lebih dari kuat geser perlu maksimum pada bagian sepanjang  $l_o$
  - Gaya tekan aksial terfaktor termasuk akibat pengaruh gempa tidak melebihi  $A_g \frac{f'_c}{20}$

## 2.9 HUBUNGAN BALOK-KOLOM PADA SRPMK

### 2.9.1 Persyaratan Umum (SNI 2847-2013 Pasal 21.7.2)

1. Pada balok di muka HBK, gaya-gaya pada tulangan longitudinal harus ditentukan dengan menganggap bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah  $1,25f_y$
2. Jika tulangan longitudinal balok diteruskan hingga melewati HBK, maka dimensi kolom pada arah paralel terhadap tulangan longitudinal balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok. Untuk beton ringan, maka dimensi tersebut tidak boleh kurang dari 26 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok.
3. Tulangan longitudinal balok yang berhenti pada suatu kolom harus memiliki panjang penyaluran yang cukup hingga mencapai sisi jauh dari inti kolom terkecang.

### 2.9.2 Persyaratan Tulangan Transversal (Geser)

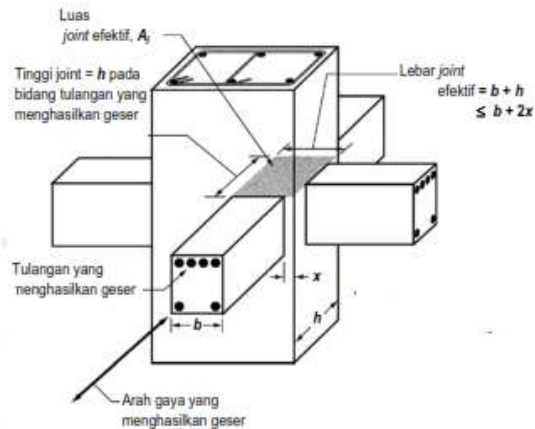
Berdasarkan pada SNI 2847-2013 Pasal 21.7.3

1. Pada daerah HBK harus disediakan tulangan transversal berbentuk sengkang tertutup (seperti pada lokasi sendi plastis kolom).
2. Jika lebar balok lebih besar dari pada lebar kolom pada daerah HBK, tulangan transversal seperti pada daerah sendi plastis kolom harus disediakan untuk memberikan kekangan terhadap tulangan longitudinal balok yang terletak diluar inti kolom.
3. Pada suatu HBK yang memiliki balok dengan lebar sekurangnya  $3/4$  lebar kolom dan merangka pada keempat sisi kolom tersebut, maka dapat dipasang tulangan transversal setidaknya sejumlah  $1/2$  dari kebutuhan di daerah sendi plastis kolom. Tulangan transversal ini dipasang di daerah HBK pada setinggi balok terendah yang merangka ke HBK. Pada daerah ini, jarak tulangan transversal boleh diperbesar menjadi 150 mm.

### 2.9.3 Kuat Geser (SNI 2847-2013 Pasal 21.7.4)

Pada beton normal, kuat geser nominal HBK diambil tidak melebihi dari:

1.  $1,7\sqrt{f'_c} \cdot A_j$ , untuk HBK yang terkekang keempat sisinya
2.  $1,25\sqrt{f'_c} \cdot A_j$ , untuk HBK yang terkekang krtiga sisinya atau dua sisi yang berlawanan
3.  $1,0\sqrt{f'_c} \cdot A_j$ , untuk HBK yang lainnya



**Gambar 2.4** Luas efektif balok-kolom  
(sumber : SNI 2847-2103 S21.7.4)

Dengan  $A_j$  adalah luas efektif dari HBK, ditentukan seperti gambar diatas . untuk beton ringan, kuat geser nominal HBK tidak boleh diambil melebihi 3/4 dari batasan untuk beton nominal. Suatu balok yang merangka pada suatu HBK dianggap mampu memberikan kekangan jika setidaknya 3/4 bidang muka HBK tersebut ditutupi oleh balok yang merangka ke HBK tersebut.

