

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1. TINJAUAN UMUM**

Struktur bangunan merupakan sarana untuk menyalurkan beban yang diakibatkan penggunaan dan atau kehadiran bangunan di atas tanah. Struktur terdiri dari unsur-unsur atau elemen-elemen yang terintegrasi dan berfungsi sebagai satu kesatuan utuh untuk menyalurkan semua jenis beban yang diantisipasi ke tanah.

Dalam bab ini akan dibahas mengenai asal mula penggunaan beton pracetak, perkembangan beton pracetak di dunia dan Indonesia, kelebihan dan kekurangan dari beton pracetak, jenis-jenis pracetak berikut sambungannya hingga teori-teori dasar yang diperlukan dan berhubungan dengan analisis dan perencanaan struktur, secara khusus konsep desain atau perencanaan struktur beton pracetak. Juga akan dibahas pembebanan dan kombinasi pembebanannya, konsep desain atau perencanaan struktur, dan metode konstruksi pracetak yang mengacu pada peraturan-peraturan maupun standart-standart perencanaan yang berlaku sehingga menghasilkan bangunan yang kuat, aman dan nyaman.

#### **2.2. SEJARAH PERKEMBANGAN SISTEM PRACETAK**

Beton adalah material konstruksi yang banyak dipakai di Indonesia, jika dibandingkan dengan material lain seperti kayu dan baja. Hal ini bisa dimaklumi, karena bahan-bahan pembentukannya mudah terdapat di Indonesia, cukup awet, mudah dibentuk dan harganya relatif terjangkau. Ada beberapa aspek yang dapat menjadi perhatian dalam sistem beton konvensional, antara lain waktu pelaksanaan yang lama dan kurang bersih, kontrol kualitas yang sulit ditingkatkan serta bahan-bahan dasar cetakan dari kayu dan triplek yang semakin lama semakin mahal dan langka.

Konstruksi beton pracetak telah mengalami perkembangan yang sangat pesat di dunia, termasuk di Indonesia dalam dekade terakhir ini, karena sistem ini mempunyai banyak keunggulan dibanding sistem konvensional. Khusus di bidang gedung bertingkat medium seperti Rumah Susun Sederhana, Sistem Pracetak telah

terbukti dapat mendukung pembangunan rumah susun dan rumah sederhana yang berkualitas, cepat dan ekonomis. Sinergi antara pemerintah, perguruan tinggi, peneliti, penemu, lembaga penelitian, dan industri pada bidang ini telah menghasilkan puluhan sistem bangunan baru hasil karya putra-putra bangsa yang telah dipatenkan dan diterapkan secara aktif (Nurjaman dan Sidjabat,2010 dalam M. Abduh 2007).

Sistem beton pracetak adalah metode konstruksi yang mampu menjawab kebutuhan di era millennium baru ini. Pada dasarnya sistem ini melakukan pengecoran komponen di tempat khusus di permukaan tanah (fabrikasi), lalu dibawa ke lokasi (transportasi) untuk disusun menjadi suatu struktur utuh (*ereksi*). Keunggulan sistem ini, antara lain mutu yang terjamin, produksi cepat dan massal, pembangunan yang cepat, ramah lingkungan dan rapi dengan kualitas produk yang baik. Perbandingan kualitatif antara strutur kayu, baja serta beton konvensional dan pracetak dapat dilihat pada tabel :

**Tabel 2.1.** Perbandingan Kualitatif antara Kayu, Baja, dan Beton

Aspek	KAYU	BAJA	BETON	
			Konvensional	Pracetak
Pengadaan	Semakin terbatas	Utamanya impor	Mudah	Mudah
Pemintaan	Banyak	Banyak	Paling banyak	Cukup
Pelaksanaan	Sukar, Kotor	Cepat, bersih	Lama, kotor	Cepat, bersih
Pemeliharaan	Biaya Tinggi	Biaya tinggi	Biaya sedang	Biaya sedang
Kualitas	Tergantung spesies	Tinggi	Sedang-tinggi	Tinggi
Harga	Semakin mahal	Mahal	Lebih murah	Lebih murah
Tenaga Kerja	Banyak	Banyak	Banyak	Banyak
Lingkungan	Tidak ramah	Ramah	Kurang ramah	Ramah
Standar	Ada (sedang diperbaharui)	Ada ( sedang diperbaharui)	Ada ( sedang diperbaharui )	Belum ada (sedang disusun)

Sumber buku kuliah struktur dan konstruksi ( Rahman,2010 )

Sistem pracetak telah banyak diaplikasikan di Indonesia, baik yang sistem dikembangkan di dalam negeri maupun yang didatangkan dari luar negeri. Biasanya sistem pracetak yang berbentuk komponen, seperti tiang pancang, balok jembatan, kolom plat pantai.

### 2.2.1. Perkembangan Sistem Pracetak di Dunia

Sistem pracetak jaman modern berkembang mula-mula di Negara Eropa. Struktur pracetak pertama kali digunakan adalah sebagai balok beton pracetak untuk Casino di Biarritz, yang dibangun oleh kontraktor Coignet, Paris 1891. Pondasi beton bertulang diperkenalkan oleh sebuah perusahaan Jerman, Wayss & Freytag di Hamburg dan mulai digunakan tahun 1906. Th 1912 beberapa bangunan bertingkat menggunakan sistem pracetak berbentuk komponen-komponen, seperti dinding, kolom dan lantai yang diperkenalkan oleh John.E.Conzelmann. Struktur komponen pracetak beton bertulang juga diperkenalkan di Jerman oleh Philip Holzmann AG, Dyckerhoff & Widmann G Wayss & Freytag KG, Prteussag, Loser dll.

Sistem pracetak tahan gempa dipelopori pengembangannya di Selandia Baru. Amerika dan Jepang yang dikenal sebagai Negara maju di dunia, ternyata baru melakukan penelitian intensif tentang sistem pracetak tahan gempa pada tahun 1991. Dengan membuat program penelitian bersama yang dinamakan PRESS (*Precast Seismic Structure System*).

### 2.2.2. Perkembangan Sistem Pracetak di Indonesia

Indonesia telah mengenal sistem pracetak yang berbentuk komponen, seperti tiang pancang, balok jembatan, kolom dan plat lantai sejak tahun 1970an. Sistem pracetak semakin berkembang dengan ditandai munculnya berbagai inovasi seperti Sistem Column Slab (1996), Sistem L-Shape Wall (1996), Sistem All Load Bearing Wall (1997), Sistem Beam Column Slab (1998), Sistem Jasubakim (1999), Sistem Bresphaka (1999) dan sistem T-Cap (2000). Di Indonesia bangunan pracetak sering digunakan untuk pembangunan rumah susun sewa (rusunawa)

Sehubungan dengan adanya Program Percepatan Pembangunan Rumah Susun yang digagas Pemerintah pada tahun 2006, para pihak yang terkait dengan industri pracetak pada tahun 2007 telah mengembangkan dan menguji tahan gempa sistem pracetak untuk rumah susun sederhana bertingkat tinggi yang telah siap digunakan untuk mendukung program tersebut.

Sistem pracetak telah terbukti dapat mendukung pembangunan rumah susun dan rumah sederhana yang berkualitas, cepat dan ekonomis. Sinergi

antara pemerintah, perguruan tinggi, peneliti, penemu, lembaga penelitian, dan industri pada bidang ini telah menghasilkan puluhan sistem bangunan baru hasil karya putra-putra bangsa yang telah dipatenkan dan diterapkan secara aktif.

Penerapan sistem pracetak untuk bangunan rusuna bertingkat tinggi pertama kali dilakukan pada rusunami Pulogebang. Saat ini sudah ada rusunami bertingkat 16 lantai. Pada kawasan Pulogebang juga dibangun Kawasan Sentra Timur dengan berpusat pada hunian rusuna 20 – 24 lantai (Nurjaman dan Sidjabat,2000 dalam M. Abduh 2007).

Permasalahan mendasar dalam perkembangan sistem pracetak di Indonesia saat ini adalah :

1. Sistem ini relatif baru.
2. Kurang tersosialisasikan jenisnya, produk dan kemampuan sistem pracetak yang telah ada.
3. Keandalan sambungan antar komponen untuk sistem pracetak terhadap beban gempa.
4. Belum adanya pedoman resmi mengenai tatacara analisis, perencanaan serta tingkat kendalan khusus untuk sistem pracetak yang dapat dijadikan pedoman bagi pelaku konstruksi.

## **2.3. BETON PRACETAK**

### **2.3.1. Pengertian Beton Pracetak**

Beton pracetak adalah teknologi konstruksi struktur beton dengan komponen-komponen penyusun yang dicetak terlebih dahulu pada suatu tempat khusus (*off site fabrication*), terkadang komponen-komponen tersebut disusun dan disatukan terlebih dahulu (*pre-assembly*), dan selanjutnya dipasang di lokasi (*installation*), dengan demikian sistem pracetak ini akan berbeda dengan konstruksi monolit terutama pada aspek perencanaan yang tergantung atau ditentukan pula oleh metoda pelaksanaan dari pabrikasi, penyatuan dan pemasangannya, serta ditentukan pula oleh teknis perilaku sistem pracetak dalam hal cara penyambungan antar komponen join (Abduh,2007).

Beberapa prinsip yang dipercaya dapat memberikan manfaat lebih dari teknologi beton pracetak ini antara lain terkait dengan waktu, biaya, kualitas, *predictability*, keandalan, produktivitas, kesehatan, keselamatan, lingkungan, koordinasi, inovasi, *reusability*, serta *relocatability* (Gibb,1999 dalam M. Abduh 2007).

Pelaksanaan bangunan dengan menggunakan metoda beton pracetak memiliki kelebihan dan kekurangan. Hal tersebut disebabkan keuntungan metoda pelaksanaan dengan menggunakan beton pracetak ini akan mencapai hasil yang maksimal jika pada proyek konstruksi tersebut tercapai reduksi waktu pekerjaan dan reduksi biaya konstruksi. Pada beberapa kasus desain propertis dengan metoda beton pracetak terjadi kenaikan biaya material beton disebabkan analisa propertis material tersebut harus didesain juga terhadap aspek instalasi, pengangkatan, dan aspek transportasi sehingga pemilihan dimensi dan kekuatan yang diperlukan menjadi lebih besar daripada desain propertis dengan metoda cor ditempat. Selain itu pada proses instalasi elemen beton pracetak memerlukan peralatan yang lebih banyak dari proses instalasi elemen beton cor ditempat.

### **2.3.2. Perbedaan Analisa Beton Pracetak dengan Beton Konvensional**

Pada dasarnya mendesain konvensional ataupun pracetak adalah sama, beban-beban yang diperhitungkan juga sama, faktor-faktor koefisien yang digunakan untuk perencanaan juga sama, hanya mungkin yang membedakan adalah :

1. Desain pracetak memperhitungkan kondisi pengangkatan beton saat umur beton belum mencapai 24 jam. Apakah dengan kondisi beton yang sangat muda saat diangkat akan terjadi retak (*crack*) atau tidak. Di sini dibutuhkan analisa desain tersendiri, dan tentunya tidak pernah diperhitungkan kalo kita menganalisa beton secara konvensional.
2. Desain pracetak memperhitungkan metode pengangkatan, penyimpanan beton pracetak di *stock yard*, pengiriman beton pracetak, dan pemasangan beton pracetak di proyek. Kebanyakan beton pracetak dibuat di pabrik.
3. Pada desain pracetak menambahkan desain sambungan. Desain sambungan di sini, didesain lebih kuat dari yang disambung.

### 2.3.3. Sistem Komponen Pracetak

Ada beberapa jenis komponen beton pracetak untuk struktur bangunan gedung dan konstruksi lainnya yang biasa dipergunakan, yaitu :

1. Tiang pancang
2. *Sheet pile* dan dinding diaphragma.
3. *Half solid slab (precast plank)*, *hollow core slab*, *single-T*, *double-T*, *triple-T*, *channel slabs* dan lain-lain.
4. Balok beton pracetak dan balok beton pratekan pracetak (*PC I Girder*)
5. Kolom beton pracetak satu lantai atau multi lantai
6. Panel-panel dinding yang terdiri dari komponen yang solid, bagian dari *single-T* atau *double-T*. Pada dinding tersebut dapat berfungsi sebagai pendukung beban (*shear wall*) atau tidak mendukung beban.
7. Jenis komponen pracetak lainnya, seperti : tangga, balok parapet, panel-panel penutup dan unit-unit beton pracetak lainnya sesuai keinginan atau imajinasi dari insinyur sipil dan arsitek.

Secara umum sistem struktur komponen beton pracetak dapat digolongkan sebagai berikut (*Nurjaman, 2000* dalam M. Abduh 2007) :

1. Sistem struktur komponen pracetak sebagian, dimana kekakuan sistem tidak terlalu dipengaruhi oleh pemutusan komponenisasi, misalnya pracetak pelat, dinding di mana pemutusan dilakukan tidak pada balok dan kolom/bukan pada titik kumpul.
2. Sistem pracetak penuh, dalam sistem ini kolom dan balok serta pelat dipracetak dan disambung, sehingga membentuk suatu bangunan yang monolit.

Pada dasarnya penerapan sistem pracetak penuh akan lebih mengoptimalkan manfaat dari aspek fabrikasi pracetak dengan catatan bahwa segala aspek kekuatan (*strength*), kekakuan, layanan (*serviceability*) dan ekonomi dimasukkan dalam proses perencanaan.

#### 2.3.4. Keuntungan dan Kerugian Penggunaan Beton Pracetak

Struktur elemen pracetak memiliki beberapa **keuntungan** dibandingkan dengan struktur konvensional, antara lain :

1. Penyederhanaan pelaksanaan konstruksi.
2. Waktu pelaksanaan yang cepat.
3. Waktu pelaksanaan struktur merupakan pertimbangan utama dalam pembangunan suatu proyek karena sangat erat kaitannya dengan biaya proyek. Struktur elemen pracetak dapat dilaksanakan di pabrik bersamaan dengan pelaksanaan pondasi di lapangan.
4. Penggunaan material yang optimum serta mutu bahan yang baik.
5. Salah satu alasan mengapa struktur elemen pracetak sangat ekonomis dibandingkan dengan struktur yang dilaksanakan di tempat (*cast in-situ*) adalah penggunaan cetakan beton yang tidak banyak variasi dan biasa digunakan berulang-ulang, mutu material yang dihasilkan pada umumnya sangat baik karena dilaksanakan dengan standar-standar yang baku, pengawasan dengan sistem komputer yang teliti dan ketat.
6. Penyelesaian *finishing* mudah.
7. Variasi untuk permukaan finishing pada struktur elemen pracetak dapat dengan mudah dilaksanakan bersamaan dengan pembuatan elemen tersebut di pabrik, seperti: warna dan model permukaan yang dapat dibentuk sesuai dengan rancangan.
8. Tidak dibutuhkan lahan proyek yang luas, mengurangi kebisingan, lebih bersih dan ramah lingkungan.
9. Dengan sistem elemen pracetak, selain cepat dalam segi pelaksanaan, juga tidak membutuhkan lahan proyek yang terlalu luas serta lahan proyek lebih bersih karena pelaksanaan elemen pracetaknya dapat dilakukan dipabrik.
10. Perencanaan berikut pengujian di pabrik.
11. Elemen pracetak yang dihasilkan selalu melalui pengujian laboratorium di pabrik untuk mendapatkan struktur yang memenuhi persyaratan, baik dari segi kekuatan maupun dari segi efisiensi.

12. Sertifikasi untuk mendapatkan pengakuan Internasional. Apabila hasil produksi dari elemen pracetak memenuhi standarisasi yang telah ditetapkan, maka dapat diajukan untuk mendapatkan sertifikasi ISO 9002 yang diakui secara internasional.
13. Secara garis besar mengurangi biaya karena pengurangan pemakaian alat-alat penunjang, seperti : *scaffolding* dan lain-lain.
14. Kebutuhan jumlah tenaga kerja dapat disesuaikan dengan kebutuhan produksi.

Namun demikian, selain memiliki keuntungan, struktur elemen pracetak juga memiliki beberapa keterbatasan, antara lain :

1. Tidak ekonomis bagi produksi tipe elemen yang jumlahnya sedikit.
2. Perlu ketelitian yang tinggi agar tidak terjadi deviasi yang besar antara elemen yang satu dengan elemen yang lain, sehingga tidak menyulitkan dalam pemasangan di lapangan.
3. Panjang dan bentuk elemen pracetak yang terbatas, sesuai dengan kapasitas alat angkat dan alat angkut.
4. Jarak maksimum transportasi yang ekonomis dengan menggunakan truk adalah antara 150 sampai 350 km, tetapi ini juga tergantung dari tipe produknya. Sedangkan untuk angkutan laut, jarak maksimum transportasi dapat sampai di atas 1000 km.
5. Hanya dapat dilaksanakan didaerah yang sudah tersedia peralatan untuk *handling* dan *erection*.
6. Di Indonesia yang kondisi alamnya sering timbul gempa dengan kekuatan besar, konstruksi beton pracetak cukup berbahaya terutama pada daerah sambungannya, sehingga masalah sambungan merupakan persoalan yang utama yang dihadapi pada perencanaan beton pracetak.
7. Diperlukan ruang yang cukup untuk pekerja dalam mengerjakan sambungan pada beton pracetak.
8. Memerlukan lahan yang besar untuk pabrikasi dan penimbunan (*stock yard*)



### 2.3.5. Kendala dan Permasalahan Seputar Beton Pracetak

Yang menjadi perhatian utama dalam perencanaan komponen beton pracetak seperti pelat lantai, balok, kolom dan dinding adalah sambungan. Selain berfungsi untuk menyalurkan beban-beban yang bekerja, sambungan juga harus berfungsi menyatukan masing-masing komponen beton pracetak tersebut menjadi satu kesatuan yang monolit sehingga dapat mengupayakan stabilitas struktur bangunannya. Beberapa kriteria pemilihan jenis sambungan antara komponen beton pracetak diantaranya meliputi:

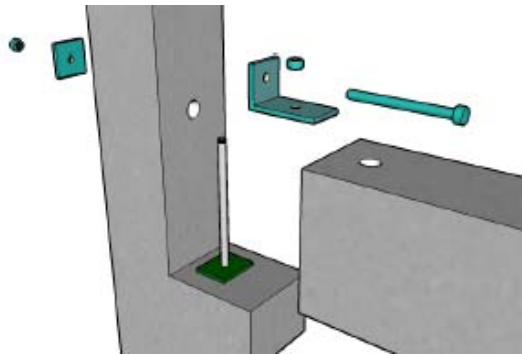
1. Kekuatan (*strength*). Sambungan harus memiliki kekuatan untuk dapat menyalurkan gaya-gaya yang terjadi ke elemen struktur lainnya selama waktu layan (*serviceability*), termasuk adanya pengaruh dari rangkai dan susut beton.
2. Daktalitas (*ductility*). Kemampuan dari sambungan untuk dapat mengalami perubahan bentuk tanpa mengalami keruntuhan. Pada daerah sambungan untuk mendapatkan daktalitas yang baik dengan merencanakan besi tulangan yang meleleh terlebih dahulu dibandingkan dengan keruntuhan dari material betonnya.
3. Perubahan volume (*volume change accommodation*). Sambungan dapat mengantisipasi adanya retak, susut dan perubahan temperature yang dapat menyebabkan adanya tambahan tegangan yang cukup besar.
4. Ketahanan (*durability*). Apabila kondisi sambungan dipengaruhi cuaca langsung atau korosi diperlukan adanya penambahan bahan-bahan pencegah seperti *stainless steel epoxy* atau *galvanized*.
5. Tahan kebakaran (*fire resistance*). Perencanaan sambungan harus mengantisipasi kemungkinan adanya kenaikan temperatur pada sistem sambungan pada saat kebakaran, sehingga kekuatan dari baja maupun beton dari sambungan tersebut tidak akan mengalami pengurangan.
6. Mudah dilaksanakan dengan mempertimbangkan bagian-bagian berikut ini pada saat merencanakan sambungan :
  - a. Standarisasi produksi jenis sambungan dan kemudahan tersedianya material lapangan.
  - b. Hindari keruwetan penempatan tulangan pada daerah sambungan

- c. Hindari sedapat mungkin pelubangan pada cetakan
- d. Perlu diperhatikan batasan panjang dari komponen pracetak dan toleransinya
- e. Hindari batasan yang non-standar pada produksi dan pemasangan.
- f. Gunakan standar *hardware* seminimal mungkin jenisnya
- g. Rencanakan sistem pengangkatan komponen beton pracetak semudah mungkin baik di pabrik maupun dilapangan
- h. Penggunaan sistem sambungan yang tidak mudah rusak pada saat pengangkatan
- i. Diantisipasi kemungkinan adanya penyesuaian di lapangan.

