

## **BAB II**

### **LANDASAN TEORI**

#### **2.1. Struktur Beton Bertulang**

Penggunaan material yang mirip dengan beton sudah digunakan sejak zaman Romawi. Bangsa Romawi menemukan timbunan abu vulkanis dalam jumlah besar di sekitar lokasi Gunung Vesuvius serta beberapa tempat di Italia. Abu vulkanis yang dicampurkan dengan kapur dan air ini akan mengeras menyerupai batu alam, selanjutnya material ini digunakan sebagai bahan bangunan. Material pembentuk beton pada saat ini terdiri dari campuran pasir, kerikil, semen dan air, serta pada situasi tertentu beberapa macam bahan tambahan dicampurkan untuk memperbaiki sifat-sifat dari beton dengan tujuan meningkatkan *workability*, *durability*, serta waktu pengerasan beton. Beton memiliki sifat kuat tekan yang tinggi namun memiliki kuat tarik yang lemah. Tulangan baja yang ditambahkan dalam beton memberikan kuat tarik yang tidak dimiliki beton, selain itu tulangan baja juga mampu memikul beban tekan, seperti yang digunakan pada elemen struktur kolom.

Proses desain struktur di Indonesia menggunakan peraturan SNI 2847:2019 yang memiliki konsep perencanaan berbasis kekuatan, yaitu kekuatan rencana harus lebih besar dari kuat perlu. Desain struktur dilakukan melalui tahapan menentukan gaya-gaya dalam yang bekerja pada struktur tersebut dengan menggunakan metode analisis struktur dan menentukan dimensi dari setiap elemen struktur secara ekonomis dengan mempertimbangkan faktor keamanan, stabilitas, kemampuan layan dan fungsi dari struktur tersebut. Material beton bertulang memiliki keunggulan dan kekurangan yang dapat dijadikan sebagai pertimbangan dalam pemilihan material konstruksi.

Beberapa keuntungan penggunaan material beton bertulang adalah :

1. Memiliki kuat tekan yang tinggi
2. Memiliki ketahanan api yang lebih baik dari material baja
3. Membentuk struktur yang kaku
4. Memiliki umur layan yang panjang dengan biaya rendah
5. Dapat dicetak berbagai bentuk penampang

Disamping keunggulan-keunggulan tersebut, beton mempunyai beberapa kekurangan sebagai berikut :

1. Memiliki kuat tarik yang rendah.
2. Biaya pembuatan cetakan beton cukup tinggi.
3. Dimensi penampang struktur lebih besar dari material baja, sehingga struktur lebih berat.
4. Susut beton dan beban hidup mengakibatkan retakan.
5. Mutu beton tergantung pada proses pencampuran material.

### 2.1.1. Persyaratan Desain Beton Bertulang Terhadap Beban Gempa

Persyaratan desain penampang penampang beton bertulang yang direncanakan untuk memikul beban gempa ditentukan berdasarkan kategori desain seismik (KDS) dari struktur tersebut. Penentuan KDS berdasarkan parameter respons percepatan periode pendek ( $S_{DS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{D1}$ ). Desain struktur beton bertulang yang memikul beban gempa bumi harus memenuhi pasal 18 SNI 2847:2019 sesuai dengan KDS dari bangunan tersebut. Berikut merupakan tabel bagian pasal 18 yang harus dipenuhi dalam mendesain struktur tahan gempa :