### 2.9.4 Panjang Penyaluran Tulangan (SNI 2847-2013 Pasal 21.7.5.1)

Untuk tulangan tarik berdiameter 10-36 mm pada panjang penyaluran  $l_{dh}$ , yang memiliki kait setandar 90°, diambil dari nilai terbesar antara :

- a.  $8d_b$
- b. 150 mm, atau
- c.  $f_y d_b / (5,4\sqrt{f'_c})$

Untuk tulangan berdiameter 10 hingga 36 mm tanpa kait, panjang penyaluran tulangan tarik,  $l_d$ , tidak boleh diambil lebih kecil dari pada :

- a.  $2,5l_{dh}$ , jika tebal pengecoran beton dibawah tulangan tersebut kurang dari 300 mm

- b.  $3,25l_{dh}$ , jika tebal pengecoran beton dibawah tulangan tersebut lebih dari 300 mm

## 2.10 PERENCANAAN SAMBUNGAN

### 2.10.1.Sambungan Pelat Pracetak dengan Balok Induk Pracetak

Pada penampang gaya geser horizontal, kebutuhan baja tulangan pada topping direncanakan dengan menggunakan geser friksi (*shear friction concept*). Macam struktur sambungan dapat dilihat pada gambar 2.5 dan gambar 2.6.

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \cdot \mu} \geq A_{vf \min} \quad (2.42)$$

Dimana :

$A_{vf}$  = luas tulangan geser friksi

$V_n$  = luas geser nominal  $< 0,2 f_c A_c$   
 $< 5.5 A_c$

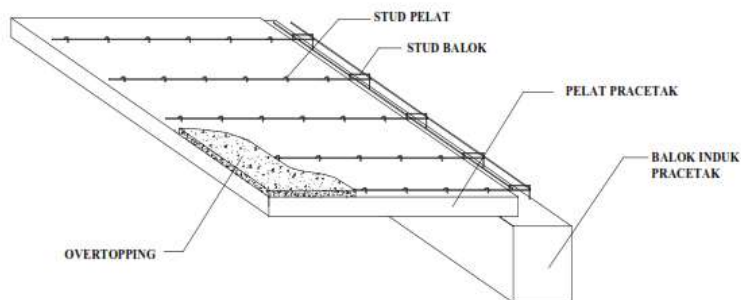
$\mu$  = koefisien friksi

$f_y$  = kuat leleh tulangan

$A_c$  = luas penampang beton yang memikul

$A_{vf \min} = 0,018 A_c$  untuk baja dengan mutu 400 Mpa

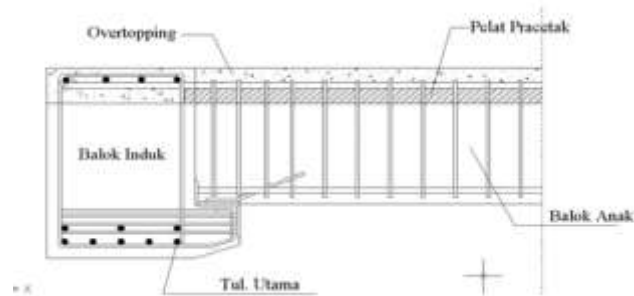
$= 0,018 \frac{400}{f_y} A_c$  untuk tulangan  $f_y > 400$  Mpa



**Gambar 2.5** Sambungan Pelat dan Balok

### 2.10.2 Sambungan Balok Induk Dengan Balok Anak

Konsol pendek menjadi penyambung antara balok induk dengan balok anak. Konsol pendek ini mempunyai fungsi yaitu untuk menopang balok anak. Balok anak terlebih dahulu diletakkan pada konsol yang melekat pada balok induk kemudian dicor. Mengenai contoh bentuk sambungan dapat dilihat pada gambar 2.6.