Jenis sambungan antara komponen beton pracetak yang biasa dipergunakan dapat dikategorikan menjadi 2 kelompok sebagai berikut :

1. Sambungan kering (*dry connection*)

Sambungan kering menggunakan bantuan pelat besi sebagai penghubung antar komponen beton pracetak dan hubungan antara pelat besi dilakukan dengan baut atau dilas. Penggunaan metode sambungan ini perlu perhatian khusus dalam analisa dan pemodelan komputer karena antar elemen struktur bangunan dapat berperilaku tidak monolit.



**Gambar 2.1.** Contoh Sambungan kering

2. Sambungan basah (*wet connection*)

Sambungan basah terdiri dari keluarnya besi tulangan dari bagian ujung komponen beton pracetak yang mana antar tulangan tersebut dihubungkan dengan bantuan *mechanical joint*, *mechanical coupled*, *splice sleeve* atau panjang penyaluran. Kemudian pada bagian sambungan tersebut dilakukan pengecoran beton ditempat. Jenis sambungan ini dapat berfungsi baik untuk

mengurangi penambahan tegangan yang terjadi akibat rangkak, susut dan perubahan temperatur. Sambungan basah ini sangat dianjurkan untuk bangunan di daerah rawan gempa karena dapat menjadikan masing-masing komponen beton pracetak menjadi monolit.

Pada Tugas Akhir ini digunakan sambungan basah (*wet connection*).

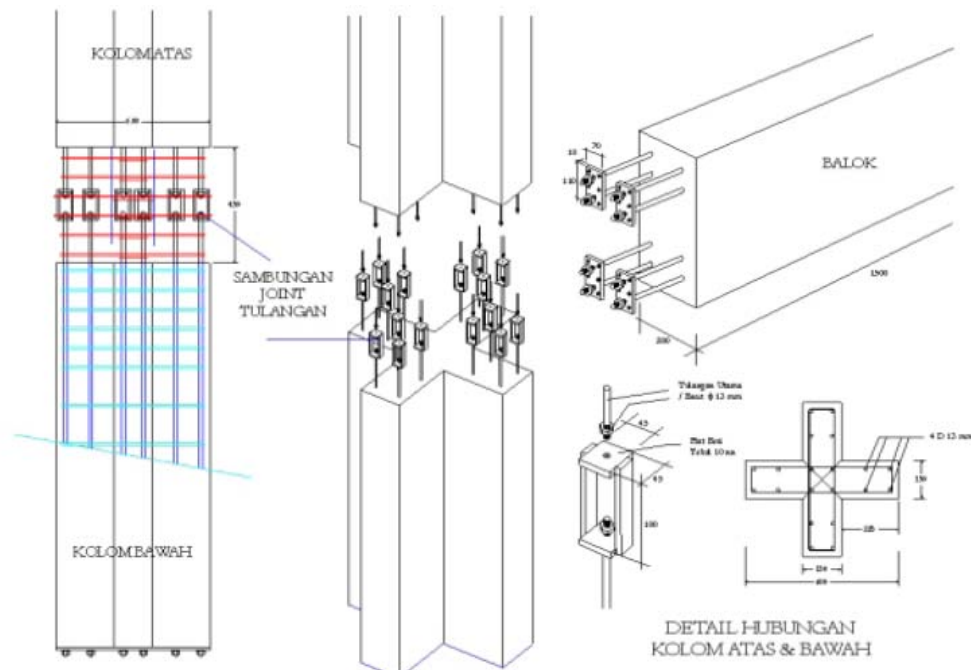
### 2.3.6. Jenis-Jenis Sistem Pracetak

Beberapa jenis Pracetak yang sering dipakai Indonesia, antara lain :

#### 1. Sistem Struktur Pracetak C-Plus

Sistem Pracetak struktur ini memiliki konsep struktur pracetak rangka terbuka, komponen kolom plus dan balok persegi dengan stek tulangan yang berulir. Sistem sambungan mekanis balok dan kolom, plat baja berlubang dengan mur.

Pertemuan sambungan pada titik kumpul (poer/kepala) ditambah tulangan sengkang horizontal dan vertikal di cor dengan beton menggunakan semen tidak susut (*non shrinkage cement*) sehingga berperilaku *wet joint*.



**Gambar 2.2.** Sistem Struktur Pracetak C-Plus

## 2. Sistem Struktur Pracetak Bresphaka

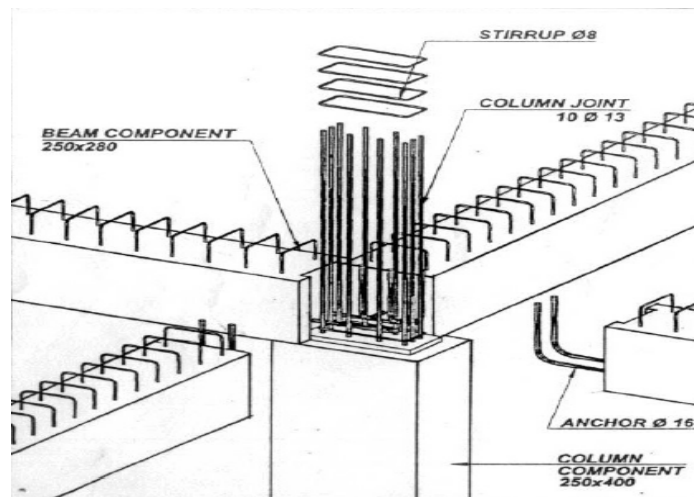
Bresphaka adalah suatu rekayasa konstruksi gedung dengan sistem struktur pracetak model open frame yang terdiri dari elemen pracetak kolom, balok, lantai, dinding, tangga dan elemen lainnya, dengan penggunaan bahan beton ringan atau beton normal atau kombinasi keduanya.

### a. Model struktur

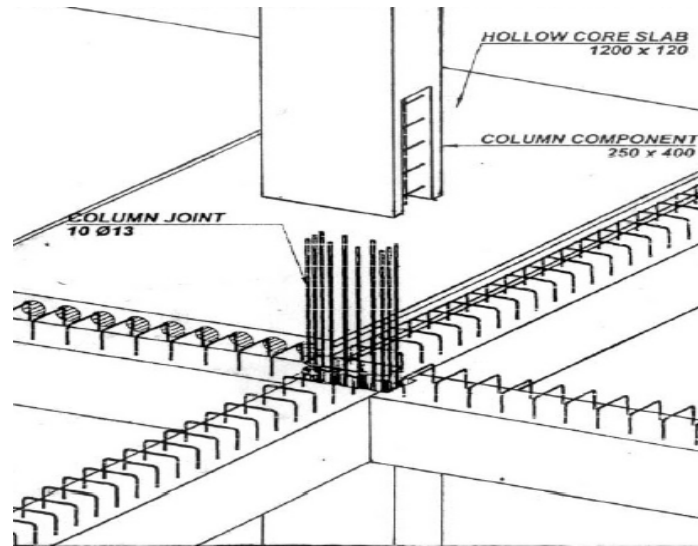
- 1) Bersifat rangka terbuka, bentuk penampang elemen struktur sesuai dengan desain dimodelkan dalam perhitungan program struktur.
- 2) Sambungan utama di titik kumpul dan direncanakan bersifat daktail penuh
- 3) Perencanaan memperhatikan “*stress control*”, pemodelan ditumpu dengan perletakkan (*restraints*) pada kondisi beban pelaksanaan struktur.

### b. Perencanaan sambungan

- 1) “*Shear connector*” pada balok, untuk menyatukan komponen balok dan plat
- 2) “*Shear key*” pada plat, diterapkan khusus daerah gempa agar plat dapat membentuk diafragma kaku.
- 3) Angkur balok pracetak ke joint, agar keruntuhan/sendai plastis tidak terjadi di perbatasan balok joint.
- 4) Angkur kolom, untuk transfer gaya dari kolom atas ke kolom bawah



**Gambar 2.3.** Sistem Struktur Pracetak Bresphaka (Pertemuan Balok–Kolom)



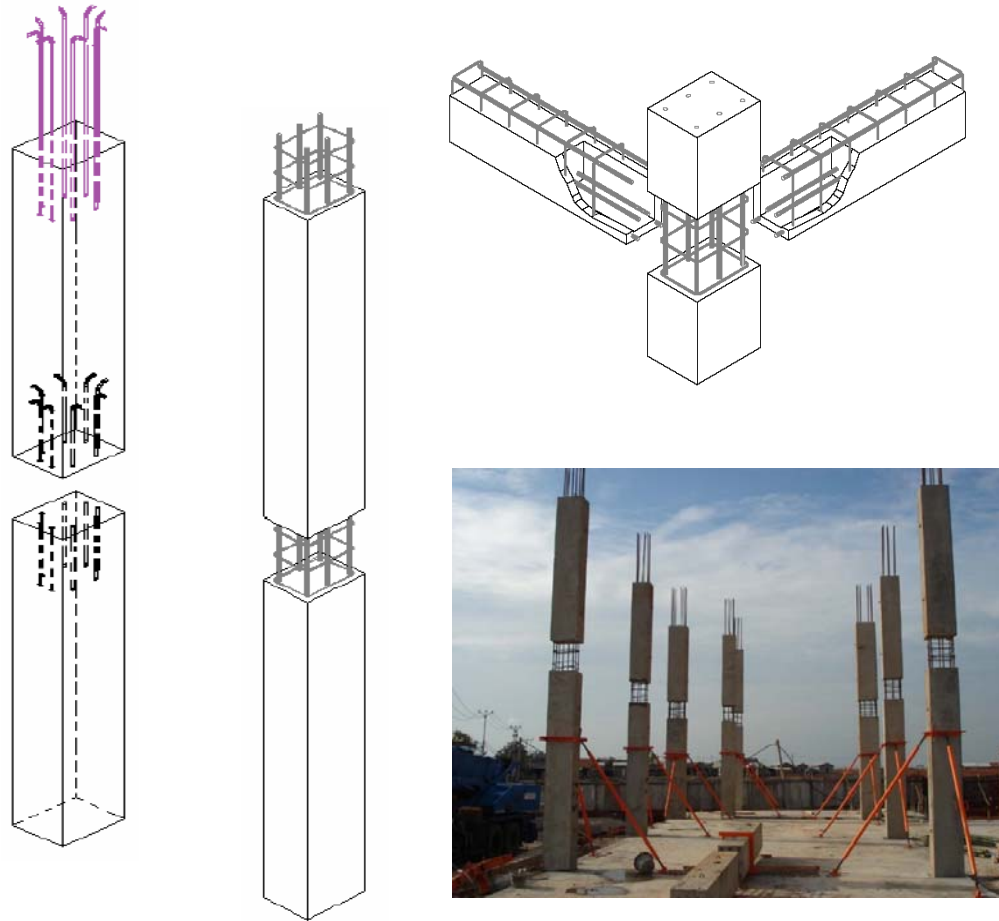
**Gambar 2.4.** Sistem Struktur Pracetak Bresphaka (Pertemuan Kolom–Kolom)

c. Kelebihan dari sistem struktur pracetak jenis ini adalah :

- 1) Sistem BRESPHAKA dengan bahan beton mutu tinggi, selain akan memperkecil dimensi struktur/volume beton, juga akan mengurangi berat masa bangunan sehingga dimensi pondasi lebih kecil.
- 2) Produktivitas tenaga kerja lebih tinggi, sehingga adanya efisiensi biaya yang menjadikan proyek jadi lebih hemat.
- 3) Kontrol kualitas sistem pabrikasi lebih terjamin.
- 4) Akurasi ukuran dari elemen bresphaka, menjamin pemasangan di Lapangan lebih presisi dan hasil kerja lebih rapi.
- 5) Efisiensi terhadap waktu pelaksanaan.

### 3. Sistem Struktur Pracetak KML (Kolom Multi Lantai)

Sistim KML adalah Sistim beton pracetak yang memberikan percepatan pelaksanaan, karena komponen precast kolom dapat dicetak dan dierection langsung untuk 2 - 5 lantai, sehingga dapat menghemat waktu dalam pelaksanaan *erection* komponen kolom.



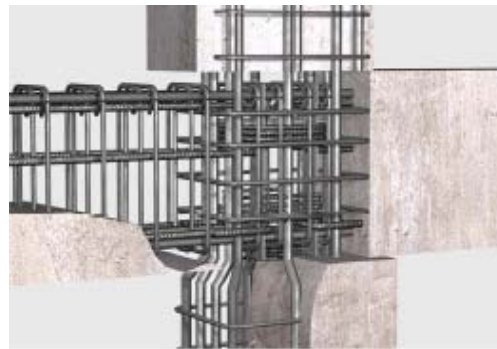
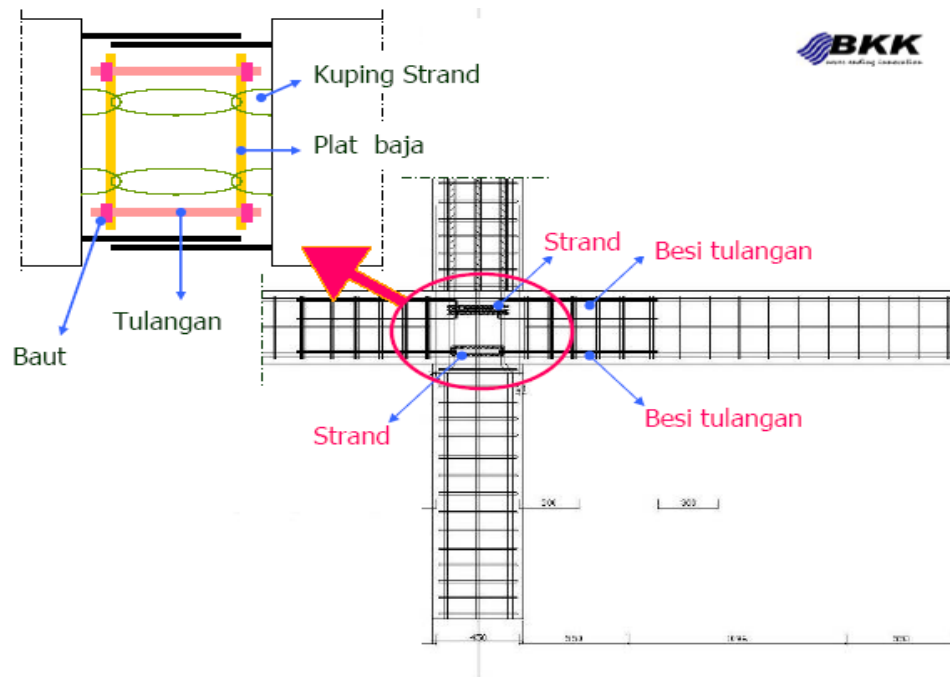
**Gambar 2.5.** Sistem Struktur Pracetak KML

- a. Keunggulan utama dari sistem KML ini adalah:
  - 1) Lebih terjaminnya kelurusan (ketegakan) as kolom
  - 2) Integritas antara komponen-komponen struktur lebih baik karena:
  - 3) Joint kolom-balok-slab yang cukup monolit karena pengecoran dilakukan pada saat topping
  - 4) Tulangan atas maupun bawah balok yang terletak disisi-sisi kolom dapat dibuat menerus.
4. Sistem Struktur Pracetak JEDDS (Joint Elemen Dengan Dua Simpul)
 

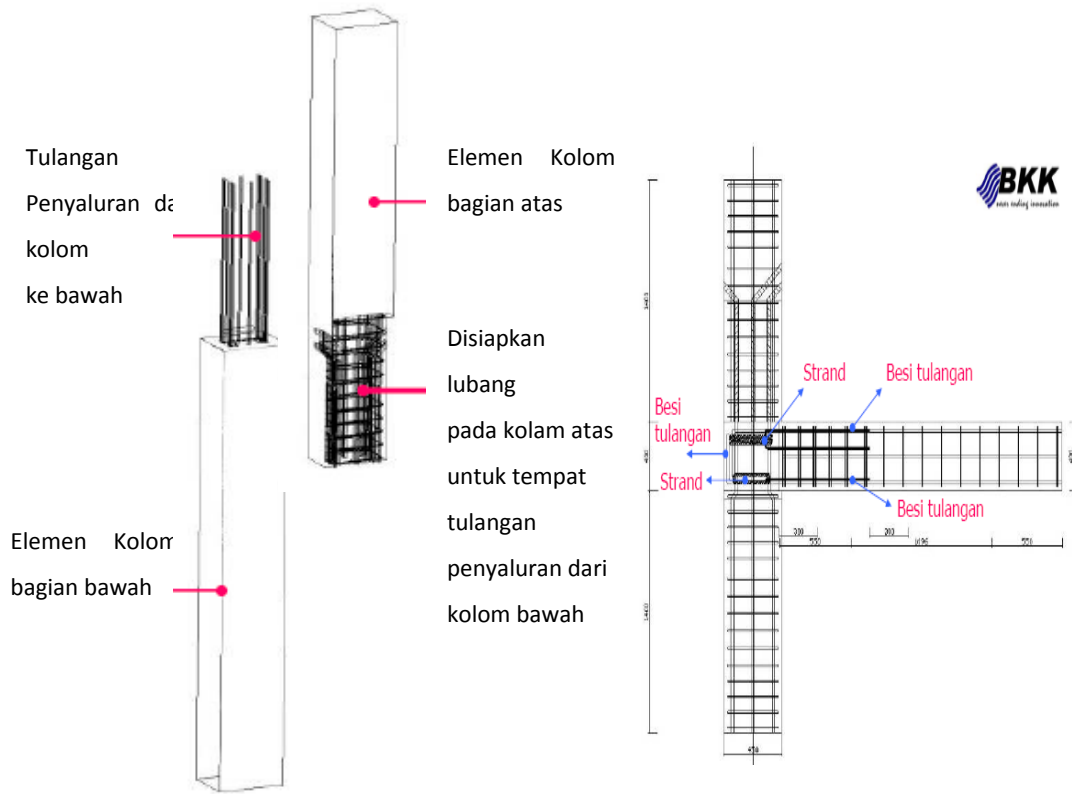
Konsep dari sistem ini yaitu:

  1. Penamaan “DUA SIMPUL”, Simpul Pertama yaitu transfer gaya antar balok melalui besi tulangan yang diikat pada kuping strand dengan

- bantuan pelat baja dan baut, sedangkan Simpul Kedua yaitu lilitan strand yang menghubungkan kedua kuping strand untuk mendukung gaya gempa
- Perkuatan tambahan pada joint melalui besi tulangan & begel arah vertikal dan arah horizontal.