Tabel 2.1 Penggunaan Pasal dalam SNI 2847:2019 terkait KDS

| Komponen yang menahan pengaruh gempa, kecuali jika dinyatakan sebaliknya | Kategori Desain Seismik |                 |                 |                                |
|--|-------------------------|-----------------|-----------------|--------------------------------|
|  | A<br>(Tidak ada)        | B<br>(18.2.1.3) | C<br>(18.2.1.4) | D<br>(18.2.1.5)                |
| Persyaratan analisis dan desain  | Tidak Ada               | 18.2.2          | 18.2.2          | 18.2.2,<br>18.2.4              |
| Material   |                         | Tidak ada       | Tidak ada       | 18.2.5 s.d<br>18.2.8           |
| Komponen sistem rangka pemikul momen                                     |                         | 18.3            | 18.4            | 18.6 s.d<br>18.9               |
| Dinding struktural dan balok kopel                                       |                         | Tidak ada       | Tidak ada       | 18.10                          |
| Dinding struktur pracetak  |                         | Tidak ada       | 18.5            | 18.5 <sup>[2]</sup> ,<br>18.11 |
| Diafragma dan rangka batang ( <i>trusses</i> )                           |                         | Tidak ada       | Tidak ada       | 18.12                          |

Tabel 2.1 (Lanjutan)

| Komponen yang menahan pengaruh gempa, kecuali jika dinyatakan sebaliknya                         | Kategori Desain Seismik |                 |                 |                 |
|--|-------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
|  | A<br>(Tidak ada)        | B<br>(18.2.1.3) | C<br>(18.2.1.4) | D<br>(18.2.1.5) |
| Fondasi  | Tidak Ada               | Tidak ada       | Tidak ada       | 18.13           |
| Komponen struktur rangka pemikul momen yang tidak ditetapkan sebagai sistem pemikul gaya sesimik |                         | Tidak ada       | Tidak ada       | 18.14           |
| Angkur   |                         | Tidak ada       | 18.2.3          | 18.2.3          |

(Sumber : SNI 2847:2019)

## 2.2. Pembebanan Struktur Beton Bertulang

Struktur beton bertulang gedung bertingkat direncanakan untuk dapat memikul dan menyalurkan beban-beban ke dalam tanah yang mempengaruhi struktur baik secara langsung maupun tidak langsung. Beban merupakan gaya luar yang bekerja pada struktur. Penentuan besarnya pembebanan yang bekerja selama umur layan merupakan suatu estimasi. Distribusi beban yang bekerja pada elemen-elemen memerlukan asumsi dan pendekatan dimana beban dari pelat lantai didistribusikan ke balok lalu ke kolom dan diteruskan ke tanah dasar melalui fondasi. Beban yang bekerja pada struktur dapat digolongkan menjadi beban gravitasi yang meliputi beban mati (*Dead Load*) dan beban hidup (*Live Load*), serta beban lateral yang meliputi beban gempa (*Eartquake*) dan beban angin (*Wind*).

Adapun acuan yang digunakan dalam merencanakan pembebanan adalah sebagai berikut :

1. Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung (SNI 2847:2019).
2. Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung (SNI 1726:2019).
3. Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain (SNI 1727:2020) serta PPPURG (SKBI – 1.3.53.1987).
4. Peraturan perencanaan bangunan baja Indonesia (PPBBI – 1984)

### 2.2.1. Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding dengan partisi tetap, *finishing*, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk beban derek dan sistem pengangkut material.

Penentuan beban mati untuk perancangan harus digunakan berat bahan dan konstruksi yang sebenarnya termasuk berat maksimum pengisi peralatan tetap, seperti kandungan cairan. Besarnya beban mati menggunakan nilai yang disetujui oleh pihak yang berwenang. Berikut merupakan tabel yang menampilkan berat dari komponen bangunan yang digunakan untuk menentukan beban mati.

Tabel 2.2 Berat Sendiri Bahan Bangunan

| No | Material  | Berat (Kg/m <sup>3</sup> ) |
|----|---|----------------------------|
| 1  | Baja  | 7850                       |
| 2  | Batu alam   | 2600                       |
| 3  | Batu belah, batu bulat, batu gunung ( berat tumpuk )      | 1500                       |
| 4  | Batu karang ( berat tumpuk )                              | 700                        |
| 5  | Batu pecah  | 1450                       |
| 6  | Besi tuang  | 7250                       |
| 7  | Beton   | 2200                       |
| 8  | Beton Bertulang   | 2400                       |
| 9  | Kayu ( kelas I )  | 1000                       |
| 10 | Kerikil, koral (kering udara sampai lembab, tanpa diayak) | 1650                       |
| 11 | Pasangan bata merah                                       | 1700                       |
| 12 | Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung              | 2200                       |
| 13 | Pasangan batu cetak                                       | 2200                       |
| 14 | Pasangan batu karang                                      | 1450                       |
| 15 | Pasir (kering udara sampai lembab)                        | 1600                       |
| 16 | Tanah lempung dan lanau ( kering udara sampai lembab)     | 1700                       |