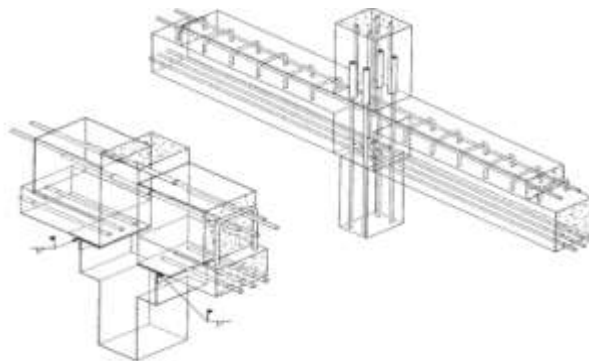


**Gambar 2.6** Sambungan Balok Induk dan Balok Anak

### 2.10.3 Sambungan Balok dengan Kolom

Konsol pendek juga digunakan sebagai Sambungan antara balok induk pracetak dengan kolom cor setempat. Pada sambungan balok kolom, konsol pendek berfungsi sebagai perletakan balok induk. Balok pracetak terlebih dahulu diletakkan pada konsol pendek sesuai posisi yang direncanakan kemudian dicor.

Contoh sambungan dapat dilihat pada gambar 2.7.



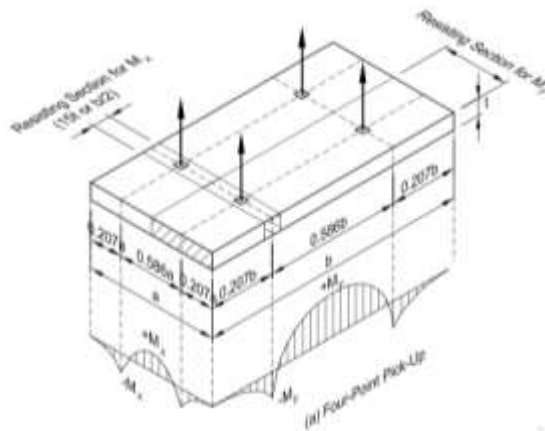
**Gambar 2.7** Sambungan Balok dan Kolom  
(Sumber : PCI, gambar 6.11.1)

## 2.11 PERENCANAAN TITIK ANGKAT

### 2.11.1 Pengangkatan Pelat Lantai Pracetak

#### a. Pengangkatan dengan Dua Titik Angkat

Pada gambar 2.8 dapat dilihat dimana saja posisi pengangkatan dari pelat lantai pracetak.



**Gambar 2.8** Posisi Titik Angkat Pelat dengan 2 Titik Angkat  
(Sumber : PCI, gambar 5.3.1)

Momen maksimum :

$$+M_x = -M_x = 0,0107 w a^2 b \quad (2.43)$$

$$+M_y = -M_y = 0,0107 w a b^2 \quad (2.44)$$

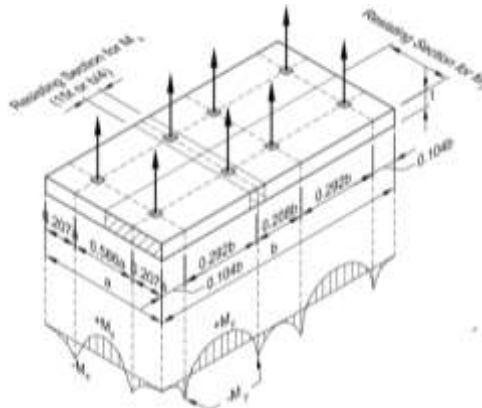
Dimana :

$M_x$  ditahan oleh penampang dengan lebar yang terkecil  $15t$  atau  $b/2$

$M_y$  ditahan oleh penampang dengan lebar  $a/2$

#### b. Pengangkatan dengan Empat Titik Angkat

Pada gambar 2.8 bisa dilihat posisi pengangkatan dari pelat lantai pracetak.