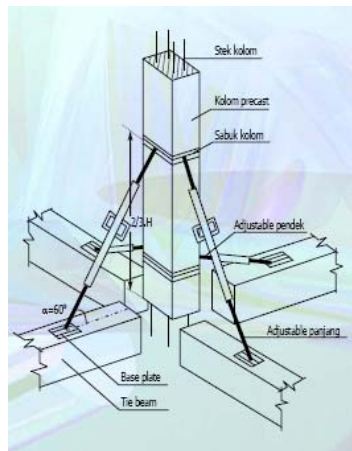


**Gambar 2.6.** Sistem Struktur Pracetak JEEDS(Pertemuan Balok–Kolom)



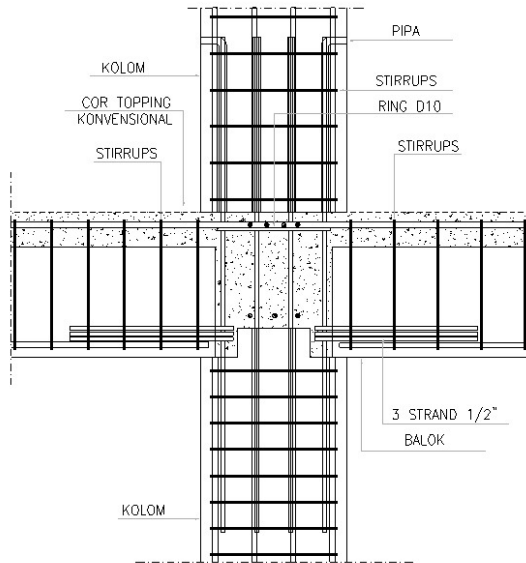
**Gambar 2.7.** Detail Kolom dan Pertemuan Balok-Kolom di Tepi pada Struktur Pracetak JEEDS  
 5. Sistem Struktur Pracetak Adhi BCS (*Beam Column System*)

Sistem pracetak ini mengandalkan kecepatan pada saat pemasangan antar kolom. Sambungan antar kolom menggunakan strand.



**Gambar 2.8.** Sistem Struktur Pracetak Adhi BCS





**Gambar 2.9.** Sistem Struktur Pracetak Adhi CBS

Keunggulan sistem ini terletak pada perencanaan struktur elemen dan kepraktisan pemasangannya. Pemasangan ini sangat cepat yaitu dua hari per lantai bangunan.

Dalam mengerjakan Tugas Akhir ini, digunakan Sistem Struktur jenis terakhir yaitu Sistem Struktur Adhi BCS (*Beam Column System*). Di dalam laporan ini akan dibahas segala sesuatu yang berhubungan dengan sistem struktur pracetak tersebut, baik dari pendimensian ukuran pelat, balok, dan kolom; pengangkatan dan pemasangan; serta sambungan dan tumpuan elemen pracetak berdasar Standard Nasional Indonesia yang berlaku.

#### **2.4. PERENCANAAN BETON PRACETAK (berdasarkan SNI Beton 2002 pasal 18)**

##### **2.4.1. Tinjauan Umum**

Struktur dan komponen pracetak harus direncanakan memenuhi ketentuan kekuatan, lendutan, keteguhan join dan kemudahan dalam proses pabrifikasi dan ereksi, sebagai berikut :

1. Perencanaan komponen struktur beton pracetak harus mempertimbangkan semua kondisi pembebanan dan kendala mulai dari saat pabrifikasi awal, hingga selesainya pelaksanaan struktur, termasuk pelepasan cetakan, penyimpanan, pengangkutan, dan ereksi.

2. Dalam konstruksi beton pracetak yang tidak berperilaku secara monolit, pengaruh pada semua detail sambungan dan pertemuan harus dipertimbangkan untuk menjamin tercapainya penampilan yang baik dari sistem struktur.
3. Pengaruh dari lendutan awal dan lendutan jangka panjang harus dipertimbangkan, termasuk pengaruh dari komponen struktur lain yang saling berhubungan.
4. Perencanaan dari join dan tumpuan harus mencakup pengaruh dari semua gaya yang akan disalurkan termasuk susut, rangkai, suhu, deformasi elastis, angin dan gempa.
5. Semua detail harus direncanakan agar mempunyai toleransi yang cukup terhadap proses pabrifikasi dan ereksi dan terhadap tegangan sementara yang terjadi pada saat ereksi.

#### **2.4.2. Distribusi Gaya-Gaya pada Komponen-Komponen Struktur**

##### **Pracetak**

Distribusi gaya-gaya yang tegak lurus bidang komponen struktur harus ditetapkan dengan analisis atau dengan pengujian. Apabila perilaku sistem membutuhkan gaya-gaya sebidang yang disalurkan antara komponen-komponen struktur pada sistem dinding atau lantai pracetak, maka ketentuan berikut berlaku:

1. Lintasan gaya bidang harus menerus melalui sambungan-sambungan dan komponen-komponen struktur.
2. Lintasan menerus dari baja atau tulangan baja harus disediakan di daerah dimana terjadi gaya tarik.

#### **2.4.3. Perencanaan Komponen Struktur Pracetak**

Pada pelat atap dan lantai pracetak satu arah dan pada dinding panel pracetak prategang satu arah, yang tidak lebih lebar dari pada 4 m, dan di mana komponen- komponen tidak disambung secara mekanis untuk mengekang deformasi arah transversal, persyaratan tulangan susut dan temperatur dalam arah tegak lurus tulangan lentur dapat diabaikan. Pengabaian ini tidak berlaku untuk komponen struktur yang membutuhkan tulangan untuk menahan tegangan lentur transversal.

Untuk dinding pracetak non-prategang, tulangan harus direncanakan berdasarkan pada persyaratan yang ada kecuali bahwa luas masing-masing tulangan horizontal dan vertikal tidak boleh kurang dari 0,001 kali luas penampang bruto panel dinding. Jarak tulangan tidak boleh melebihi 5 kali tebal dinding ataupun 750 mm untuk dinding dalam atau 450 mm untuk dinding luar.

#### 2.4.4. Integritas Struktural

Ketentuan minimum untuk integritas struktural struktur beton pracetak:

1. Tulangan pengikat longitudinal dan transversal yang dibutuhkan, harus menghubungkan komponen-komponen struktur sedemikian hingga terbentuk sistem penahan beban lateral.
2. Apabila elemen pracetak membentuk diafragma atap atau lantai, maka sambungan antara diafragma dan komponen-komponen struktur yang ditopang secara lateral oleh diafragma tersebut harus mempunyai kekuatan tarik nominal yang mampu menahan sedikitnya 4,5 kN/m.
3. Persyaratan tulangan pengikat vertical, berlaku pada semua komponen struktur vertikal kecuali komponen tempelan, dan harus dicapai dengan menggunakan sambungan di *joint* horizontal berdasarkan pada hal-hal berikut:
  - a. Kolom pracetak harus mempunyai kekuatan nominal tarik minimum sebesar  $1,5 A_g$  dalam kN. Untuk kolom dengan penampang yang lebih besar dari pada yang diperlukan berdasarkan tinjauan pembebanan, luas efektif tereduksi  $A_g'$  yang didasarkan pada penampang yang diperlukan tetapi tidak kurang dari pada setengah luas total, boleh digunakan.
  - b. Panel dinding pracetak harus mempunyai sedikitnya dua tulangan pengikat per panel, dengan kuat tarik nominal tidak kurang dari 45 kN per tulangan pengikat.
  - c. Apabila gaya-gaya rencana tidak menimbulkan tarik di dasar struktur, maka tulangan pengikat yang diperlukan boleh diangkur ke dalam fondasi pelat lantai beton bertulang.
4. Detail sambungan yang berdasarkan hanya pada friksi yang ditimbulkan oleh beban gravitasi tidak dapat digunakan.

Untuk struktur dinding penumpu pracetak yang tingginya tiga tingkat atau lebih, berlaku ketentuan minimum berikut :

1. Tulangan pengikat longitudinal dan transversal harus dipasang pada sistem lantai dan atap sedemikian hingga menghasilkan kekuatan nominal 20 kN per meter lebar atau panjang. Tulangan pengikat harus dipasang di atas tumpuan dinding dalam dan di antara komponen-komponen struktur dan dinding-dinding luar. Tulangan pengikat harus diletakkan pada atau di dalam jarak 0,6 m dari bidang sistem lantai atau atap.
2. Tulangan pengikat longitudinal yang sejajar dengan bentang pelat lantai atau atap harus dipasang dengan spasi sumbu-ke-sumbu yang tidak melebihi 3,0 m. Pengaturan harus dilakukan untuk menyalurkan gaya-gaya di sekitar lubang/bukaan.
3. Tulangan pengikat *transversal* yang tegak lurus bentang pelat lantai atau atap harus dipasang dengan spasi yang tidak lebih besar daripada spasi dinding penumpu.
4. Tulangan pengikat di sekeliling perimeter setiap lantai dan atap, di dalam rentang jarak 1,2 m dari tepi, harus memberikan kekuatan tarik nominal sedikitnya 70 kN.
5. Tulangan pengikat tarik vertikal harus dipasang di semua dinding dan harus menerus di seluruh tinggi bangunan. Tulangan-tulangan tersebut harus memberikan kekuatan tarik nominal yang tidak kurang dari 40 kN per meter horizontal dinding. Sedikitnya dua tulangan pengikat harus dipasang pada setiap panel pracetak.

#### **2.4.5. Perencanaan Sambungan Dan Tumpuan**

##### **2.4.5.1. Perencanaan Sambungan**

Sambungan pada elemen pracetak merupakan bagian yang sangat penting. Berfungsi mentransfer gaya-gaya antar elemen pracetak yang disambung. Bila tidak direncanakan dengan baik (baik dari segi penempatan sambungan maupun kekuatannya) maka sambungan dapat mengubah aliran gaya pada struktur pracetak, sehingga dapat mengubah hirarki keruntuhan yang ingin dicapai dan pada akhirnya dapat menyebabkan keruntuhan prematur pada struktur.

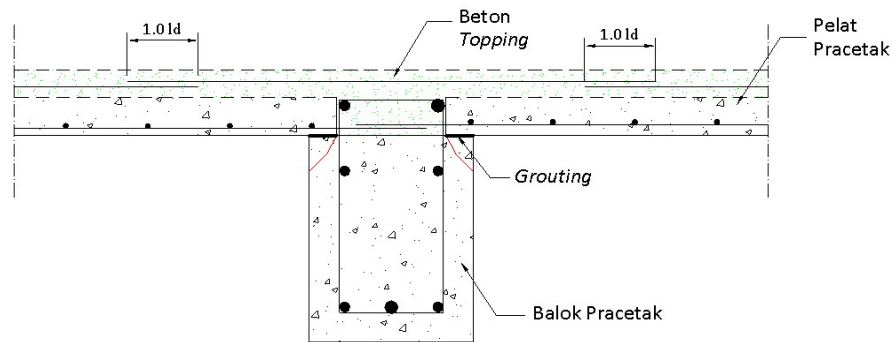
Kelemahan konstruksi pracetak adalah terletak pada sambungan yang relatif kurang kaku atau monolit, sehingga lemah terhadap beban lateral khususnya dalam menahan beban gempa. Untuk itu sambungan antara elemen balok pracetak dengan kolom maupun dengan plat pracetak direncanakan supaya memiliki kekakuan seperti beton monolit. Elemen pracetak dengan tuangan beton *cast in place* di atasnya, diharapkan sambungan elemen tersebut memiliki perilaku yang mendekati sama dengan struktur monolit. Gaya-gaya boleh disalurkan antara komponen-komponen struktur dengan menggunakan sambungan *grouting*, kunci geser, sambungan mekanis, sambungan baja tulangan, pelapisan dengan beton bertulang cor setempat, atau kombinasi dari cara-cara tersebut. Sambungan elemen pracetak meliputi sambungan pelat pracetak dengan balok pracetak, sambungan balok pracetak dengan kolom pracetak, dan kolom pracetak dengan kolom pracetak.

Panjang lekatan setidaknya tiga puluh kali diameter tulangan. Kait digunakan kalau panjang penyaluran yang diperlukan terlalu panjang. Panjang pengankuran yang didapat dari eksperimen adalah antara 8 kali diameter sampai 15 kali diameter pada sisi yang tidak mengalami retak. Guna mengatasi kondisi terburuk sebaiknya digunakan tiga puluh kali diameter tulangan (Elliott, 2002, h.218).

#### **2.4.5.1.1. Sambungan Pelat Pracetak dengan Balok Pracetak**

Untuk menghasilkan sambungan yang bersifat kaku, monolit, dan terintegrasi pada elemen-elemen ini, maka harus dipastikan gaya-gaya yang bekerja pada plat pracetak tersalurkan pada elemen balok. Hal ini dapat dilakukan dengan cara-cara sebagai berikut:

1. Kombinasi dengan beton cor di tempat (*topping*), dimana permukaan plat pracetak dan beton pracetak dikasarkan dengan amplitudo 5 mm.
2. Pendetailan tulangan sambungan yang dihubungkan atau diikat secara efektif menjadi satu kesatuan, sesuai dengan aturan yang diberikan dalam SK SNI 03- 1728 -2002 pasal 9.13.
3. *Grouting* pada tumpuan atau bidang kontak antara plat pracetak dengan balok pracetak.



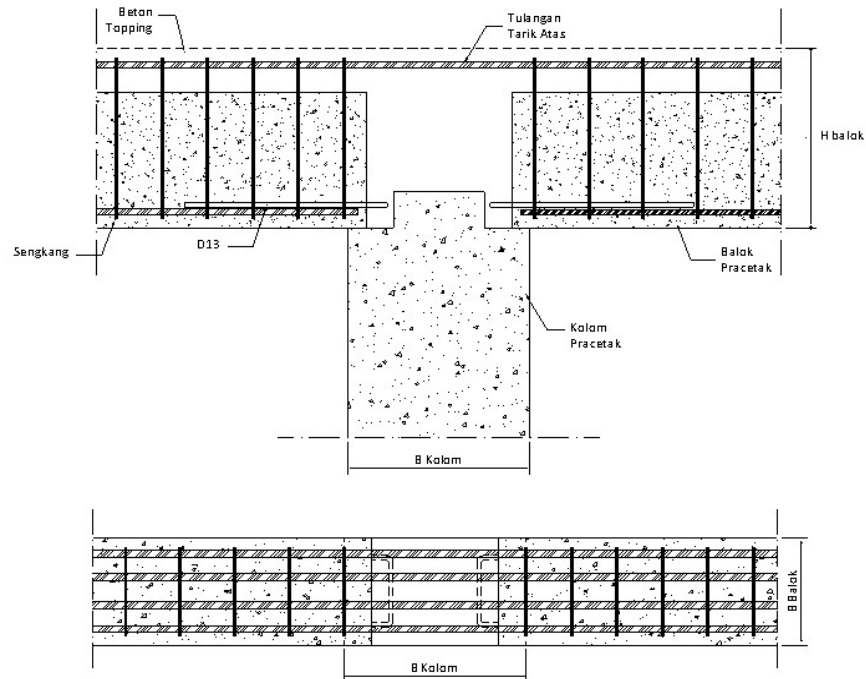
**Gambar 2.10.** Sambungan Plat Pracetak dengan Balok Pracetak

#### 2.4.5.1.2. Sambungan Antar Balok Pracetak

Sambungan antara balok pracetak dengan kolom harus bersifat kaku atau monolit. Oleh sebab itu pada sambungan elemen pracetak ini harus direncanakan sedemikian rupa sehingga memiliki kekakuan yang sama dengan beton cor di tempat. Untuk menghasilkan sambungan dengan kekakuan yang relatif sama dengan beton cor di tempat, dapat dilakukan beberapa hal berikut ini.

1. Kombinasi dengan beton cor di tempat (*topping*), dimana permukaan balok pracetak dan kolom dikasarkan dengan amplitudo 5 mm.
2. Pendetailan tulangan sambungan yang dihubungkan atau diikat secara efektif menjadi satu kesatuan, sesuai dengan aturan yang diberikan dalam SK SNI 03-1728-2002 pasal 9.13, yaitu tulangan menerus atau pemberian kait standar pada sambungan ujung.
3. Pemasangan dowel dan pemberian *grouting* pada tumpuan atau bidang kontak antara balok pracetak dan kolom untuk mengantisipasi gaya lateral yang bekerja pada struktur.

Sambungan antar balok pracetak disambung oleh tulangan tarik pokok atas yang memanjang menghubungkan antar balok.

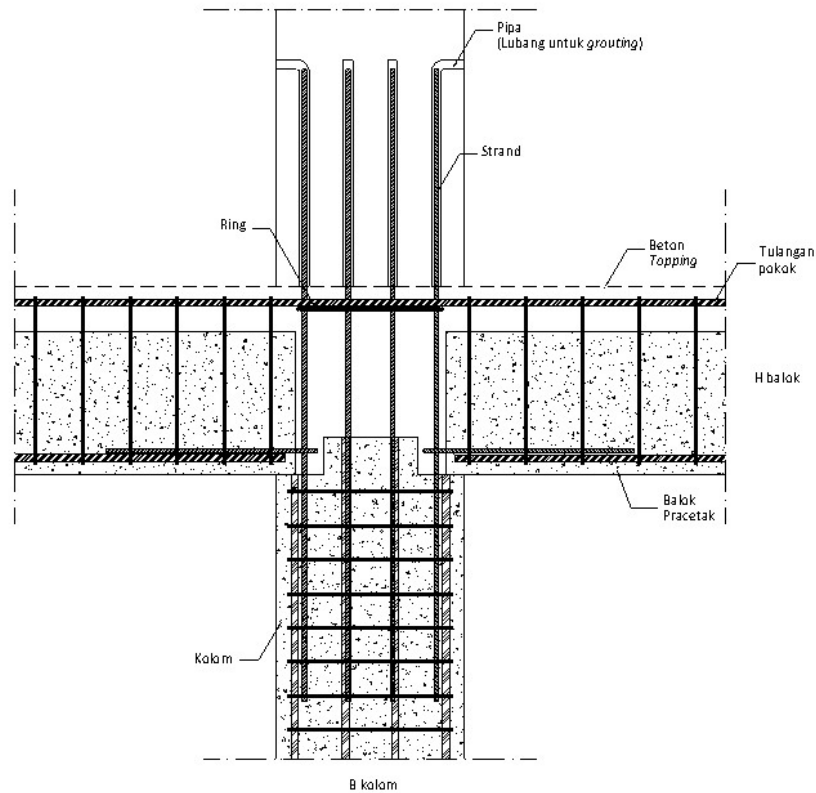


Gambar 2.11. Sambungan Antar Balok Pracetak

#### 2.4.5.1.3. Sambungan Antar Kolom Pracetak

Kolom dalam gedung rusunawa ini direncanakan menggunakan kolom pracetak, sehingga perilakunya tidak seperti struktur konvensional biasa (*cast in place*) yang sambungan kolomnya bersifat monolit.

Pada permukaan atas kolom terdapat bagian *strand* yang muncul keluar yang berfungsi sebagai tulangan utama joint yang menyalurkan gaya dari kolom ke kolom. Sedangkan bagian bawah terdapat beberapa buah lubang (pipa) untuk tempat masuknya *strand* yang kemudian akan di *grouting* untuk memberikan tambahan kekuatan.



Gambar 2.12. Sambungan Antar Kolom Pracetak

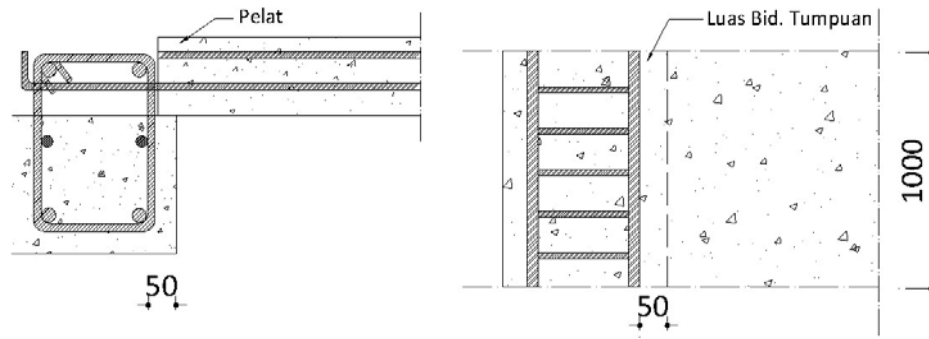
#### 2.4.5.2. Perencanaan Tumpuan

Perhitungan tumpuan elemen precast dimaksudkan untuk mengetahui apakah tumpuan beton mampu menahan beban reaksi dari elemen pracetak atau tidak. Desain tumpuan meliputi pelat pracetak yang menumpu dengan balok pracetak dan balok pracetak dengan kolom *cast in place*.