Tabel 2.2 (Lanjutan)

| No | Material  | Berat (Kg/m <sup>3</sup> ) |
|----|---|----------------------------|
| 17 | Pasir (jenuh air)                                 | 1800                       |
| 18 | Pasir kerikil, koral (kering udara sampai lembab) | 1850                       |
| 19 | Tanah lempung dan lanau ( basah)                  | 2000                       |
| 20 | Timah hitam                                       | 11400                      |

(Sumber : PPURG SKBI-1.3.53.1987)

Tabel 2.3 Berat Sendiri Komponen Gedung

| No | Material   | Berat (Kg/m <sup>2</sup> ) |
|----|--|----------------------------|
| 1  | Adukan, per cm tebal   |                            |
|    | - Dari semen   | 21                         |
|    | - Dari kapur, semen merah atau tras  | 17                         |
| 2  | Aspal, termasuk bahan-bahan mineral penambah, per cm tebal   | 14                         |
| 3  | Dinding pasangan bata merah  |                            |
|    | - Satu bata  | 450                        |
|    | - Setengah bata  | 250                        |
| 4  | Dinding pasangan batako berlubang  |                            |
|    | - Tebal dinding 20 cm (HB 20)  | 200                        |
|    | - Tebal dinding 10 cm (HB 10)  | 120                        |
|    | Tanpa Lubang :   |                            |
|    | - Tebal dinding 15 cm  | 300                        |
|    | - Tebal dinding 10 cm  | 200                        |
| 5  | Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk-rusuknya tanpa penggantung langit-langit atau pengaku), terdiri dari : |                            |
|    | - Semen asbes (eternit dan bahan lain sejenis), dengan tebal maksimum 4 mm                                       | 11                         |
|    | - Kaca, dengan tebal 3 – 5 mm  | 10                         |
| 6  | Penutup atas sirap dengan reng dan usuk/kaso, per m <sup>2</sup> atap  | 40                         |
| 7  | Penutup atap seng gelombang (BJLS-25) tanpa gordeng  | 10                         |

Tabel 2.3 (Lanjutan)

|    |   |    |
|----|---|----|
| 8  | Lantai kayu sederhana dengan balok kayu, tanpa langit-langit dengan bentang maksimum 5 m dan untuk beban hidup maksimum 200 kg/m <sup>2</sup> | 40 |
| 9  | Penggantung langit-langit (dari kayu), dengan bentang maksimum 5 m dan jarak s.k.s. minimum 0,80 m  | 7  |
| 10 | Penutup atap genting dengan reng dan usuk/kaso per m <sup>2</sup> bidang atap   | 50 |
| 11 | Penutup lantai dari ubin semen portland, teraso dan beton, tanpa adukan, per cm tebal   | 24 |
| 12 | Penutup lantai dari ubin semen portland, teraso dan beton, tanpa adukan, per cm tebal   | 11 |

(Sumber : PPURG SKBI-1.3.53.1987)

### 2.2.2. Beban Hidup (*Live Load*)

Berdasarkan SNI 1727:2020 beban hidup merupakan beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan (beban angin, hujan, banjir dan gempa). Khusus pada atap terdapat beban hidup atap selama pelaksanaan pemeliharaan yang diakibatkan oleh pekerja, peralatan dan material, serta pada masa layan struktur yang diakibatkan oleh benda bergerak, seperti tanaman atau benda dekorasi kecil yang tidak berhubungan dengan penghunian.