**Gambar 2.9** Posisi Titik Angkat Pelat dengan 4 Titik Angkat  
(Sumber : PCI, gambar 5.3.1)

Momen maksimum :

$$+M_x = -M_x = 0,0054 w a^2 b \quad (2.45)$$

$$+M_y = -M_y = 0,0054 w a b^2 \quad (2.46)$$

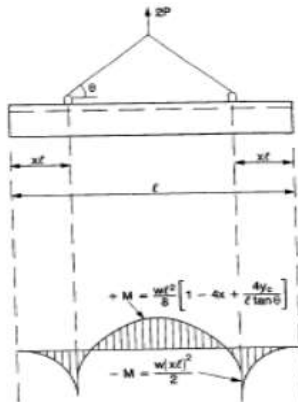
Dimana :

Mx ditahan oleh penampang dengan lebar terkecil antara  $15t$  atau  $b/4$

Mx ditahan oleh penampang dengan lebar  $a/4$

### 2.11.2 Pengangkatan Balok Pracetak

Pada gambar 2.10 bisa dilihat posisi pengangkatan dari balok pracetak



**Gambar 2.10** Posisi Titik Angkat Pada Balok Pracetak

(Sumber : PCI, gambar 5.2.8 )

$$x = \frac{1 + \frac{4y_c}{l \cdot \tan \theta}}{2 \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{y_t}{y_b} \left( 1 + \frac{4y_c}{l \cdot \tan \theta} \right)} \right]} \quad (2.47)$$

$$M_x = P_H \cdot y_c \quad (2.48)$$

$$M_x = \frac{P y_c}{\tan \theta} \quad (2.49)$$

$$M_z = P_v e \quad (2.50)$$

$$M_z = P \frac{e}{\tan \theta} \quad (2.51)$$



**Table 2.12.1** Penelitian Terdahulu

Nama	Jurnal	Judul	Metode	Lokasi	Hasil
Novdin M Sianturi	Rancang Sipil Volume 1 Nomor 1, Desember 2012	Tinjauan Penggunaan Balok Pracetak Pada Pembangunan Gedung	Beton Pracetak ( <i>precast concrete</i> )	Medan, Sumatera Utara	Balok Pracetak Memiliki kelebihan dibandingkan dengan balok konvensional yaitu pengendalian mutu, waktu pelaksanaan yang singkat, biaya yang lebih ekonomis dan pengaruh cuaca dapat diminimalkan
Trie Sony Kusumowibowo dan Endah Wahyuni	Teknik ITS Vol 6, No. 1 (2017) ISSN : 2337-3539	Modifikasi Perencanaan Gedung Rumah Sakit Umum Daerah (RSUD) Dengan Metode Pracetak	Beton Pracetak ( <i>precast concrete</i> )	Jakarta	Struktur Sekunder : Dimensi balok anak : 30/50 cm Dimensi balok borders tangga : 50/70 cm Tebal pelat : 15 cm
					Struktur primer : Dimensi kolom : 90/90 cm Dimensi balok induk : 50/70 cm Tiang pancang : D60, H: 21 m

**Tabel 2.12.2** Lanjutan Penelitian Terdahulu

Nama	Jurnal	Judul	Metode	Lokasi	Hasil
<p>Adimas Bagus, Ir. Mudji Irmawan, MS. Ir.Faimun Msc.,phD</p>	<p>Teknik POMTIS Vol.1, No.1(2013), hal 1-6</p>	<p>Analisa Desain Sambungan Balok Kolom Sistem Pracetak Untuk Ruko Tiga Lantai</p>	<p>Beton Pracetak (<i>precast concrete</i>)</p>	<p>Surabaya</p>	<p>Didapat : Ukuran kolom : 45x45 cm Tulangan lentur 12D16 Tulangan geser 12 mm Dimensi pelat 4 x 4 m Ketebalan pelat 12 cm Strong colom weak beam dengan nominal : 334 KNm &gt; 297,3 KNm</p>
<p>Ariani Frederika. A.A Wiranata. Kadek Rika Saraswati</p>	<p>Teknik Sipil Vol. 18. No 2 .2014</p>	<p>Perbandingan Biaya Dan Waktu Pelaksanaan Pekerjaan Balok Struktur Beton Gedung Antara Metodr Konvensional Dan Precast</p>	<p>Beton Pracetak (<i>precast concrete</i>) dan BEton Konvensional (<i>Cast in place</i>)</p>	<p>Bali</p>	<p>Didapat : Biaya yang dibutuhkan metode konvensional adalah Rp. 1,548,333,294 dengan waktu 120 hari sedangkan beton precast adalah 1,865,302,146 dengan waktu 100 hari</p>