##### 2.4.5.2.1. Tumpuan Pelat Pracetak dengan Balok Pracetak

Pada saat plat pracetak diletakkan pada tumpuan, yaitu tepi bagian balok, ada kemungkinan terjadinya retak akibat geser pada bagian ujung tumpuan plat pracetak. Ketentuan panjang landasan adalah sedikitnya  $1/180$  kali bentang bersih komponen plat pracetak, tapi tidak boleh kurang dari 50 mm. {Berdasarkan SNI beton 2002 pasal 18.6.2)(2)a}

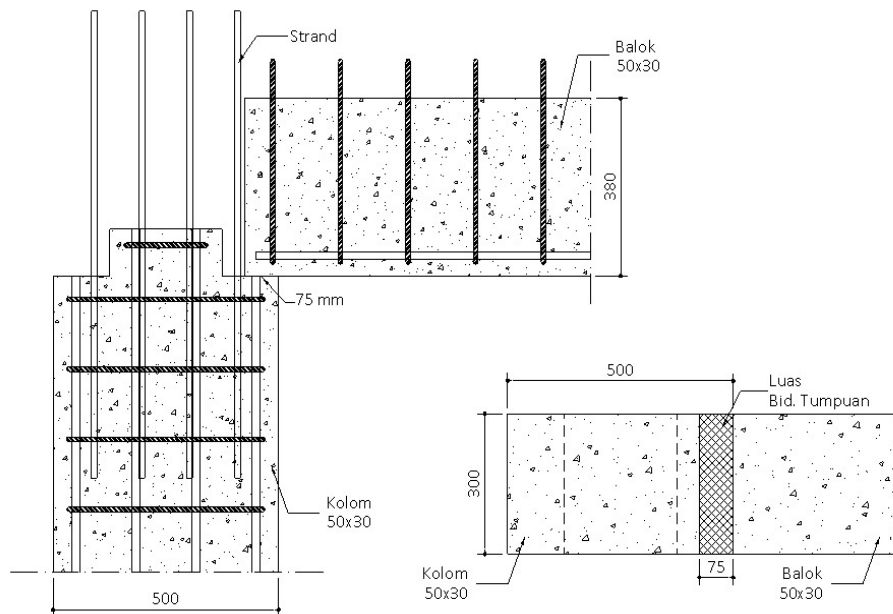




Gambar 2.13. Peletakan Pelat Pracetak Pada Tumpuan

#### 2.4.5.2.2. Tumpuan Balok Pracetak dengan Kolom

Sama halnya dengan panjang landasan balok pracetak saat ditumpu pelat pracetak, panjang landasan tepi kolom saat ditumpu balok pracetak sedikitnya adalah  $1/180$  kali bentang bersih balok induk plat pracetak, tapi tidak boleh kurang dari 75 mm. {Berdasarkan SNI beton 2002 pasal 18.6.2)(2)a}



Gambar 2.14. Peletakan Balok Pracetak yang menumpu pada Kolom Pracetak

Perencanaan struktur pracetak pada awalnya sama dengan perencanaan beton konvensional biasa. Mulai dari pemilihan struktur (atas atau bawah), perencanaan beban-beban yang bekerja, merencanakan ukuran elemen

struktur, hingga perhitungan aman atau tidaknya struktur saat pelaksanaan maupun saat struktur tersebut sudah dalam kondisi layan.

## 2.5. KONSEP PEMILIHAN STRUKTUR

Konsep pemilihan struktur pada perencanaan gedung rusunawa ini dibedakan dalam 2 hal, yaitu Struktur Atas (*Upper Structure*) dan Struktur Bawah (*Sub Structure*).

### 2.5.1. Struktur Atas

Struktur atas atau *upper structure* adalah bagian dari struktur yang berfungsi menerima kombinasi pembebanan, yaitu beban mati, beban hidup, berat sendiri struktur, dan beban lainnya yang direncanakan. Selain itu struktur bangunan atas harus mampu mewujudkan perancangan arsitektur sekaligus harus mampu menjamin segi keamanan dan kenyamanan.

Struktur yang digunakan dalam perencanaan gedung ini adalah sistem struktur pracetak, di mana elemen-elemen struktur dicetak dulu sebelum dipasang. Dengan sistem ini diharapkan pekerjaan dapat selesai dengan cepat dan lebih menghemat bekisting yang digunakan. Struktur gedung ini terbentuk atas bagian-bagian utama struktur dimana bagian-bagian struktur ini mempunyai fungsi tersendiri yang berbeda-beda satu dengan yang lainnya, namun masih mempunyai hubungan atau kaitan yang erat sekali.

### 2.5.2. Struktur Bawah

Struktur bawah atau *sub structure* merupakan bagian struktur yang mempunyai fungsi meneruskan beban ke dalam tanah pendukung. Perencanaan struktur harus benar-benar optimal, sehingga keseimbangan struktur secara keseluruhan dapat terjamin dengan baik dan sekaligus ekonomis. Selain itu beban seluruh struktur harus dapat ditahan oleh lapisan tanah yang kuat agar tidak terjadi penurunan diluar batas ketentuan, yang dapat menyebabkan kehancuran atau gagal struktur. Oleh karena itu, ketetapan pemilihan sistem struktur merupakan sesuatu yang penting karena menyangkut faktor resiko dan efisiensi kerja, baik waktu maupun biaya.

Perencanaan struktur bawah pada gedung rusunawa ini meliputi :

1. Perencanaan Pondasi
2. Perencanaan *Sloof*

### 2.5.2.1. Perencanaan Pondasi

Pondasi adalah suatu konstruksi pada bagian dasar struktur/ bangunan yang berfungsi meneruskan beban dari bagian atas struktur ke lapisan di bawahnya, tanpa mengakibatkan keruntuhan geser tanah dan penurunan (*settlement*) tanah/ pondasi yang berlebihan. Karena itulah pemilihan jenis pondasi sesuai dengan kondisi tanahnya juga merupakan hal penting.

### 2.5.2.2. Perencanaan Sloof

*Sloof* adalah suatu konstruksi pengaku yang mengikat atau menghubungkan pondasi satu dengan yang lainnya. Fungsi dari *sloof* adalah menerima momen dan mengurangi penurunan akibat pembebanan pada struktur, khususnya beban lateral akibat gempa bumi atau angin. Oleh karena itu, *sloof* harus memenuhi syarat kekakuan yang cukup struktur portal sehingga membentuk satu kesatuan konstruksi dalam memikul beban.

## 2.6. KONSEP PEMBEBANAN

### 2.6.1. Beban-Beban Pada Struktur

Struktur Teknik Sipil akan menerima pengaruh dari luar yang perlu dipikul dalam menjalankan fungsinya. Pengaruh dari luar dapat diukur sebagai besaran gaya atau beban. Seperti berat sendiri struktur (akibat gaya gravitasi), beban akibat hunian atau penggunaan struktur, pengaruh angin atau getaran gempa, tekanan tanah atau tekanan hidrostatis air. Tetapi terdapat juga pengaruh luar yang tidak dapat diukur sebagai gaya. Seperti pengaruh penurunan pondasi pada struktur bangunan, atau pengaruh temperatur/suhu pada elemen-elemen struktur. Secara umum, beban luar yang bekerja pada struktur Teknik Sipil dapat dibedakan menjadi :

#### 1. Beban Statis

Beban statis adalah beban yang bekerja secara terus-menerus pada suatu struktur. Beban statis juga diasosiasikan dengan beban-beban yang secara perlahan-lahan timbul serta mempunyai variabel besaran yang bersifat tetap (*steady states*). Dengan demikian, jika suatu beban mempunyai perubahan intensitas yang berjalan cukup perlahan sedemikian rupa sehingga pengaruh waktu tidak dominan, maka beban tersebut dapat dikelompokkan sebagai

beban statik (*static load*). Deformasi dari struktur akibat beban statik akan mencapai puncaknya jika beban ini mencapai nilainya yang maksimum. Beban statis pada umumnya dapat dibagi lagi menjadi beban mati, beban hidup, dan beban khusus, yaitu beban yang diakibatkan oleh penurunan pondasi atau efek temperatur.

## 2. Beban Dinamik

Beban dinamis adalah beban yang bekerja secara tiba-tiba pada struktur. Pada umumnya, beban ini tidak bersifat tetap (*unsteady-state*) serta mempunyai karakteristik besaran dan arah yang berubah dengan cepat. Deformasi pada struktur akibat beban dinamik ini juga akan berubah-ubah secara cepat. Yang termasuk dalam beban dinamik ini adalah seperti beban akibat getaran gempa / angin.

### 2.6.2. Beban-Beban Yang Diperhitungkan

Dalam perencanaan struktur rusunawa ini, beban yang bekerja adalah beban gravitasi berupa beban mati dan beban hidup dan beban lateral berupa beban gempa.

#### 1. Beban Mati (*Dead Load/ DL*)

Berdasarkan SNI-1728-2002 yang dimaksud dengan beban mati adalah berat semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala beban tambahan, finishing, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung tersebut. Semua metode untuk menghitung beban mati suatu elemen adalah didasarkan atas peninjauan berat satuan material yang terlihat dan berdasarkan volume elemen tersebut.

**Tabel 2.2.** Beban Mati Pada Struktur

Beban Mati	Besar Beban
Batu Alam	2600 kg / m <sup>2</sup>
Beton Bertulang	2400 kg / m <sup>2</sup>
Dinding pasangan <sup>1</sup> / <sub>2</sub> Bata	250 kg / m <sup>2</sup>
Kaca setebal 12 mm	30 kg / m <sup>2</sup>
Langit-langit & penggantung	18 kg / m <sup>2</sup>
Lantai ubin semen portland	24 kg / m <sup>2</sup>
Spesi per cm tebal	21 kg / m <sup>2</sup>

Sumber : Peraturan Pembebanan untuk Rumah Dan Gedung 1983

## 2. Beban hidup (Life Load / LL)

Dan berdasarkan SNI-1728-2002 yang dimaksud dengan beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat pemakaian dan penghunian suatu gedung, termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah dan/atau beban akibat air hujan pada atap.

**Tabel 2.3.** Beban Hidup Pada Lantai Bangunan

Beban Hidup Lantai Bangunan	Besar Beban
Lantai hotel, kantor	250 kg / m <sup>2</sup>
Lantai Ruang-ruang balkon	400 kg / m <sup>2</sup>
Tangga dan bordes	300 kg / m <sup>2</sup>
Plat atap	100 kg / m <sup>2</sup>
Lantai ruang alat dan mesin	400 kg / m <sup>2</sup>
<p>Beban hidup pada atap/bagian atap yang tidak dapat dicapai dan dibebani oleh orang, harus diambil yang paling menentukan di antara dua macam beban berikut :</p> <p>a. Beban terbagi rata/m<sup>2</sup> bidang datar berasal dari beban hujan sebesar <math>(40-0,8\alpha)</math> kg/m<sup>2</sup>, <math>\alpha</math>= sudut kemiringan atap(°). Beban tersebut tidak perlu diambil <math>\geq 20</math> kg/m<sup>2</sup> dan tidak perlu ditinjau bila <math>\alpha \geq 50^\circ</math></p> <p>b. Beban terpusat dari seorang pekerja/pemadam kebakaran dengan peralatannya minimum 100 kg</p>	

Sumber : Peraturan Pembebanan untuk Rumah Dan Gedung 1983.

## 3. Pembebanan Beban Mati dan Beban Hidup Pada Masing-Masing Kondisi

Beban-beban yang bekerja pada elemen struktur dapat dibedakan pada setiap kondisi sebagai berikut :

**Tabel 2.4.** Pembebanan Beban Pada Masing-masing Kondisi

No	Kondisi	Beban Mati	Beban Hidup
1.	Pada saat pengangkatan balok, kolom, pelat pracetak	- Berat sendiri elemen pracetak	
2.	Pada saat pemasangan balok, kolom, pelat pracetak	- Berat sendiri elemen pracetak - Beton Tuang di atasnya/ <i>topping</i> - Akibat pelat pracetak yang menumpu pada balok - Berat Tulangan	- Beban pekerja
3.	Pada masa layan	- Berat sendiri elemen pracetak - Berat beban fungsional - Berat partisi	- Penghuni

4. Beban Gempa (Earthquake Load/EQ)

Gempa adalah fenomena getaran yang diakibatkan oleh benturan atau gesekan lempeng tektonik (*plate tectonic*) bumi yang terjadi di daerah patahan (*fault zone*). Pada saat terjadi benturan antara lempeng-lempeng aktif tektonik bumi, akan terjadi pelepasan energi gempa yang berupa gelombang-gelombang energi yang merambat di dalam atau di permukaan bumi. Gelombang-gelombang gempa yang diakibatkan oleh energi gempa ini merambat dari pusat gempa (*epicenter*) ke segala arah, dan akan menyebabkan permukaan bumi bergetar.

Besarnya beban gempa yang terjadi pada struktur bangunan tergantung dari beberapa faktor yaitu, massa dan kekakuan struktur, waktu getar alami dan pengaruh redaman dari struktur, kondisi tanah, dan wilayah kegempaan dimana struktur bangunan tersebut didirikan. Massa dari struktur bangunan merupakan faktor yang sangat penting, karena beban gempa merupakan gaya inersia yang besarnya sangat tergantung dari besarnya massa dari struktur. Besarnya Beban Gempa Dasar Nominal horizontal akibat gempa menurut Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Rumah dan Gedung (SNI 03-1726-2002 pasal 6), dinyatakan sebagai berikut :

$$V = \frac{C.I}{R} \cdot W_t \dots\dots\dots (2.1)$$

Dimana :  $C$  = koefisien gempa

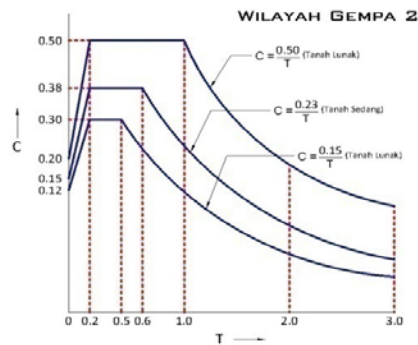
$I$  = faktor keutamaan struktur

$R$  = faktor reduksi gempa

$W_t$  = berat bangunan (DL dan LL yang direduksi )

a. Faktor Respon Gempa ( $C$ )

Gedung diasumsikan berlokasi di wilayah gempa 2 dari zona gempa Indonesia. Diagram Respon Spektrum Gempa Rencana untuk wilayah gempa 2, diperlihatkan pada gambar 2.15.



**Gambar 2.15.** Spektrum Respon Wilayah Gempa 2

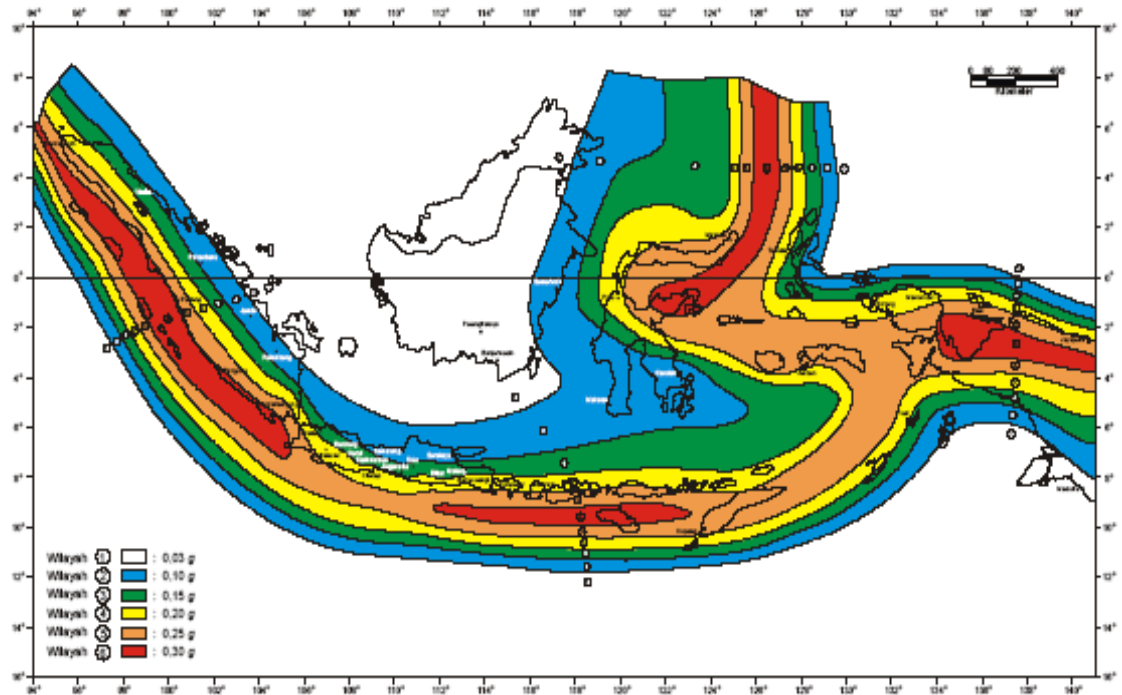
Harga dari faktor respon gempa  $C$  dapat ditentukan dari Diagram Spektrum Respon Gempa Rencana, sesuai dengan wilayah gempa dan kondisi jenis tanahnya untuk waktu getar alami fundamental.

1) Wilayah Gempa

Salah satu faktor yang mempengaruhi besar kecilnya beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan adalah faktor wilayah gempa. Dengan demikian, besar kecilnya beban gempa, tergantung juga pada lokasi dimana struktur bangunan tersebut akan didirikan. Indonesia ditetapkan terbagi dalam 6 Wilayah Gempa seperti ditunjukkan dalam Gambar 2.2, dimana Wilayah Gempa 1 adalah wilayah dengan kegempaan paling rendah, dan Wilayah Gempa 6 adalah wilayah dengan kegempaan paling tinggi. Pembagian Wilayah Gempa ini, didasarkan atas percepatan puncak batuan dasar akibat pengaruh Gempa Rencana dengan perioda ulang 500 tahun.

Peta Wilayah Gempa Indonesia dibuat berdasarkan analisis probabilistik bahaya gempa (*probabilistic seismic hazard analysis*), yang telah dilakukan untuk seluruh wilayah Indonesia berdasarkan data seismotektonik mutakhir

yang tersedia saat ini. Data masukan untuk analisis pembuatan peta gempa adalah, lokasi sumber gempa, distribusi magnitudo gempa di daerah sumber gempa, fungsi perambatan gempa (atenuasi) yang memberikan hubungan antara gerakan tanah setempat, magnitudo gempa di sumber gempa, dan jarak dari tempat yang ditinjau sampai sumber gempa, serta frekuensi kejadian gempa per tahun di daerah sumber gempa. Sebagai daerah sumber gempa, ditinjau semua sumber gempa yang telah tercatat dalam sejarah kegempaan di Indonesia, baik sumber gempa pada zona subduksi, sumber gempa dangkal pada lempeng bumi, maupun sumber gempa pada sesar-sesar aktif yang sudah teridentifikasi.



Sumber : SNI 1726 – 2002

**Gambar 2.16.** Pembagian Wilayah Gempa di Indonesia

b. Faktor Keutamaan Struktur (I)

Faktor keutamaan struktur adalah suatu koefisien yang diadakan untuk memperpanjang waktu ulang dari kerusakan struktur – struktur gedung yang relatif lebih utama, untuk menanamkan modal yang relatif besar pada gedung itu. Gedung tersebut diharapkan dapat berdiri jauh lebih lama dari gedung –



gedung pada umumnya. Waktu ulang dari kerusakan struktur gedung akibat gempa akan diperpanjang dengan pemakaian suatu faktor keutamaan. Faktor Keutamaan I mempunyai persamaan :

$$I = I_1 \cdot I_2 \dots\dots\dots (2.2)$$

Dimana  $I_1$  adalah Faktor Keutamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa itu selama umur rencana gedung, sedangkan  $I_2$  adalah Faktor Keutamaan untuk menyesuaikan umur rencana gedung tersebut. Besarnya faktor keutamaan struktur untuk beberapa jenis struktur bangunan, diperlihatkan pada Tabel 2.5.