Beban hidup yang digunakan dalam perancangan bangunan gedung dan struktur lain harus menggunakan beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung, tetapi tidak boleh kurang dari beban merata minimum yang ditetapkan dalam pasal 4.3 SNI 1727:2020. Berikut merupakan beban hidup pada lantai gedung berdasarkan SNI 1727:2020 yang disajikan dalam tabel dibawah ini.

Tabel 2.4 Beban Hidup Terdistribusi Merata L<sub>0</sub> dan Terpusat Minimum

| Hunian atau penggunaan          | Merata psf<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | Terpusat lb<br>(kN) |
|---------------------------------|------------------------------------|---------------------|
| Apartemen (lihat rumah tinggal) |                                    |                     |
| Sistem lantai akses             |                                    |                     |

|   |   |            |
|---|---|------------|
| Ruang kantor  | 50 (2,4)  | 2000 (8,9) |
| Ruang komputer  | 100 (4,79)  | 2000 (8,9) |
| Gudang persenjataan dan ruang latihan   | 150 (7,18) <sup>a</sup>   |            |
| Ruang pertemuan   |   |            |
| Kursi tetap (terikat di lantai)   | 60 (2,87) <sup>a</sup>  |            |
| Lobi  | 100 (4,79) <sup>a</sup>   |            |
| Kursi dapat dipindahkan   | 100 (4,79) <sup>a</sup>   |            |
| Panggung pertemuan  | 100 (4,79) <sup>a</sup>   |            |
| Lantai podium   | 150 (7,18) <sup>a</sup>   |            |
| Balkon dan dek  | 1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf (4,79 kN/m <sup>2</sup> ) |            |
| Jalur untuk akses pemeliharaan  | 40 (1,92)   | 300 (1,33) |
| Koridor   |   |            |
| Lantai pertama  | 100 (4,79) sama   |            |
| Lantai lain   | seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain  |            |
| Ruang makan dan restoran  | 100 (4,79) <sup>a</sup>   |            |
| Hunian (lihat rumah tinggal)  |   |            |
| Ruang mesin elevator (pada daerah 2 in. x 2 in. [50 mm x 50 mm])                            |   | 300 (1,33) |
| Konstruksi pelat lantai <i>finishing</i> ringan (pada daerah 1 in. x 1 in. [25 mm x 25 mm]) |   | 200 (0,89) |
| Jalur penyelamatan terhadap kebakaran   | 100 (4,79)  |            |
| Hunian satu keluarga saja   | 40 (1,92)   |            |
| Tangga permanen   | Lihat pasal 4.5 (SNI 1727:2020)   |            |

Tabel 2.4 (Lanjutan)

| <b>Hunian atau penggunaan</b>  | <b>Merata psf<br/>(kN/m<sup>2</sup>)</b>             | <b>Terpusat lb<br/>(kN)</b>               |
|--|--|---|
| Garasi/Parkir<br>Mobil penumpang saja<br>Truk dan bus  | 40 (1,92) <sup>a,b,c</sup>                           |   |
| Susunan tangga, rel pengamandan batang<br>pegangan   | Lihat pasal 4.5 (SNI 1727:2020)                      |   |
| Helipad  | 60 (2,87) <sup>d,e</sup> tidak<br>boleh direduksi    | e,f,g                                     |
| Rumah sakit :<br>Ruang operasi, laboratorium<br>Ruang pasien<br>Koridor diatas lantai pertama  | 60 (2,87)<br>40 (1,92)<br>80 (3,83)                  | 1000 (4,45)<br>1000 (4,45)<br>1000 (4,45) |
| Hotel (lihat rumah tinggal)  |  |   |
| Perpustakaan<br>Ruang baca<br>Ruang penyimpanan<br>Koridor diatas lantai pertama   | 60 (2,87)<br>150 (7,18) <sup>a, h</sup><br>80 (3,83) | 1000 (4,45)<br>1000 (4,45)<br>1000 (4,45) |
| Pabrik<br>Ringan<br>Berat  | 125 (6,00) <sup>a</sup><br>250 (11,97) <sup>a</sup>  | 2000 (8,90)<br>3000 (13,40)               |
| Gedung perkantoran :<br>Ruang arsip dan komputer harus<br>dirancang untuk beban yang lebih berat<br>berdasarkan pada perkiraan hunian<br>Lobi dan koridor lantai pertama | 100 (4,79)   | 2000 (8,90)                               |
| Kantor<br>Koridor diatas lantai pertama  | 50 (2,40)<br>80 (3,83)                               | 2000 (8,90)<br>2000 (8,90)                |
| Lembaga hukum<br>Blok sel<br>koridor   | 40 (1,92)<br>100 (4,79)                              |   |



Tabel 2.4 (Lanjutan)

| <b>Hunian atau penggunaan</b>  | <b>Merata psf<br/>(kN/m<sup>2</sup>)</b>  | <b>Terpusat lb<br/>(kN)</b> |
|--|---|-----------------------------|
| Tempat rekreasi  |   |                             |
| Tempat bowling, Kolam renang dan penggunaan yang sama                    | 75 (3,59) <sup>a</sup>                    |                             |
| Bangsai dansa dan Ruang dansa  | 100 (4,79) <sup>a</sup>                   |                             |
| Gimnasium  | 100 (4,79) <sup>a</sup>                   |                             |
| Tempat menonton baik terbuka atau tertutup                               | 100 (4,79) <sup>a,k</sup>                 |                             |
| Stadium dan tribun/arena dengan tempat duduk tetap (terikat pada lantai) | 60 (2,87) <sup>a,k</sup>                  |                             |
| Rumah tinggal  |   |                             |
| Hunian (satu keluarga dan dua keluarga)                                  |   |                             |
| Loteng yang tidak dapat didiami tanpa gudang                             | 10 (0,48) <sup>l</sup>                    |                             |
| Loteng yang tidak dapat didiami dengan gudang                            | 20 (0,96) <sup>m</sup>                    |                             |
| Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur                                | 30 (1,44)                                 |                             |
| Semua ruang kecuali tangga dan balkon                                    | 40 (1,92)                                 |                             |
| Semua hunian rumah tinggal lainnya                                       |   |                             |
| Ruang pribadi dan koridor yang melayani mereka                           | 40 (1,92)                                 |                             |
| Ruang publik <sup>a</sup> dan koridor yang melayani mereka               | 100 (4,79)                                |                             |
| Atap   |   |                             |
| Atap datar, berbubungan dan lengkung                                     | 20 (0,96) <sup>n</sup>                    |                             |
| Atap digunakan untuk taman atap  | 100 (4,79)                                |                             |
| Atap yang digunakan untuk tujuan lain                                    | Sama seperti hunian dilayani <sup>a</sup> |                             |

|   |  |  |
|---|--|--|
| Atap yang digunakan untuk hunian lainnya<br>Awning dan kanopi<br>Konstruksi pabrik yang didukung oleh struktur rangka kaku ringan<br>Rangka tumpu layar penutup   | 5 (0,24) tidak boleh direduksi<br>5 (0,24) tidak boleh direduksi dan berdasarkan luas tributari dari atap yang ditumpu oleh rangka | 200 (0,89)   |
| Semua konstruksi lainnya<br>Komponen struktur atap utama, yang berhubungan langsung dengan pekerjaan lantai<br>Titik panel tunggal dari batang bawah rangka atap atau setiap titik sepanjang komponen struktur utama yang mendukung atap diatas pabrik, gudang dan perbaikan garasi<br>Semua komponen struktur atap utama lainnya | 20 (0,96)  | 2000 (8,9)<br><br><br>300 (1,33)<br><br>300 (1,33) |
| Semua permukaan atap (beban pekerja)  |  |  |
| Sekolah<br>Ruang kelas<br>Koridor diatas lantai pertama<br>Koridor dilantai pertama   | 40 (1,92)<br>80 (3,83)<br>100 (4,79)   | 1000 (4,45)<br>1000 (4,45)<br>1000 (4,45)          |
| Bak-bak/ <i>scuttles</i> , rusuk untuk atap kaca dan langit-langit yang dapat diakses   |  | 200 (0,89)   |
| Pinggir jalan untuk pejalan kaki, jalan lintas kendaraan, dan lahan/jalan untuk truk-truk   | 250 (11,97) <sup>a,p</sup>   | 8000 (35,6) <sup>q</sup>                           |