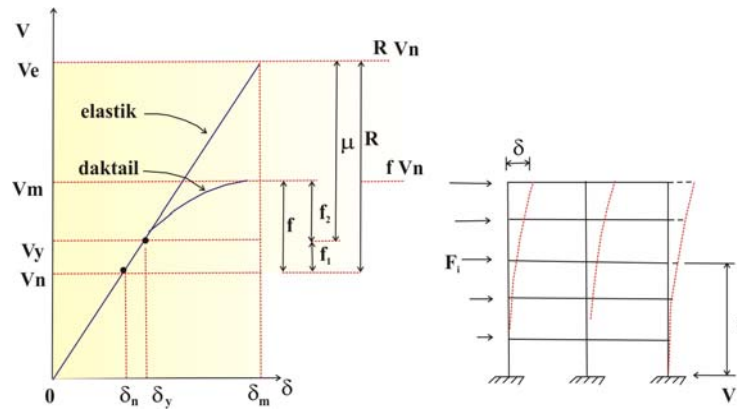
**Tabel 2.5.** Faktor Keutamaan Struktur (I)

Kategori gedung / bangunan	Faktor Keutamaan		
	$I_1$	$I_2$	$I (=I_1 \cdot I_2)$
Gedung umum seperti untuk perumahan, perniagaan dan perkantoran.	1,0	1,0	1,0
Monumen dan bangunan Monumental	1,0	1,6	1,6
Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi	1,4	1,0	1,4
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun	1,6	1,0	1,6
Cerobong, tangki di atas menara	1,5	1,0	1,5

Sumber :SNI 03 - 1726 – 2003 hal 12

c. Daktilitas Struktur

Daktilitas adalah Kemampuan suatu struktur gedung untuk mengalami simpangan pasca-elastik yang besar secara berulang kali dan bolak-balik akibat beban gempa di atas beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan.



Sumber : Buku Ajar Mekanika Getaran Dan gempa

**Gambar 2.17.** Diagram beban (V) - simpangan ( $\delta$ ) dari struktur bangunan gedung

Faktor Daktilitas ditentukan oleh rasio antara simpangan maksimum struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung. Faktor Reduksi Gempa (R) ditentukan berdasarkan perencanaan kinerja suatu gedung yaitu apakah gedung direncanakan berperilaku elastik penuh, daktilitas terbatas atau daktilitas penuh. Nilai dari faktor reduksi gempa ini dapat dilihat pada tabel 2.6 di bawah ini.

**Tabel 2.6.** Parameter Daktilitas Struktur Gedung

Taraf kinerja struktur gedung	$\mu$	R
Elastik penuh	1,0	1,6
Daktil Parsial	1,5	2,4
	2,0	3,2
	2,5	4,0
	3,0	4,8
	3,5	5,6
	4,0	6,4
	4,5	7,2
5,0	8,0	
Daktil Penuh	5,3	8,5

Sumber :SNI 03 - 1726 – 2002 hal 14

1) Daktil penuh

Daktil penuh adalah suatu tingkat daktilitas struktur gedung, di mana strukturnya mampu mengalami simpangan pasca-elastik pada saat mencapai

kondisi di ambang keruntuhan yang paling besar, yaitu dengan mencapai nilai faktor daktilitas sebesar 5,3.

2) Daktilitas parsial (terbatas)

Daktilitas parsial adalah seluruh tingkat daktilitas struktur gedung dengan nilai faktor daktilitas di antara untuk struktur gedung yang elastik penuh sebesar 1,0 dan untuk struktur gedung yang daktilitas penuh sebesar 5,3.

Nilai faktor daktilitas struktur gedung  $\mu$  di dalam perencanaan struktur gedung dapat dipilih menurut kebutuhan, tetapi tidak boleh diambil lebih besar dari nilai faktor daktilitas maksimum  $\mu_m$  yang dapat dikerahkan oleh masing-masing sistem atau subsistem struktur gedung. Dalam SNI 1726-2002 pasal 4 ditetapkan nilai  $\mu_m$  yang dapat dikerahkan oleh beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung, berikut faktor reduksi maksimum  $R_m$  yang bersangkutan. Dalam tabel 2.7 ditetapkan nilai  $\mu_m$  berikut faktor reduksi maksimum  $R_m$  yang bersangkutan.

**Tabel 2.7.** Faktor daktilitas maksimum, faktor reduksi gempa maksimum, faktor tahanan lebih struktur dan faktor tahanan lebih total beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	$\mu_m$	$R_m$	$f_1$
1. Sistem dinding penumpu (Sistem struktur yang tidak memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Dinding penumpu atau sistem bresing memikul hampir semua beban gravitasi. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing)	1. Dinding geser beton bertulang	2,7	4,5	2,8
	2. Dinding penumpu dengan rangka baja ringan dan bresing tarik	1,8	2,8	2,2
	3. Rangka bresing di mana bresingnya memikul beban gravitasi			
	a. Baja	2,8	4,4	2,2
	b. Beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	1,8	2,8	2,2
2. Sistem rangka gedung (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara	1. Rangka bresing eksentris baja (RBE)	4,3	7,0	2,8
	2. Dinding geser beton bertulang	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka bresing biasa			

lengkap. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing)	a. Baja	3,6	5,6	2,2
	b. Beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	3,6	5,6	2,2
	4. Rangka bresing konsentrik khusus			
	a. Baja	4,1	6,4	2,2
	5. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail	4,0	6,5	2,8
	6. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail penuh	3,6	6,0	2,8
	7. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail parsial	3,3	5,5	2,8
3. Sistem rangka pemikul momen (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur)	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	<b>3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)</b>			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	<b>b. Beton bertulang</b>	<b>2,1</b>	<b>3,5</b>	<b>2,8</b>
4. Sistem ganda (Terdiri dari : 1) rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi; 2) pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral; 3) kedua sistem harus direncanakan	1. Dinding geser			
	a. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang dengan SRPMB saja	2,6	4,2	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang	4,0	6,5	2,8
	2. RBE baja			
	a. Dengan SRPMK baja	5,2	8,5	2,8
	b. Dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	3. Rangka bresing biasa			
	a. Baja dengan SRPMK baja	4,0	6,5	2,8

untuk memikul secara bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi/sistem ganda)	b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	4,0	6,5	2,8
	d. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	2,6	4,2	2,8
	4. Rangka bresing konsentrik khusus			
	a. Baja dengan SRPMK baja	4,6	7,5	2,8
	b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
5. Sistem struktur gedung kolom kantilever (Sistem struktur yang memanfaatkan kolom kantilever untuk memikul beban lateral)	Sistem struktur kolom kantilever	1,4	2,2	2
6. Sistem interaksi dinding geser dengan rangka	Beton bertulang biasa (tidak untuk Wilayah 3, 4, 5 & 6)	3,4	5,5	2,8
7. Subsistem tunggal (Subsistem struktur bidang yang membentuk struktur gedung secara keseluruhan)	1. Rangka terbuka baja	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka terbuka beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	3. Rangka terbuka beton bertulang dengan balok beton pratekan (bergantung pada indeks baja total)	3,3	5,5	2,8
	4. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail penuh	4,0	6,5	2,8
	5. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail parsial	3,3	5,5	2,8

Sumber : SNI 1726 – 2002 pasal 4 hal 16

d. Periode Getar (T)

Periode getar yang mempunyai respons struktur terhadap getaran gempa besarnya dipengaruhi oleh masa dan kekakuan struktur. Struktur yang kaku akan mempunyai periode getar yang lebih pendek dibandingkan struktur yang fleksibel.

Untuk mencegah struktur yang terlalu fleksibel, nilai periode waktu getar struktur harus dibatasi. Dalam SNI 03 – 1726 – 2002 (pasal 5 hal 27) diberikan batasan sebagai berikut :  $T < \xi n$

Dimana :  $T$  = periode getar struktur (detik)

$\xi$  = koefisien pembatas

$n$  = jumlah tingkat gedung

**Tabel 2.8.** Koefisien Pembatas Periode Getar Struktur

Wilayah Gempa	$\xi$
1	0,20
2	0,19
3	0,18
4	0,17
5	0,16
6	0,15

Sumber : SNI 03-1726-2002 pasal 5 hal 27

e. Jenis Tanah

Selanjutnya tiap-tiap daerah gempa akan mempunyai spektrum respon sendiri-sendiri. Menurut SNI 03 - 1726 – 2002 (pasal 4 hal 18), ada empat jenis tanah dasar harus dibedakan dalam memilih harga  $C$ , yaitu tanah keras, tanah sedang, tanah lunak, dan tanah khusus. Definisi dari jenis tanah keras, tanah sedang dan tanah lunak dapat ditentukan berdasarkan 3 kriteria, yaitu

- 1) *Standard Penetration Test* ( $N$ )
- 2) *Standard* kecepatan rambat gelombang geser ( $V_s$ )
- 3) *Standard* kekuatan geser tanah ( $S_u$ )

Definisi dari jenis-jenis tanah tersebut ditentukan atas tiga (3) kriteria, yaitu  $V_s$ ,  $N$  dan kekuatan geser tanah ( $S_u$ ). Untuk menetapkan jenis tanah minimal tersedia 2 dari 3 kriteria, dimana kriteria yang menghasilkan jenis tanah yang lebih lunak adalah yang menentukan.

Tabel 2.9. Jenis-jenis tanah berdasarkan SNI 03 - 1726 - 2002

Jenis tanah	Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata $\bar{v}_s$ (m/det)	Nilai hasil Test Penetrasi Standar rata-rata $\bar{N}$	Kuat geser tanah rata-rata $\bar{S}_u$ (kPa)
Tanah Keras	$\bar{v}_s \geq 350$	$\bar{N} \geq 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
Tanah Sedang	$175 \leq \bar{v}_s < 350$	$15 \leq \bar{N} < 50$	$50 \leq \bar{S}_u < 100$
Tanah Lunak	$\bar{v}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	Atau, setiap profil dengan tanah lunak yang tebal total lebih dari 3 m, dengan $PI > 20$ , $w_n \geq 40\%$ , dan $S_u < 25$ kPa		
Tanah Khusus	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi		

Sumber : SNI 03 - 1726 – 2002 pasal 4 hal 18

Jenis tanah ditetapkan sebagai tanah keras, tanah sedang, atau tanah lunak apabila untuk tanah setebal maksimum 30 meter paling atas dipenuhi syarat-syarat yang tercantum dalam tabel di atas. Dalam Tugas Akhir ini jenis tanah ditentukan berdasarkan nilai Kuat Geser Niralir rata – rata. Perhitungan kuat geser niralir rata-rata:

$$\bar{S}_u = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i / S_{ui}}$$

Dimana :  $t_i$  = tebal lapisan tanah ke-i  
 $S_{ui}$  = kuat geser niralir lapisan tanah ke-i yang harus memenuhi ketentuan bahwa  $S_{ui} \leq 250$  kPa

$m$  = jumlah lapisan tanah yang ada di atas tanah dasar

$\bar{S}_u$  = kuat geser niralir rata-rata

f. Arah Pembebanan Gempa

Dalam perencanaan struktur gedung, arah utama pengaruh Gempa Rencana harus ditentukan sedemikian rupa, sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan.

Untuk mensimulasikan arah pengaruh Gempa Rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi,

tetapi dengan efektifitas hanya 30%. Kombinasi pembebanan yang perlu ditinjau untuk merencanakan kekuatan dari kolom-kolom struktur adalah :

Beban gravitasi  $\pm 100\%$  beban gempa arah X  $\pm 30\%$  beban gempa arah Y

Beban gravitasi  $\pm 30\%$  beban gempa arah X  $\pm 100\%$  beban gempa arah Y

#### 5. Beban Angin (Wind Load/WL)

Beban angin ditentukan dengan menganggap adanya tekanan positif dan tekanan negatif (hisapan) yang bekerja tegak lurus pada bidang-bidang yang ditinjau. Besarnya tekanan angin untuk gedung diambil minimum  $40 \text{ kg/m}^2$  (untuk wilayah pantai) dan dikalikan dengan koefisien angin untuk dinding vertikal:

- a. di pihak angin : + 1
- b. di belakang angin : - 0.4
- c. sejajar dengan arah angin : - 0.4

#### 2.6.3. Faktor Beban dan Kombinasi Pembebanan

Untuk keperluan desain, analisis dan sistem struktur perlu diperhitungkan terhadap kemungkinan terjadinya kombinasi pembebanan (*Load Combination*) dan beberapa kasus beban yang dapat bekerja secara bersamaan selama umur rencana. Menurut *Peraturan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung 1983*, ada 2 kombinasi pembebanan yang perlu ditinjau pada struktur yaitu Kombinasi Pembebanan Tetap dan Kombinasi Pembebanan Sementara. Disebut pembebanan tetap karena beban dianggap dapat bekerja terus menerus pada struktur selama umur rencana. Kombinasi pembebanan ini disebabkan oleh bekerjanya beban mati (*dead load*) dan beban hidup (*live load*). Kombinasi pembebanan sementara tidak bekerja secara terus menerus pada struktur, tetapi pengaruhnya tetap diperhitungkan dalam analisa. Kombinasi pembebanan ini disebabkan oleh bekerjanya beban mati, beban hidup, beban angin dan beban gempa. Nilai - nilai beban tersebut di atas dikalikan dengan suatu faktor magnifikasi yang disebut faktor beban, tujuannya agar struktur dan komponennya memenuhi syarat kekuatan dan layak pakai terhadap berbagai kombinasi beban.



Untuk perencanaan beton bertulang, kombinasi pembebanan ditentukan berdasarkan Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03 – 2847 – 2002) sebagai berikut :

#### 1. Kombinasi Pembebanan Tetap

Pada kombinasi pembebanan tetap ini, beban yang harus diperhitungkan bekerja pada struktur adalah

$$U = 1.4 D$$

$$U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (A \text{ atau } R)$$

#### 2. Kombinasi Pembebanan Sementara

Pada kombinasi pembebanan sementara ini, beban yang harus diperhitungkan bekerja pada struktur adalah

$$U = 1.2 D + 1.0 L \pm 1.6 W + 0.5 (A \text{ atau } R)$$

$$U = 0.9 D \pm 1.6 W$$

$$U = 1.2 D + 1.0 L \pm 1.0 E$$

$$U = 0.9 D \pm 1.0 W$$

Dimana : D = beban mati            L = beban hidup  
           A = beban atap                R = beban hujan  
           W = beban angin            E = beban gempa

Koefisien 1,2 dan 1,6 merupakan faktor pengali dari beban-beban tersebut, yang disebut faktor beban (*load factor*), sedangkan koefisien 0,5 dan 0,9 merupakan faktor reduksi. Dalam perencanaan struktur gedung ini digunakan 3 macam kombinasi pembebanan, yaitu :

- a. Kombinasi 1 = 1,2 DL + 1,6 LL
- b. Kombinasi 2 = 1,2 DL + 1,0 LL + 1,0 (I/R) Ex + 0,3 (I/R) Ey  
                       = 1,2 DL + 1,0 LL + 0,118 Ex + 0,039 Ey
- c. Kombinasi 3 = 1,2 DL + 1,0 LL + 0,3 (I/R) Ex + 1,0 (I/R) Ey  
                       = 1,2 DL + 1,0 LL + 0,039 Ex + 0,118 Ey

#### 2.6.4. Faktor reduksi

Dalam menentukan kuat rencana suatu komponen struktur, maka kuat minimalnya harus direduksi dengan factor reduksi kekuatan sesuai dengan sifat beban, hal ini dikarenakan adanya ketidakpastian kekuatan bahan terhadap

pembebanan. Faktor reduksi  $\phi$  menurut SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 11.3 sebagai berikut:

**Tabel 2.10.** Reduksi Kekuatan

Kondisi Pembebanan	re
Beban lentur tanpa gaya aksial	0.80
Gaya aksial tarik, aksial tarik dengan lentur	0.80
Gaya aksial tekan, aksial tekan dengan lentur <ul style="list-style-type: none"> <li>• Dengan tulangan Spiral</li> <li>• Dengan tulangan biasa</li> </ul>	0.70 0.65
Geser dan Torsi	0.75
Tumpuan Pada Beton	0.65

Sumber : SNI 03 – 2847 – 2002

## 2.7. KONSEP DESAIN PERENCANAAN STRUKTUR

### 2.7.1. Desain Terhadap Beban Lateral (Gempa)

Dalam mendesain struktur, kestabilan lateral adalah hal terpenting karena gaya lateral mempengaruhi desain elemen - elemen vertikal dan horisontal struktur. Mekanisme dasar untuk menjamin kestabilan lateral diperoleh dengan menggunakan hubungan kaku untuk memperoleh bidang geser kaku yang dapat memikul beban lateral.

Beban lateral yang paling berpengaruh terhadap struktur adalah beban gempa dimana efek dinamisnya menjadikan analisisnya lebih kompleks. Tinjauan ini dilakukan untuk mengetahui metode analisis, pemilihan metode dan kriteria dasar perancangannya.

### 2.7.2. Metode Analisis Struktur Terhadap Beban Gempa

Metode analisis yang dapat digunakan untuk memperhitungkan pengaruh beban gempa terhadap struktur adalah sebagai berikut:

#### 1. Metode Analisis Statis

Merupakan analisis sederhana untuk menentukan pengaruh gempa tetapi hanya digunakan pada bangunan sederhana dan simetris, penyebaran kekakuan massa menerus, dan ketinggian tingkat kurang dari 40 meter.

Analisis statis prinsipnya menggantikan beban gempa dengan gaya - gaya statis ekuivalen bertujuan menyederhanakan dan memudahkan perhitungan, dan disebut Metode Gaya Lateral Ekuivalen (*Equivalent Lateral Force*

*Method*), yang mengasumsikan gaya gempa besarnya berdasarkan hasil perkalian suatu konstanta/massa dan elemen struktur tersebut.

## 2. Metode Analisis Dinamis

Analisis Dinamis dilakukan untuk evaluasi yang akurat dan mengetahui perilaku struktur akibat pengaruh gempa yang sifatnya berulang. Analisis dinamik perlu dilakukan pada struktur-struktur bangunan dengan karakteristik sebagai berikut:

- a. Gedung - gedung dengan konfigurasi struktur sangat tidak beraturan
- b. Gedung - gedung dengan loncatan - loncatan bidang muka yang besar
- c. Gedung - gedung dengan kekakuan tingkat yang tidak merata
- d. Gedung - gedung dengan yang tingginya lebih dan 40 meter

Metode ini ada dua jenis yaitu Analisis Respon Dinamik Riwayat Waktu (*Time History Analysis*) yang memerlukan rekaman percepatan gempa rencana dan Analisis Ragam Spektrum Respon (*Spectrum Modal Analysis*) dimana respon maksimum dan tiap ragam getar yang terjadi didapat dari Spektrum Respon Rencana (*Design Spectra*).

## 2.8. PERENCANAAN STRUKTUR ATAS (Upper Structure)

Struktur atas terdiri dari struktur portal yang merupakan kesatuan antar balok, kolom, pelat. Perencanaan struktur portal berdasarkan SNI 03-1728-2002 (*Tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung*).

### 2.8.1. Perencanaan Pelat

Kekuatan lentur suatu elemen pelat sangat dipengaruhi oleh ketebalannya. Pelat dapat dikategorikan kedalam tipe elemen yang perbandingan lendutannya lebih kecil jika dibandingkan ketebalan pelat. Proses analisisnya menggunakan teori pendekatan dengan asumsi-asumsi sebagai berikut :

1. Tidak terjadi deformasi pada bidang tengah pelat. Bidang ini dapat disebut bidang netral pada saat terjadi lentur.
2. Titik-titik yang terletak pada suatu bidang tengah pelat akan tetap berada pada bidang normal permukaan tengah pelat selama terjadi lentur.
3. Tegangan normal pada arah melintang terhadap pelat (tegangan geser pelat) dapat diabaikan.

Dari asumsi-asumsi tersebut dapat diambil kesimpulan bahwa pengaruh gaya-gaya geser pada pelat dapat diabaikan. Namun dalam beberapa kasus, misalnya jika ada lubang-lubang pada pelat, pengaruh geser menjadi sangat penting dan harus dilakukan sedikit koreksi dari teori pelat ini. Selain itu, jika terdapat beban terpusat pada permukaan pelat, maka akan terjadi deformasi pada bidang tengah pelat sehingga asumsi pertama tidak berlaku lagi.