Tabel 2.4 (Lanjutan)

| <b>Hunian atau penggunaan</b>  | <b>Merata psf<br/>(kN/m<sup>2</sup>)</b> | <b>Terpusat lb<br/>(kN)</b> |
|--|--|-----------------------------|
| Tangga dan jalan keluar  | 100 (4,79)                               | 300 <sup>r</sup>            |
| Rumah tinggal untuk satu dan dua keluarga saja   | 40 (1,92)                                | 300 <sup>r</sup>            |
| Gudang diatas langit-langit  | 20 (0,96)                                |                             |
| Gudang penyimpanan barang sebelum disalurkan ke pengecer (jika diantisipasi menjadi gudang penyimpanan, harus dirancang untuk beban lebih berat) |  |                             |
| Ringan   | 125 (6,00) <sup>a</sup>                  |                             |
| Berat  | 250 (11,97) <sup>a</sup>                 |                             |
| Toko   |  |                             |
| Eceran   |  |                             |
| Lantai pertama   | 100 (4,79)                               | 1000 (4,45)                 |
| Lantai diatasnya   | 75 (3,59)                                | 1000 (4,45)                 |
| Grosir, di semua lantai  | 125 (6,00) <sup>a</sup>                  | 1000 (4,45)                 |
| Penghalang kendaraan   | Lihat pasal 4.5 (SNI 1727:2020)          |                             |
| Susunan jalan dan panggung yang ditinggikan (selain jalan keluar)  | 60 (2,87)                                |                             |
| Pekarangan dan teras, jalur pejalan kaki   | 100 (4,79) <sup>a</sup>                  |                             |

(Sumber : SNI 1727:2020)

### 2.2.3. Beban Angin (*Wind Load*)

Beban angin adalah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh tekanan udara. Beban angin ditentukan dengan menganggap adanya tekanan positif dan tekanan negatif (isapan), yang bekerja tegak lurus pada bidang yang ditinjau. Analisis beban angin menggunakan sistem penahan gaya angin utama prosedur terarah. Beban angin desain minimum untuk bangunan gedung tertutup tidak boleh kecil dari 0,77 kN/m<sup>2</sup> dikalikan dengan luas dinding bangunan gedung dan 0,38 kN/m<sup>2</sup> dikalikan dengan luas atap bangunan gedung yang terproyeksikan pada bidang vertikal tegak lurus terhadap arah angin

yang di asumsikan. Berdasarkan SNI 1727:2020 untuk menghitung pengaruh angin pada struktur menggunakan parameter sebagai berikut :

1. Kecepatan angin dasar ( $V$ )

Kecepatan angin dasar ( $V$ ) yang digunakan dalam menentukan beban angin desain pada bangunan gedung dan struktur lain ditentukan dari data BMKG kecepatan angin harian rata-rata Kota Tasikmalaya.

2. Faktor arah angin ( $K_d$ )

Faktor arah angin ( $K_d$ ) ditentukan dari tabel dibawah ini. Efek arah angin dalam menentukan beban angin didasarkan pada analisis rasional dari kecepatan angin.