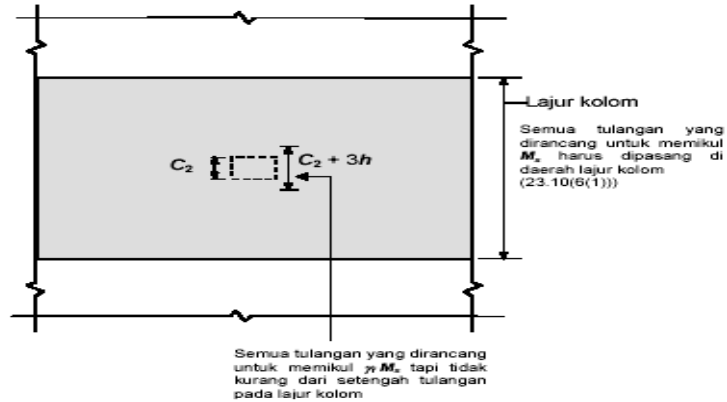
Pada tipe "pelat tipis dengan lendutan besar" asumsi pertama akan berlaku sepenuhnya hanya jika pelat dibentuk menjadi pelat yang permukaannya dibengkokkan. Pada kasus pelat dengan lendutan yang besar, kita juga harus membedakan antara tepi-tepi terjepit yang tidak dapat bergerak dan tepi-tepi bebas yang dapat berdeformasi pada bidang pelat. Hal ini akan berpengaruh pada besarnya lendutan pada pelat, terutama pada bidang yang tidak terjepit dan dapat bergerak bebas.

Pada prinsipnya dasar teori dari pelat juga membentuk dasar teori umum dari elemen shell. Namun terdapat suatu perbedaan nyata antara elemen pelat dan elemen shell terutama bila mengalami pengaruh dari beban luar. Suatu elemen shell mampu meneruskan beban-beban permukaan yang bekerja pada permukaannya, menjadi gaya-gaya dalam baik itu berupa momen, gaya geser, ataupun gaya aksial serta mendistribusikannya ke elemen-elemen lainnya. Sifat-sifat shell ini menjadikannya jauh lebih stabil jika dibandingkan dengan elemen pelat dengan kondisi kasus pembebanan yang sama. Elemen shell yang terbuat dari material beton umumnya harus diberi tulangan untuk menahan gaya tarik akibat lentur, momen dan puntir.

Pemasangan tulangan pada pelat dua arah harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

1. Momen pelat terfaktor pada tumpuan akibat beban gempa harus ditentukan untuk kombinasi pembebanan. Semua tulangan yang disediakan untuk memikul  $M_s$ , yaitu bagian dari momen pelat yang diimbangi oleh momen tumpuan, harus dipasang di dalam lajur kolom.
2. Bagian dari momen harus dipikul oleh tulangan yang dipasang pada daerah lebar efektif.

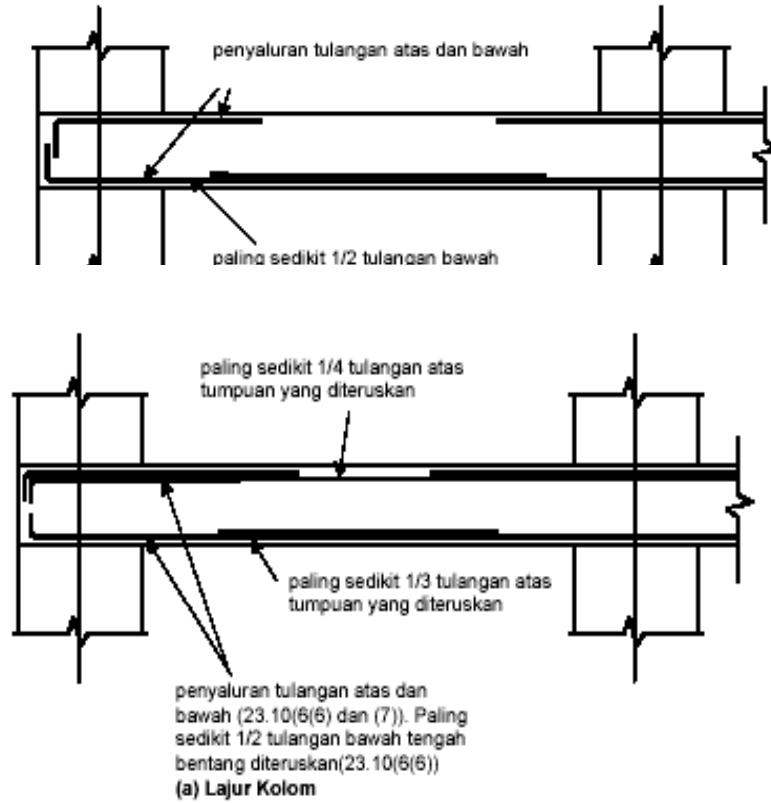
3. Setidak-tidaknya setengah jumlah tulangan lajur kolom di tumpuan diletakkan di dalam daerah lebar efektif pelat.



Catatan: Ketentuan ini berlaku untuk tulangan atas dan bawah.  
(Lihat pasal 15 untuk notasi)

**Gambar 2.18.** Lokasi Tulangan Pada Konstruksi Pelat Dua Arah

4. Paling sedikit seperempat dari seluruh jumlah tulangan atas lajur kolom di daerah tumpuan harus dipasang menerus di keseluruhan panjang bentang.
5. Jumlah tulangan bawah yang menerus pada lajur kolom tidak boleh kurang daripada sepertiga jumlah tulangan atas lajur kolom di daerah tumpuan.
6. Setidak-tidaknya setengah dari seluruh tulangan bawah di tengah bentang harus diteruskan dan diangkur hingga mampu mengembangkan kuat lelehnya pada muka tumpuan.
7. Pada tepi pelat yang tidak menerus, semua tulangan atas dan bawah pada daerah tumpuan harus dipasang sedemikian hingga mampu mengembangkan kuat lelehnya pada muka tumpuan.

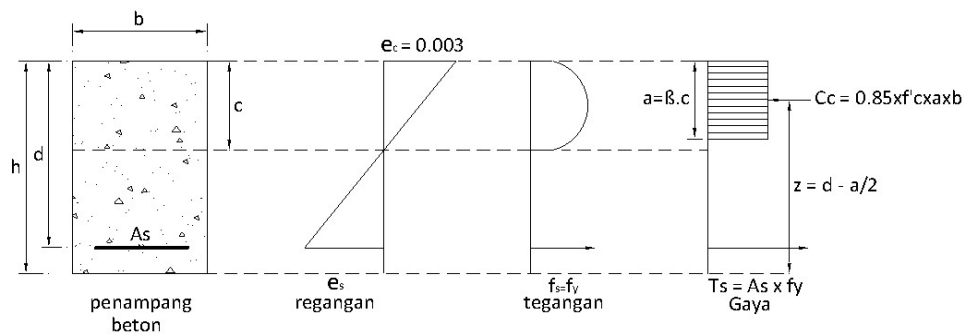


Gambar 2.19. Pengaturan Tulangan Pada Pelat

2.8.2. Perencanaan Struktur Portal Utama

2.8.2.1. Perencanaan Struktur Balok

1. Perencanaan Lentur Murni



Gambar 2.20. Penampang, diagram regangan dan tegangan dalam keadaan seimbang ( balance )

Dari gambar didapat :

$$C_c = 0,85 f'_c a.b \dots\dots\dots (2.3)$$

$$T_s = A_s.f_y \dots\dots\dots (2.4)$$

Dengan keseimbangan  $\Sigma H = 0$ , maka :

$$C_c = T_s \dots\dots\dots (2.5)$$

Sehingga,

$$0,85 f'_c a b = A_s f_y \dots\dots\dots (2.6)$$

Dimana,

$$a = \beta c \text{ dan } A_s = \rho b d$$

Besarnya nilai  $\beta$  untuk mutu beton :

$$f'_c \leq 30 \text{ Mpa}, \beta = 0,85$$

$$f'_c > 30 \text{ Mpa}, \beta = 0,85 - 0,008 (f'_c - 30)$$

Pada Tugas Akhir ini digunakan  $f'_c = 35 \text{ Mpa}$ , sehingga didapat:

$$0,85 f'_c \beta c b = A_s f_y$$

$$0,85 f'_c \cdot 0,81 c b = \rho b d f_y$$

$$0,6885 b c f'_c = \rho b d f_y$$

$$c = \frac{\rho b d f_y}{0,6885 b f'_c}$$

$$c = 1,452 \rho \frac{f_y}{f'_c} d \dots\dots\dots (2.7)$$

Besarnya momen yang mampu dipikul oleh penampang adalah:

$$M_u = C_c (d - 1/2a) \text{ atau } T_s (d - 1/2a)$$

$$= A_s f_y (d - 0,5 \cdot 0,81 c)$$

$$= A_s f_y (d - 0,405 c) \dots\dots\dots (2.8)$$

Berdasarkan Rancangan Standar Nasional Indonesia (RSNI) Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung 2002 pasal 11.3, dalam suatu perencanaan diambil faktor reduksi kekuatan  $\phi$  dimana besarnya  $\phi$  untuk lentur tanpa beban aksial adalah sebesar 0,8; sehingga didapat:

$$M_u = \phi A_s f_y (d - 0,405 c)$$

$$= 0,8 \rho b d f_y (d - 0,405 c) \dots\dots\dots (2.9)$$

Substitusi harga c,

$$M_u = 0,8 \rho b d f_y (d - 0,4055 \cdot 1,452 \rho \frac{f_y}{f'_c} d) \dots\dots\dots (2.10)$$

Bentuk di atas dapat pula dituliskan sebagai berikut:

$$\frac{M_u}{b d^2} = 0,8 \rho f_y \left( 1 - 0,588 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \dots\dots\dots (2.11)$$

Dimana:

- Mu = momen yang dapat ditahan penampang (Nmm)
- b = lebar penampang beton (mm)
- d = tinggi efektif beton (mm)
- $\rho$  = rasio luas tulangan terhadap luas efektif penampang beton
- fy = mutu tulangan (MPa)
- fc' = mutu beton (MPa)

Dari rumus di atas, apabila momen yang bekerja dan luas penampang beton telah diketahui, maka besarnya rasio tulangan  $\rho$  dapat diketahui untuk mencari besarnya kebutuhan luas tulangan.

a. Persentase Tulangan Minimum, Balance dan Maksimum

1) Rasio tulangan minimum ( $\rho_{min}$ )

Rasio tulangan minimum ditetapkan sebesar  $\frac{fy}{1.4}$

2) Rasio tulangan balance ( $\rho_b$ )

Dari gambar tegangan dan regangan penampang balok (Gambar 2.20) didapat:

$$\frac{c}{d} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} = \frac{0,003}{0,003 + fy/E_s} \dots\dots\dots (2.12)$$

Berdasarkan Rancangan Standar Nasional Indonesia (RSNI) Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung 2002 pasal 10.5(2) ditetapkan Es sebesar  $2 \times 10^5$  Mpa, sehingga didapat

$$\frac{c}{d} = \frac{600}{600 + fy} \dots\dots\dots (2.13)$$

Keadaan balance:

$$0,85 \cdot fc' \cdot \beta \cdot c \cdot b = \rho \cdot b \cdot d \cdot fy$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot fc' \cdot \beta \cdot c \cdot b}{b \cdot d \cdot fy}$$

$$\rho = \frac{600}{600 + fy} \beta \frac{0,85 \cdot fc'}{fy} \dots\dots\dots (2.14)$$

3) Rasio tulangan maksimum ( $\rho_{max}$ )

Berdasarkan SNI Beton 2002 besarnya  $\rho_{max}$  ditetapkan sebesar  $0,75\rho_b$ .



a) Untuk menentukan rasio pembesian minimum menggunakan rumus :

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$$

b) Untuk menentukan rasio pembesian maksimum menggunakan rumus

$$: \rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times \rho_{\text{balance}}$$

b. Perhitungan Tulangan Ganda

Apabila  $\rho > \rho_{\max}$  maka terdapat dua alternatif :

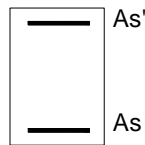
- 1) Sesuaikanlah ukuran penampang balok
- 2) Bila tidak memungkinkan, maka dipasang tulangan rangkap

Dalam menghitung tulangan rangkap, total momen lentur yang dilawan akan dipisahkan dalam dua bagian:  $Mu_1 + Mu_2$

Dengan:

$Mu_1$  = momen lentur yang dapat dilawan oleh  $\rho_{\max}$  dan berkaitan dengan lengan momen dalam z. Jumlah tulangan tarik yang sesuai adalah  $As_1 = \rho_{\max} \cdot b \cdot d$

$Mu_2$  = momen sisa yang pada dasarnya harus ditahan baik oleh tulangan tarik maupun tekan yang sama banyaknya. Lengan momen dalam yang berhubungan dengan ini sama dengan  $(d - d')$ .



Jumlah tulangan tarik tambahan  $As_2$  sama dengan jumlah tulangan tekan  $As'$ , yaitu:

$$As_2 = As' = \frac{Mu - Mu_1}{\phi \cdot f_y \cdot (d - d')} \dots\dots\dots (2.15)$$

2. Perhitungan Geser dan Torsi

Berdasarkan Rancangan Standar Nasional Indonesia Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung Tahun 2002 pasal 13.3 ditentukan besarnya kekuatan gaya nominal sumbangan beton adalah:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w \cdot d \dots\dots\dots (2.16)$$

atau besarnya tegangan yang dipikul beton adalah:

$$v_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots(2.17)$$

Untuk penampang yang menerima beban aksial, besarnya tegangan yang mampu dipikul beton dapat dituliskan sebagai berikut:

$$v_c = \left( 1 + \frac{P_u}{14A_g} \right) \left( \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \dots\dots\dots(2.18)$$

Sedangkan besarnya tegangan geser yang harus dilawan sengkang adalah:

$$\phi v_s = v_u - \phi v_c \dots\dots\dots(2.19)$$

Besarnya tegangan geser yang harus dipikul sengkang dibatasi sebesar:

$$\phi v_s \max = \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots (2.20)$$

Untuk besarnya gaya geser yang mampu dipikul oleh penampang ditentukan dengan syarat sebagai berikut:

$$V_u \leq \phi V_n \dots\dots\dots (2.21)$$

Dimana :  $V_u$  = gaya lintang pada penampang yang ditinjau.

$V_n$  = kekuatan geser nominal yang dihitung secara  $V_n = V_c + V_s$

$V_c$  = kekuatan geser nominal sumbangan beton

$V_s$  = kekuatan geser nominal sumbangan tulangan geser

$v_u$  = tegangan geser yang terjadi pada penampang

$v_c$  = tegangan geser nominal sumbangan beton

$v_s$  = tegangan geser nominal sumbangan tulangan geser

$\phi$  = faktor reduksi kekuatan ( 0,75 )

$b$  = lebar balok (mm)

$d$  = tinggi efektif balok (mm)

$f'_c$  = kuat mutu beton (Mpa)

Tulangan geser dibutuhkan apabila  $v_u > \phi v_c$ . Besarnya tulangan geser yang dibutuhkan ditentukan dengan rumus berikut<sup>1)</sup>:

$$A_v = \frac{(v_u - \phi v_c) b.s}{\phi f_y} \dots\dots\dots (2.22)$$

Dimana:  $A_v$  = luas tulangan geser yang berpenampang ganda dalam  $\text{mm}^2$   
 $s$  = jarak sengkang dalam mm

Rumus di atas juga dapat ditulis sebagai berikut :

$$A_v = \frac{(v_u - \phi v_c) b \cdot 1000}{\phi f_y} \dots\dots\dots (2.23)$$

dimana  $A_v$  adalah luas tulangan geser yang berpenampang ganda untuk tiap meter panjang yang dinyatakan dalam  $\text{mm}^2$ .

Namun apabila  $v_u > \frac{1}{2} \phi v_c$  harus ditentukan besarnya tulangan geser minimum sebesar (RSNI Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung Tahun 2002):

$$A_v = \frac{b_w s}{3 f_y} \dots\dots\dots (2.24)$$

Dimana:  $A_v$  = luas tulangan geser yang berpenampang ganda dalam  $\text{mm}^2$   
 $s$  = jarak sengkang dalam mm

Rumus ini juga dapat ditulis sebagai berikut :

$$A_v = \frac{b_w 1000}{3 f_y} \dots\dots\dots (2.25)$$

dimana  $A_v$  adalah luas tulangan geser yang berpenampang ganda untuk tiap meter panjang yang dinyatakan dalam  $\text{mm}^2$ .

Jarak sengkang dibatasi sebesar  $d/2$ , namun apabila  $\phi v_s > \frac{1}{3} \sqrt{f_c'}$  jarak sengkang maksimum harus dikurangi setengahnya.

Perhitungan tulangan torsi dapat diabaikan apabila memenuhi syarat berikut:

$$T_u < \frac{\phi \sqrt{f_c'}}{12} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \dots\dots\dots (2.26)$$

Suatu penampang mampu menerima momen torsi apabila memenuhi syarat:

$$\sqrt{\left( \frac{V_u}{b_w \cdot d} \right)^2 + \left( \frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2} \right)} < \phi v_c + \phi \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \quad (2.27)$$

Besarnya tulangan sengkang untuk menahan puntir ditentukan dengan rumus sebagai berikut:

$$A_t = \frac{T_n s}{2A_o f_{yv} \cot \theta} \dots\dots\dots (2.28)$$

dengan  $T_n = \frac{T_u}{\phi}$ .

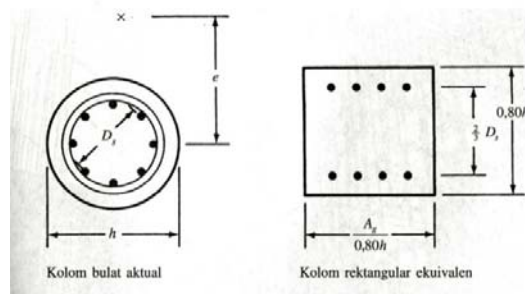
Sedangkan besarnya tulangan longitudinal yang harus dipasang untuk menahan puntir dapat ditentukan dengan rumus sebagai berikut:

$$A_l = \frac{A_t}{s} p_h \left( \frac{f_{yv}}{f_{yt}} \right) \cot^2 \theta \dots\dots\dots (2.29)$$

- Dimana:
- $A_{cp}$  = luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton, mm<sup>2</sup>
  - $A_o$  = luas bruto yang dibatasi oleh lintasan aliran geser, mm<sup>2</sup>
  - $A_{oh}$  = luas yang dibatasi oleh garis pusat tulangan sengkang torsi terluar, mm<sup>2</sup>
  - $A_t$  = luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak s, mm<sup>2</sup>
  - $A_l$  = luas tulangan longitudinal yang memikul puntir, mm<sup>2</sup>
  - $f_{yh}$  = kuat leleh yang disyaratkan untuk tulangan geser, MPa
  - $f_{yt}$  = kuat leleh tulangan torsi longitudinal, MPa
  - $f_{yv}$  = kuat leleh tulangan sengkang torsi, MPa
  - $p_{cp}$  = keliling luar penampang beton, mm
  - $p_h$  = keliling dari garis pusat tulangan sengkang torsi terluar, mm
  - s = spasi tulangan geser atau puntir dalam arah paralel dengan tulangan longitudinal, mm

**2.8.2.2. Perencanaan Kolom**

Kolom adalah suatu elemen tekan dan merupakan struktur utama dari bangunan yang berfungsi untuk memikul beban vertikal, walaupun kolom tidak harus selalu berarah vertikal. Pada umumnya kolom tidak mengalami lentur secara langsung.



**Gambar 2.21.** Jenis – jenis Kolom Beton Bertulang

Kolom beton secara garis besar dibagi dalam tiga kategori berikut:

1. Blok tekan pendek atau pedestal.

Jika ketinggian dari kolom tekan tegak kurang dari tiga kali dimensi pedestal terkecil, kolom tersebut dianggap sebagai pedestal.