Tabel 2.5 Faktor Arah Angin

| <b>Tipe Struktur</b>   | <b>Faktor Arah Angin <math>K_d</math></b> |
|--|---|
| Bangunan Gedung  |   |
| Sistem Penahan Gaya Angin Utama (SPGAU)  | 0,85                                      |
| Komponen dan Klading (K&K)   | 0,85                                      |
| Atap Lengkung  | 0,85                                      |
| Kubah Berbentuk Bundar   | 1,0 <sup>a</sup>                          |
| Cerobong, Tangki dan Struktur Serupa   |   |
| Persegi  | 0,90                                      |
| Segi Enam  | 0,95                                      |
| Segi Delapan   | 1,0 <sup>a</sup>                          |
| Bundar   | 1,0 <sup>a</sup>                          |
| Dinding solid yang berdiri bebas, peralatan bagian atap dan panel petunjuk solid yang berdiri bebas serta panel petunjuk terikat | 0,85                                      |
| Panel petunjuk terbuka dan rangka terbuka bidang tunggal   | 0,85                                      |
| Rangka Batang Menara   |   |
| Segitiga, persegi atau persegi panjang   | 0,85                                      |
| Semua penampang lainnya  | 0,95                                      |

<sup>a</sup>Faktor arah angin  $K_d = 0,95$  diizinkan untuk struktur bundar atau struktur segi delapan dengan sistem struktur non-asimetris

### 3. Kategori eksposur

Untuk setiap arah angin yang diperhitungkan, eksposur arah melawan angin didasarkan pada kekasaran permukaan tanah yang ditentukan dari topografi alam, vegetasi, dan fasilitas yang telah dibangun. Berikut kategori kekasaran permukaan :

- Kekasaran Permukaan B : Daerah perkotaan dan pinggiran kota, daerah berhutan, atau daerah lain dengan penghalang berjarak dekat seukuran tempat tinggal keluarga-tunggal atau lebih besar dalam jumlah banyak.
- Kekasaran Permukaan C: Dataran terbuka dengan penghalang tersebar yang memiliki tinggi umumnya kurang dari 30 ft (9,1m). Kategori ini mencakup daerah terbuka datar dan padang rumput.
- Kekasaran Permukaan D: Permukaan datar, area tanpa halangan dan permukaan air. Kategori ini termasuk hamparan lumpur halus.

Berikut kategori eksposur :

- Eksposur B: Untuk bangunan gedung atau struktur lain dengan tinggi atap rata-rata kurang dari atau sama dengan 30 ft (9,1m), Eksposur B berlaku bilamana kekasaran permukaan tanah, sebagaimana ditentukan oleh Kekasaran Permukaan B, berlaku di arah melawan angin untuk jarak yang lebih besar dari 1.500 ft (457m). Untuk bangunan gedung atau struktur lain dengan tinggi atap rata-rata lebih besar dari 30 ft (9,1m), Eksposur B berlaku bilamana Kekasaran Permukaan B berada dalam arah melawan angin untuk jarak lebih besar dari 2.600 ft (792 m) atau 20 kali tinggi bangunan atau struktur, pilih yang terbesar.
- Eksposur C: Eksposur C berlaku untuk semua kasus di mana Eksposur B atau Eksposur D tidak berlaku.
- Eksposur D: Eksposur D berlaku bilamana kekasaran permukaan tanah, sebagaimana ditentukan oleh Kekasaran Permukaan D, berlaku di arah melawan angin untuk jarak yang lebih besar dari 5.000 ft (1.524m) atau 20 kali tinggi bangunan gedung atau tinggi struktur, pilih yang terbesar. Eksposur D juga berlaku bilamana kekasaran permukaan tanah dekat dari situs dalam arah melawan angin adalah B atau C, dan situs yang berada dalam jarak 600 ft (183 m) atau 20 kali tinggi bangunan gedung atau tinggi

struktur, pilih yang terbesar, dari kondisi Eksposur D sebagaimana ditentukan dalam kalimat sebelumnya.

4. Faktor topografi ( $K_{zt}$ )

Efek peningkatan kecepatan angin pada daerah perkotaan secara umum tidak menimbulkan perubahan mendadak pada topografi, maka nilai  $K_{zt} = 1,0$ .