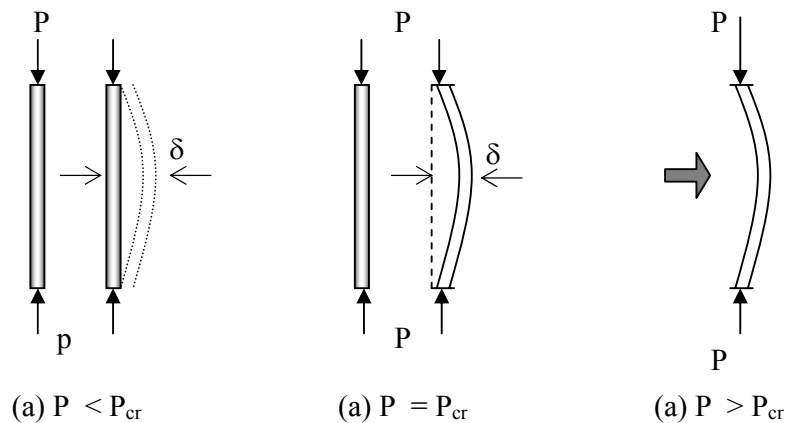
2. Kolom pendek.

Jika kegagalan kolom diawali dengan keruntuhan material, kolom tersebut diklasifikasikan sebagai kolom pendek. Kolom pendek diasumsikan sebagai kolom kokoh dengan fleksibilitas kecil. Kekuatan kolom pendek sangat bergantung kepada luas penampang dan kekuatan material.

3. Kolom panjang atau langsing.

Kolom diklasifikasikan sebagai kolom panjang jika kegagalannya diakibatkan oleh ketidakstabilan, bukan karena kekuatan material. Ketidakstabilan terjadi akibat adanya potensi menekuk pada kolom panjang, sehingga kapasitas kolom dalam memikul beban menjadi lebih kecil. Pada kolom panjang, perbandingan dimensi antara arah memanjang dengan dimensi arah melintang sangat besar.

Elemen kolom ini disebut pula elemen tekan karena elemen ini hanya memikul gaya tekan. Dengan adanya gaya tekan ini maka timbul fenomena tekuk (*buckling*) yang harus ditinjau pada kolom, terutama pada kolom panjang. Apabila kolom telah menekuk maka kolom tersebut sudah tidak mempunyai kemampuan lagi untuk menerima beban tambahan. Sedikit saja penambahan beban akan terjadi keruntuhan. Dengan demikian, kapasitas pikul beban untuk elemen struktur kolom itu adalah besar beban yang menyebabkan kolom tersebut mengalami tekuk awal.



**Gambar 2.22.** Perilaku Kolom yang Dibebani

Disebut tekuk kritis karena terjadinya tekuk disebabkan oleh adanya beban kritis. Beban kritis ini dirumuskan dalam persamaan Euler berikut ini :

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L^2}$$

Di mana : E = modulus elastisitas

I = momen inersia

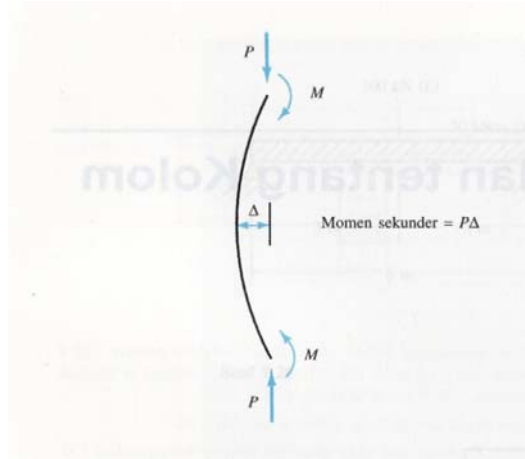
L = panjang kolom

Rumus di atas hanya berlaku untuk kolom dengan kedua ujungnya sendi (*W.C Vis & Gideon Kusuma, 1994*). Pada kondisi lain rumus tersebut dibagi faktor tekuk k yang besarnya tertentu. Untuk kedua ujung jepit  $k = 0,5$ . Untuk ujung jepit-sendiri  $k = 0,707$ . Sedangkan kolom dengan ujung jepit-bebas ditentukan  $k = 2,0$ .

Selain itu kolom juga harus ditinjau terhadap kemungkinan adanya beban eksentris. Pembebanan pada kolom dibedakan menjadi dua kondisi, yaitu beban terpusat dan beban eksentris. Umumnya beban pada kolom termasuk beban eksentris dan sangat jarang ditemukan suatu kasus beban kolom terpusat. Pada beban eksentris pusat beban tidak tepat di pusat titik berat penampang, atau terdapat eksentrisitas sebesar e dari pusat beban ke titik berat penampang. Adanya eksentrisitas ini harus diperhitungkan, karena akan menimbulkan momen pada kolom.

Jika suatu kolom menerima momen utama (momen yang disebabkan oleh beban kerja, rotasi titik, dan lain – lain), sumbu kolom akan berdefleksi

secara lateral, akibatnya pada kolom akan bekerja momen tambahan sama dengan beban kolom dikalikan defleksi lateral. Momen ini dinamakan momen sekunder atau momen  $P\Delta$ , seperti yang diilustrasikan seperti gambar dibawah.



**Gambar 2.23** Momen Sekunder yang terjadi pada kolom

Kolom dengan momen sekunder yang besar disebut kolom langsing, dan perlu untuk mendimensi penampangnya dengan penjumlahan momen primer dan momen sekunder. Kolom dapat didesain dengan menggunakan kolom pendek jika pengaruh momen sekunder tidak mengurangi kekuatan lebih dari 5%.

Berdasarkan Tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung (SNI Beton 2002), kuat tekan rencana ( $\phi P_n$ ) dari komponen struktur tekan tidak boleh diambil lebih besar dari ketentuan berikut :

1. Untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan spiral atau komponen struktural tekan komposit :

$$\phi P_n(\max) = 0,85\phi [0,85 \times f_c'(A_g - A_s) + f_y \times A_s] \dots\dots\dots (2.30)$$

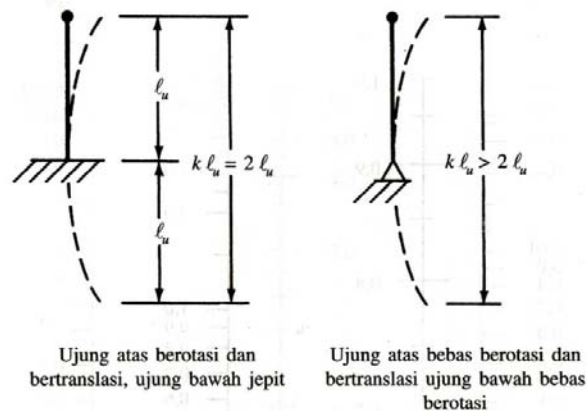
2. Untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan pengikat

$$\phi P_n(\max) = 0,80\phi [0,85 \times f_c'(A_g - A_s) + f_y \times A_s] \dots\dots\dots (2.31)$$

Kolom panjang atau langsing merupakan salah satu elemen yang perlu diperhatikan. Proses perhitungannya didasari oleh konsep perbesaran momen. Momen dihitung dengan analisis rangka biasa dan dikalikan oleh faktor perbesaran momen yang berfungsi sebagai beban tekuk kritis pada kolom.

Parameter yang berpengaruh dalam perencanaan kolom beton bertulang panjang adalah :

1. Panjang bebas ( $L_u$ ) dari sebuah elemen tekan harus diambil sama dengan jarak bersih antara pelat lantai, balok, atau komponen lain yang mampu memberikan tahanan lateral dalam arah yang ditinjau. Bila terdapat kepala kolom atau perbesaran balok, maka panjang bebas harus diukur terhadap posisi terbawah dari kepala kolom atau perbesaran balok dalam bidang yang ditinjau.
2. Panjang efektif ( $L_e$ ) adalah jarak antara momen – momen nol dalam kolom. Prosedur perhitungan yang digunakan untuk menentukan panjang efektif dapat menggunakan kurva alinyemen. Untuk menggunakan kurva alinyemen dalam kolom, faktor  $\Psi$  dihitung pada setiap ujung kolom. Faktor  $\Psi$  pada satu ujung kolom sama dengan jumlah kekakuan  $[\Sigma(EI/l)]$  kolom yang bertemu pada titik tersebut, termasuk kolom yang ditinjau, dibagi dengan jumlah semua kekakuan balok yang bertemu pada titik tersebut. Satu dari dua nilai  $\Psi$  disebut  $\Psi_A$  ,yang lain disebut  $\Psi_B$  . Setelah nilai ini dihitung, faktor panjang efektif  $k$  didapat dengan menempatkan mistar antara  $\Psi_A$  dan  $\Psi_B$ . Titik perpotongan antara mistar dengan nomograf tengah adalah  $k$ .



**Gambar 2.24.** Panjang Efektif untuk Portal Bergoyang

Selain itu, nilai  $k$  untuk portal bergoyang juga dapat dihitung melalui persamaan:



Jika  $\psi_m < 2$ ,  $k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m}$  ..... (2.32)

Jika  $\psi_m \geq 2$ ,  $k = 0.9 \sqrt{1 + \psi_m}$  ..... (2.33)

Dengan  $\psi_m$  merupakan rata – rata dari  $\psi_A$  dan  $\psi_B$ .

3. Untuk pembahasan kolom ini, perlu dibedakan antara portal tidak bergoyang dan portal bergoyang. Suatu struktur dapat dianggap rangka portal bergoyang jika nilai indeks stabilitas ( $Q$ )  $> 0,05$ .

$$Q = \frac{\sum Pu \times \Delta o}{Vu \times Lc}$$

Dimana :  $Pu$  = beban vertikal

$Vu$  = gaya geser lantai total pada tingkat yang ditinjau

$\Delta o$  = simpangan relatif antar tingkat orde pertama

$Lc$  = panjang efektif elemen kolom yang tertekan

4. Untuk komponen tekan yang tidak ditahan terhadap goyangan samping, pengaruh kelangsingan boleh diabaikan apabila

$$\frac{k \times Lu}{r} < 22$$
 ..... (2.34)

5. Jari-jari girasi ( $r$ ) boleh diambil sama dengan 0,3 kali dimensi total dalam arah stabilitas yang di tinjau untuk komponen struktur tekan persegi, dan sama dengan 0,25 kali diameter untuk komponen struktur bulat. Untuk bentuk penampang lainnya,  $r$  dapat dihitung dengan rumus :

$$r = \sqrt{(I / A)}$$
 ..... (2.35)

6. Properti yang digunakan untuk menghitung pembesaran momen yang nantinya akan dikalikan dengan momen kolom, diantaranya adalah:

- a) Modulus elastisitas ditentukan dari rumus berikut:

$$E_c = w_c^{1.5} 33 \sqrt{f_c}$$
 ..... (2.36)

Untuk  $w_c$  antara 90 sampai 155 lbs/ft<sup>3</sup> atau 57.000  $\sqrt{f_c}$  untuk beban normal.

- b) Momen inersia dengan  $I_g$  = momen inersia penampang bruto terhadap sumbu pusat dengan mengabaikan penulangan :

**Tabel 2.11.** Momen Inersia

Nama Elemen	Momen Inersia
Balok	0.35 I <sub>g</sub>
Kolom	0.70 I <sub>g</sub>
Dinding tidak retak	0.70 I <sub>g</sub>
Dinding Retak	0.35 I <sub>g</sub>
Pelat lantai dan lantai dasar	0.25 I <sub>g</sub>

Dalam portal bergoyang untuk setiap kombinasi pembebanan perlu menentukan beban mana yang menyebabkan goyangan cukup berarti (kemungkinan beban lateral) dan mana yang tidak. Momen ujung terfaktor yang menyebabkan goyangan dinamakan M<sub>1s</sub> dan M<sub>2s</sub>, dan keduanya harus diperbesar karena pengaruh PΔ.

Momen ujung lain yang tidak menyebabkan goyang cukup berarti adalah M<sub>1ns</sub> dan M<sub>2ns</sub>. Momen ini ditentukan dari analisis orde pertama dan tidak perlu diperbesar. Pembesaran momen δ<sub>s</sub>M<sub>s</sub> dapat ditentukan dengan rumus berikut

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}} \geq M_s \quad \dots\dots\dots (2.37)$$

Dimana: P<sub>u</sub>= beban vertikal dalam lantai yang ditinjau

P<sub>c</sub>= beban tekuk Euler untuk semua kolom penahan goyangan

dalam lantai tersebut, dicari dengan rumus  $P_c = \frac{\pi EI}{(kl_u)^2}$

Sehingga momen desain yang digunakan harus dihitung dengan rumus:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$$

Kadang – kadang titik momen maksimum dalam kolom langsung dengan beban aksial tinggi akan berada di ujung – ujungnya, sehingga momen maksimum akan terjadi pada suatu titik di antara ujung kolom dan akan melampaui momen ujung maksimum lebih dari 5%. Hal ini terjadi bila :

$$\frac{l_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f_c' A_g}}} \dots\dots\dots (2.38)$$

Untuk kasus ini, momen desain ditentukan dengan rumus berikut:

$$M_c = \delta_{ns}(M_{2ns} + \delta_s M_{2s}) \dots\dots\dots (2.39)$$

Selain itu, portal bergoyang mungkin saja menjadi tidak stabil akibat beban gravitasi, sehingga harus dilakukan kontrol terhadap ketidakstabilan beban gravitasi. Portal menjadi tidak stabil akibat gravitasi apabila  $\delta_s > 2.5$ , sehingga portal harus diperkaku.

Desain kolom langsing sangat rumit dibandingkan dengan kolom pendek. Akibatnya akan bijaksana untuk mempertimbangkan penggunaan dimensi minimum sehingga tidak ada kolom yang langsing. Dengan cara ini kolom langsing hampir dapat dihindari sama sekali dalam bangunan berbentuk rata-rata. Misal, jika kita memiliki portal bergoyang, dan diasumsikan  $k = 1.2$ , perlu dipertahankan agar  $l_u/h$  sama dengan 6 atau lebih kecil. Jadi untuk kolom dengan tinggi bersih 10 ft, perlu menggunakan  $h$  minimum sekitar  $10 \text{ ft}/6 = 1.67 \text{ ft} = 20 \text{ inchi}$  dalam arah lentur untuk menghindari kolom langsing.

Penulangan dalam kolom juga merupakan salah satu faktor yang ikut membantu komponen beton dalam mendukung beban yang diterima. Penulangan pada kolom dibagi menjadi tiga jenis, diantaranya adalah:

1. Tulangan utama (*longitudinal reinforcing*).

Tulangan utama (*longitudinal reinforcing*) merupakan tulangan yang ikut mendukung beban akibat lentur (*bending*). Pada setiap penampang dari suatu komponen struktur luas, tulangan utama tidak boleh kurang dari:

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{2 f_y} b d \quad \text{Dan tidak lebih kecil dari: } A_s \text{ min} = \frac{1.4}{f_y} b d$$

Dimana:  $A_s$  = luas tulangan utama

$f_c'$  = tegangan nominal dari beton

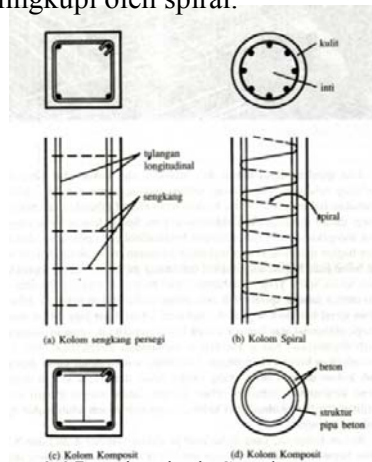
$f_y$  = tegangan leleh dari baja

$b$  = lebar penampang

$d$  = tinggi efektif penampang

Sebagai alternatif, untuk komponen struktur yang besar dan masif, luas tulangan yang diperlukan pada setiap penampang, positif atau negatif, paling sedikit harus sepertiga lebih besar yang diperlukan berdasarkan analisis.

Luas tulangan utama komponen struktur tekan non-komposit tidak boleh kurang dari 0.01 ataupun lebih dari 0.08 kali luas bruto penampang  $A_g$ . Jumlah minimum batang tulangan utama pada komponen struktur tekan adalah 4 untuk batang tulangan di dalam sengkang pengikat segiempat atau lingkaran, 3 untuk batang tulangan di dalam sengkang pengikat segitiga, dan 6 untuk batang tulangan yang dilingkupi oleh spiral.



Gambar 2.25 Jenis – jenis Sengkang Pengikat

Rasio tulangan spiral tidak boleh kurang dari nilai yang diberikan oleh persamaan:

$$\rho_s = 0.45 \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f_c'}{f_y'} \dots\dots\dots (2.40)$$

Dimana:  $\rho_s$  = rasio tulangan spiral

$A_g$  = luas kotor penampang

$A_c$  = luas bersih penampang beton

$f_c'$  = tegangan nominal dari beton

$f_y$  = kuat leleh tulangan spiral, tidak boleh lebih dari 400 MPa.

2. Tulangan geser (*shear reinforcing*).

Tulangan geser (*shear reinforcing*) merupakan tulangan yang ikut mendukung beban akibat geser (*shear*). Jenis tulangan geser dapat berupa:

- a. Sengkang yang tegak lurus terhadap sumbu aksial komponen struktur,
- b. Jaring kawat baja las dengan kawat – kawat yang dipasang tegak lurus terhadap sumbu aksial komponen struktur,
- c. Spiral, sengkang ikat bundar atau persegi.

Bila pada komponen struktur beton bertulang (prategang maupun non-prategang) bekerja gaya geser terfaktor  $V_u$  yang lebih besar dari setengah kuat geser yang disumbangkan oleh beton  $\Phi V_c$ , maka harus selalu dipasang tulangan geser minimum. Tulangan geser minimum dapat dihitung menggunakan persamaan :

$$A_v = \frac{75\sqrt{f_c'} b \times s}{1200 f_y} \dots\dots\dots (2.41)$$

$$A_v \geq \frac{1}{3} \frac{b \times s}{f_y} \dots\dots\dots (2.42)$$

- Dimana:  $A_v$  = luas tulangan geser  
 $f_c'$  = tegangan nominal dari beton  
 $f_y$  = tegangan leleh dari baja  
 $b$  = lebar penampang  
 $s$  = jarak antara tulangan geser

Perencanaan tulangan geser harus memperhatikan kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser dalam menahan beban. Bila digunakan tulangan geser yang tegak lurus terhadap sumbu aksial komponen struktur, maka perencanaan tulangan geser dapat dihitung menggunakan persamaan:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \dots\dots\dots (2.43)$$

$$V_s \leq \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} b \times d \dots\dots\dots (2.44)$$

- Dimana:  $V_s$  = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser  
 $A_v$  = luas tulangan geser  
 $f_c'$  = tegangan nominal dari beton  
 $f_y$  = tegangan leleh dari baja  
 $b$  = lebar penampang

- s = jarak antara tulangan geser
- d = tinggi efektif penampang

3. Tulangan puntir (*torsional reinforcing*).

Tulangan puntir (*torsional reinforcing*) merupakan tulangan yang ikut mendukung beban akibat puntir (torsi). Pengaruh puntir dapat diabaikan bila nilai momen puntir terfaktor  $T_u$  besarnya kurang daripada:

- a. Untuk komponen struktur non-prategang

$$\frac{\phi\sqrt{f_c'}}{12} \left[ \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right] \dots\dots\dots (2.45)$$

- b. Untuk komponen struktur non-prategang yang dibebani gaya tarik atau tekan aksial.

$$\frac{\phi\sqrt{f_c'}}{12} \left[ \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right] \sqrt{1 + \frac{3N_u}{A_g\sqrt{f_c'}}} \dots\dots\dots (2.46)$$

Tulangan yang dibutuhkan untuk menahan puntir harus ditentukan dari:

$$\phi T_n \geq T_u \dots\dots\dots (2.47)$$

Dengan  $T_u$  adalah momen puntir terfaktor pada penampang yang ditinjau dan  $T_n$  adalah kuat momen puntir nominal penampang. Tulangan sengkang untuk puntir harus direncanakan berdasarkan persamaan berikut:

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yv}}{s} \cot \theta \dots\dots\dots (2.48)$$

- Dimana:
- $T_n$  = kuat momen puntir nominal penampang
  - $A_o$  = luas bruto yang dibatasi oleh lintasan aliran geser
  - $A_t$  = luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak
  - $f_{yv}$  = kuat leleh tulangan sengkang torsi
  - s = jarak tulangan geser atau puntir dalam arah paralel dengan tulangan longitudinal

Dengan  $A_o$  dapat diambil sebesar 0.85  $A_{oh}$ . Nilai  $\theta$  boleh diambil sebesar :

- a. 37,50 untuk komponen struktur prategang dengan gaya prategang efektif tidak kurang daripada 40 % kuat tarik tulangan longitudinal.

- b.  $45^0$  untuk komponen struktur non prategang atau komponen struktur prategang dengan nilai prategang yang besarnya kurang daripada yang telah disebutkan di atas.

Tulangan longitudinal tambahan yang diperlukan untuk menahan puntir tidak boleh kurang daripada:

$$A_t = \frac{A_t}{s} p_h \left[ \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \right] \cot^2 \theta \dots\dots\dots (2.49)$$

Dimana:  $p_h$  = keliling dari garis pusat tulangan sengkang torsi terluar  
 $f_{yt}$  = kuat leleh tulangan torsi longitudinal

Luas minimum tulangan puntir harus disediakan pada daerah dimana momen puntir terfaktor  $T_u$  melebihi nilai yang disyaratkan. Luas minimum tulangan sengkang tertutup dapat dihitung dengan ketentuan:

$$A_v + 2A_t = \frac{75\sqrt{f_c'} b s}{1200 f_{yv}} \dots\dots\dots (2.50)$$

$$A_v + 2A_t \geq \frac{1}{3} \frac{b \times s}{f_{yv}} \dots\dots\dots (2.51)$$

Luas total minimum tulangan puntir longitudinal harus dihitung dengan ketentuan:

$$A_{t \min} = \frac{5\sqrt{f_c'} A_{cp}}{12 f_{yl}} - \left( \frac{A_t}{s} \right) p_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \dots\dots\dots (2.52)$$

$$\frac{A_t}{s} \geq \frac{b}{6 f_{yv}} \dots\dots\dots (2.53)$$

Dimana:  $A_{cp}$  = luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton  
 $f_{yl}$  = kuat leleh tulangan torsi longitudinal

**2.9. PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH (*Sub Structure*)**

**2.9.1. Fungsi dan Persyaratan Struktur Pondasi**

Pondasi merupakan struktur bawah yang berfungsi untuk meletakkan bangunan diatas tanah dan meneruskan beban ke tanah dasar. Beberapa persyaratan umum yang harus dipenuhi oleh pondasi antara lain :

1. Terhadap tanah dasar :
  - a. Pondasi harus mempunyai bentuk, ukuran dan struktur sedemikian rupa sehingga tanah dasar mampu memikul gay-gaya yang bekerja.

- b. Penurunan yang terjadi tidak boleh terlalu besar atau tidak merata.
  - c. Bangunan tidak boleh bergeser atau mengguling.
2. Terhadap struktur pondasi :
- Struktur pondasi harus cukup kuat sehingga tidak pecah akibat gaya yang bekerja.

Dalam merencanakan suatu struktur bawah dari konstruksi bangunan dapat digunakan beberapa macam tipe pondasi, pemilihan tipe pondasi didasarkan pada hal-hal sebagai berikut :

1. Fungsi bangunan atas
2. Besarnya beban dan berat dari bangunan atas
3. Keadaan tanah dimana bangunan tersebut akan didirikan
4. Jumlah biaya yang dikeluarkan

### 2.9.2. Pemilihan Bentuk Pondasi

Pemilihan bentuk pondasi dapat diklasifikasikan sebagai berikut :

1. Pondasi Dangkal: Bila tanah pendukung pondasi terletak pada permukaan tanah atau 2-3 meter di bawah permukaan tanah.
2. Pondasi Tiang atau Pondasi Tiang Apung (*floating pile foundation*) : Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman sekitar 10 meter dibawah permukaan tanah.
3. Tiang Pancang (*pile driven foundation*): Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman sekitar 20 meter dibawah permukaan tanah.
4. Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman sekitar 30 meter dibawah permukaan tanah : biasanya digunakan kaisan terbuka, tiang baja atau tiang yang dicor di tempat. Tetapi apabila tekanan atmosfer yang bekerja ternyata kurang dari  $3 \text{ kg/cm}^2$  digunakan kaisan tekanan.
5. Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman lebih dari 40 meter dibawah permukaan tanah : Dalam hal ini, yang paling baik tiang baja atau tiang beton yang dicor ditempat.



Berdasarkan data tanah diketahui bahwa tanah keras terdapat pada kedalaman 3 – 4 m. Dalam perencanaan gedung rusunawa ini digunakan pondasi Bor Pile, keuntungan pemakaian pondasi Bor Pile, antara lain :

1. Pembangunannya tidak menyebabkan getaran dan penggembungan tanah, seperti pada pemancangan pondasi tiang pancang.
2. Penggalian tidak mengganggu tanah di sekitarnya.
3. Biaya pelaksanaan umumnya relatif rendah, berhubung alat yang dipakai adalah alat ringan.
4. Kondisi-kondisi tanah atau batu pada dasar Bor Pile sering dapat diperiksa dan diuji secara fisik.
5. Alat gali tidak banyak menimbulkan suara.

### 2.9.3. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

#### A. Perhitungan Daya Dukung Vertikal Tiang Pancang

Analisis-analisis kapasitas daya dukung dilakukan dengan cara pendekatan untuk memudahkan perhitungan. Persamaan-persamaan yang dibuat dikaitkan dengan sifat - sifat tanah dan bentuk bidang geser yang terjadi saat keruntuhan.

#### 1. Berdasarkan hasil sondir

Tes Sondir atau Cone Penetration Test ( CPT ) pada dasarnya adalah untuk memperoleh tahanan ujung ( q ) dan tahanan selimut ( c ) sepanjang tiang. Tes sondir ini biasanya dilakukan pada tanah - tanah kohesif dan tidak dianjurkan pada tanah berkerikil dan lempung keras. Berdasarkan faktor pendukungnya, daya dukung tiang pancang dapat digolongkan sebagai berikut:

- **End Bearing Pile**

Tiang pancang yang dihitung berdasarkan tahanan ujung dan memindahkan beban yang diterima ke lapisan tanah keras di bawahnya.

Persamaan yang digunakan untuk menentukan daya dukung tanah terhadap tiang adalah

$$Q_{tiang} = \frac{A_{tiang} * p}{3}$$

Kemampuan tiang terdapat kekuatan bahan:

$$P_{\text{tiang}} = \text{Bahan} \times A_{\text{tiang}}$$

dengan:

$$Q_{\text{tiang}} = \text{Daya dukung keseimbangan tiang ( kN )}$$

$$A_{\text{tiang}} = \text{Luas permukaan tiang ( m )}$$

$$P = \text{Nilai conus hasil sondir ( kN/m )}$$

$$3 = \text{Faktor keamanan}$$

$$P_{\text{tiang}} = \text{Kekuatan yang diijinkan pada tiang pancang ( kg )}$$

$$\text{Bahan} = \text{Tegangan tekan ijin bahan tiang ( kg/cm )}$$

- **Friction Pile**

Jika pemancangan tiang sampai lapisan tanah keras sulit dilaksanakan karena letaknya sangat dalam, dapat dipergunakan tiang pancang yang daya dukungnya berdasarkan perletakan antara tiang dengan tanah (cleef).

Persamaan daya dukung yang diijinkan terhadap tiang adalah:

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{O * JHP}{5}$$

Dimana :

$$Q_{\text{tiang}} = \text{Daya dukung keseimbangan tiang ( kN)}$$

$$O = \text{Keliling tiang pancang ( m)}$$

$$JHP = \text{Total friction ( kN/m )}$$

$$5 = \text{Faktor Keamanan}$$

- **End Bearing And Friction Pile**

Jika perhitungan tiang pancang didasarkan terhadap tahanan ujung dan hambatan pelekat, persamaan daya dukung yang diijinkan adalah:

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A_{\text{tiang}} * p}{3} + \frac{O * C}{5}$$

dengan :

$$Q_{\text{tiang}} = \text{Daya dukung keseimbangan tiang ( kN)}$$

$$O = \text{Keliling tiang pancang ( m)}$$

$$JHP = \text{Total friction ( kN/m)}$$

### B. Daya Dukung Ijin Tiang Group ( $P_{all}$ Group)

Dalam pelaksanaan jarang dijumpai pondasi yang hanya terdiri dan satu tiang saja, tetapi terdiri dan kelompok tiang. Teori membuktikan dalam daya dukung kelompok tiang geser tidak sama dengan daya dukung tiang secara individu dikalikan jumlah tiang dalam kelompok, melainkan akan lebih kecil karena adanya faktor efisiensi.

$$Eff = 1 - \frac{\varphi}{90} \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{m * n} \right]$$

dimana :        m        : jumlah baris  
                   n        : jumlah tiang  
                    $\varphi$         : arc tan(d/s), dalam derajat  
                   d        : diameter tiang  
                   s        : jarak antar tiang

$$P_{all\ group} = Eff \times P_{all\ 1\ tiang} \text{ (daya dukung tiang tunggal)}$$

### C. $P_{max}$ Yang Terjadi Pada Tiang Akibat Pembebanan

$$P_{max} = \frac{\Sigma P_v}{n} \pm \frac{M_x * Y_{max}}{n_y \Sigma y^2} \pm \frac{M_y * X_{max}}{n_x \Sigma x^2}$$

Dimana:

$P_{max}$  : beban max yang diterima 1 tiang pancang  
 $\Sigma P_v$  : jumlah beban vertikal  
 n : banyaknya tiang pancang  
 $M_x$  : momen arah X  
 $M_y$  : momen arah Y  
 $X_{max}$  : absis max (jarak terjauh) tiang ke pusat berat kelompok tiang  
 $Y_{max}$  : ordinat max (jarak terjauh) tiang ke pusat berat kelompok tiang  
 $N_x$  : banyak tiang dalam satu baris arah x  
 $N_y$  : banyak tiang dalam satu baris arah y  
 $\Sigma y^2$  : jumlah kuadrat jarak arah Y (absis – absis) tiang  
 $\Sigma x^2$  : jumlah kuadrat jarak arah X (ordinat – ordinat) tiang  
 $P_{max}$  di dapat dari hasil output SAP 2000, dibandingkan  $P_{eff}$

#### D. KONTROL SETTLEMENT

Dalam kelompok tiang pancang (*pile group*) ujung atas tiang-tiang tersebut dihubungkan satu dengan yang lainnya dengan poer (*pile cap*) yang kaku untuk mempersatukan pile-pile menjadi satu-kesatuan yang kokoh. Dengan poer ini diharapkan bila kelompok tiang pancang tersebut dibebani secara merata akan terjadi penurunan yang merata pula.

Penurunan kelompok tiang pancang yang dipancang sampai lapisan tanah keras akan kecil sehingga tidak mempengaruhi bangunan di atasnya. Kecuali bila dibawah lapisan keras tersebut terdapat lapisan lempung, maka penurunan kelompok tiang pancang tersebut perlu diperhitungkan.

Pada perhitungan penurunan kelompok tiang pancang dengan tahanan ujung diperhitungkan merata pada bidang yang melalui ujung bawah tiang. Kemudian tegangan ini disebarkan merata ke lapisan tanah sebelah bawah dengan sudut penyebaran  $30^0$

Mekanisme penurunan pada pondasi tiang pancang dapat ditulus dalam persamaan :

$$S_r = S_i + S_c$$

Dimana :  $S_r$  = Penurunan total pondasi tiang

$S_i$  = Penurunan seketika pondasi tiang

$S_c$  = Penurunan konsolidasi pondasi tiang

##### 1. Penurunan seketika (*immediate settlement*)

Rumus yang digunakan :

$$S_i = q_n \cdot 2B \cdot \frac{1 - \mu \cdot 2}{E_u} \cdot I_p$$

Dimana :  $q_n$  = besarnya tekanan netto pondasi

$B$  = Lebar ekivalen dari pondasi rakit

$\mu$  = angka poisson, tergantung dari jenis tanah

$I_p$  = Faktor pengaruh, tergantung dari bentuk dan kekakuan pondasi

$E_u$  = sifat elastis tanah, tergantung dari jenis tanah

## 2. Penurunan Konsolidasi

Perhitungan dapat menggunakan rumus :

$$S_c = \frac{C_c \cdot H}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

$C_c$  = *compression index*

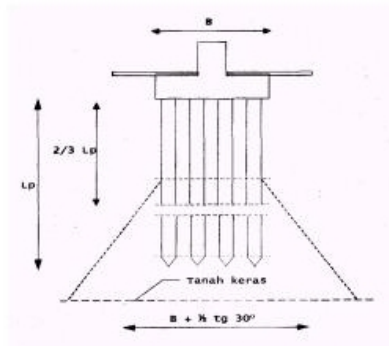
$e_0$  = *void ratio*

$p_0$  = tegangan efektif pada kedalaman yang ditinjau

$\Delta P$  = penambahan tegangan setelah ada bangunan

$H$  = tinggi lapisan yang mengalami konsolidasi

Gambar Dibawah ini menunjukkan mekanisme penurunan pada tiang pancang.



**Gambar 2.26** Penurunan Pada Tiang Pancang

Keterangan :

$L_p$  = kedalaman tiang pancang

$B$  = lebar poer

**E. Kontrol Gaya Horisontal**

Kontrol gaya horizontal dilakukan untuk mencari gaya horizontal yang dapat didukung oleh tiang. Dalam perhitungan digunakan metode dari Brooms

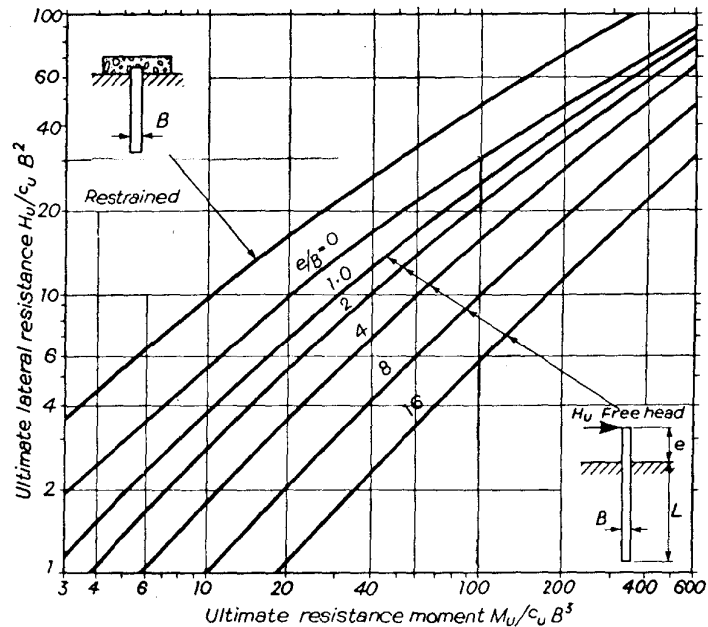


Fig. 6.29 Ultimate lateral resistance of long pile in cohesive soil related to ultimate resistance moment (after Brooms<sup>(6,7)</sup>)

**Gambar 2.27.** Grafik Brooms Untuk Tiang Panjang Dengan Tanah Kohesif

Cara menghitung gaya horizontal sementara yang diijinkan pada tiang pancang adalah sebagai berikut:

$$\frac{Mu}{Cu.d^3} = x, \text{ X dilihat pada grafik dan diplot sehingga diperoleh harga}$$

$$\frac{Hu}{Cu.d^2} = y$$

dari persamaan diatas dapat dicari Hu dan Hu<sub>ijin</sub>

Untuk menghitung Momen maksimum Brooms menggunakan persamaan:

$$Hu = \frac{2.Mu}{(1,5.d + 0,5.f)}$$

$$\text{Dengan } f = \frac{Hu}{9.Cu.d}$$

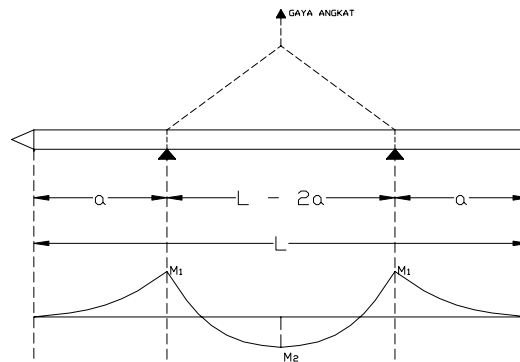
Cu = cohesi consolidation undrained (dilihat dari tabel)

d = diameter tiang

## F. Penulangan Tiang Pancang

### (a) Akibat Pengangkatan

#### Kondisi I



Gambar 2.10 Pengangkatan Tiang Pancang dengan 2 Titik

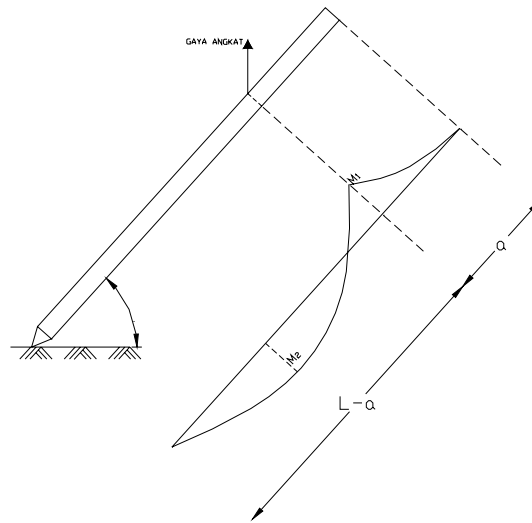
$$M_1 = \frac{1}{2} q \cdot a^2$$

$$M_2 = \frac{1}{8} \cdot \left( q(l-2a)^2 - \frac{1}{2} q \cdot a^2 \right)$$

$$\frac{1}{2} q \cdot a^2 = \frac{1}{8} \cdot \left( q(l-2a)^2 - \frac{1}{2} q \cdot a^2 \right)$$

$$4a^2 + 4aL - L^2 = 0$$

**Kondisi II**



**Gambar 2.29.** Pengangkatan Tiang Pancang dengan 1 Titik

$$M_1 = \frac{1}{2} * q * a$$

$$R_1 = \frac{1}{2} q(L-a) - \left( \frac{\frac{1}{2} L^2 - 2aL}{(L-a)} \right)^2 = \left( \frac{qL^2 - 2q * a * L}{2(L-a)} \right)$$

$$Mx = R_1 * x - \frac{1}{2} * q * x^2$$

$$M_{max} \rightarrow \frac{dMx}{dx} = 0$$

$$R_1 - qx = 0$$

$$x = \frac{R_1}{q} = \frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)}$$

$$\begin{aligned} M_{max} = M2 &= R \left( \frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)} \right) - \frac{1}{2} q * \left( \frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)} \right)^2 \\ &= \frac{1}{2} * \frac{q(L^2 - 2aL)}{2(L-a)} \end{aligned}$$

$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2} * qa^2 = \frac{1}{2} * \frac{q(L^2 - 2aL)}{2(L-a)}$$

$$2a^2 - 4aL + L^2 = 0$$



(b). **Akibat Pemancangan ( Tumbukan Hammer )**

Jenis yang digunakan tipe K-35 dengan berat hammer 3,5 ton, dihitung daya dukung satu tiang

Rumus tumbukan :

$$R = W_r \cdot H / \emptyset \cdot ( S + C )$$

Dengan :

R = Kemampuan daya dukung pile akibat tumbukan

W = Berat palu = 3,5 ton

H = Tinggi jatuh = 1,5 m

S = Final settlement rata-rata = 10 cm

C = Koefesien untuk double acting sistem hammer = 0,1