5. Faktor elevasi permukaan tanah ( $K_e$ )

Faktor elevasi permukaan tanah untuk menyesuaikan densitas udara ( $K_e$ ) harus ditentukan sesuai dengan Tabel dibawah ini. Untuk semua elevasi, boleh diambil nilai  $K_e = 1$ .

Tabel 2.6 Faktor Elevasi Permukaan Tanah

| <b>Elevasi tanah di atas permukaan laut (m)</b> | <b>Faktor elevasi permukaan tanah (<math>K_e</math>)</b> |
|---|--|
| < 0   | Lihat catatan 2  |
| 0   | 1,00   |
| 305   | 0,96   |
| 610   | 0,93   |
| 914   | 0,90   |
| 1.219   | 0,86   |
| 1.524   | 0,83   |
| 1.829   | 0,80   |
| > 1.829   | Lihat catatan 2  |

Catatan :

- Perkiraan konservatif, boleh diambil  $K_e = 1,00$  dalam semua kasus.
- Faktor  $K_e$  harus ditentukan dari tabel di atas dengan menggunakan interpolasi atau dari rumus berikut untuk semua elevasi :

$$K_e = e^{-0,00011z_g} \quad (z_g = \text{elevasi tanah di atas permukaan laut dalam m}).$$

- Dalam semua kasus  $K_e$  boleh diambil sebesar 1,00.

6. Faktor efek hembusan angin (G)

Faktor efek hembusan angin untuk suatu bangunan gedung dan struktur lain yang kaku boleh diambil sebesar 0,85.

7. Koefisien eksposur tekanan kecepatan

Berdasarkan kategori eksposur yang sudah ditentukan, koefisien eksposur tekanan kecepatan ( $K_z$  atau  $K_h$ ) ditentukan dari dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$\text{Untuk, } 4,6\text{m} \leq z \leq z_g : K_z = 2,0I(z/z_g)^{2/\alpha}$$

$$\text{Untuk, } z < 4,6\text{m} : K_z = 2,0I(15/z_g)^{2/\alpha}$$

Nilai  $\alpha$  dan  $z_g$  ditentukan dengan tabel berikut :

Tabel 2.7 Nilai  $\alpha$  dan  $z_g$

| Eksposur | $\alpha$ | $z_g$ (m) |
|----------|----------|-----------|
| B        | 7,0      | 365,76    |
| C        | 9,5      | 274,32    |
| D        | 11,5     | 213,36    |

#### 8. Koefisien tekanan internal ( $GC_{pi}$ )

Koefisien tekanan internal ( $GC_{pi}$ ) harus ditentukan dari Tabel dibawah ini berdasarkan pada klasifikasi ketertutupan bangunan gedung ditentukan dari Pasal 26.12.

Tabel 2.8 Koefisien tekanan internal, ( $GC_{pi}$ )

| Klasifikasi Ketertutupan | Kriteria untuk Klasifikasi Ketertutupan   | Koefisien Tekanan Internal, ( $GC_{pi}$ ) |
|--------------------------|---|---|
| Tertutup                 | $A_o$ kurang dari terkecil $0,01A_g$  | -0,18                                     |
|                          | Atau $0,37\text{m}^2$ dan $A_{oi}/A_{gi} \leq 0,2$  | -0,18                                     |
| Tertutup Sebagian        | $A_o > 1,1 A_{oi}$ dan $A_o >$ terkecil dari $0,01 A_g$   | -0,55                                     |
|                          | Atau $0,37\text{m}^2$ dan $A_{oi}/A_{gi} \leq 0,2$  | -0,55                                     |
| Terbuka Sebagian         | Bangunan yang tidak sesuai dengan Klasifikasi tertutup, tertutup sebagian, atau klasifikasi terbuka | -0,18                                     |
|                          |   | -0,18                                     |
| Terbuka                  | Setiap dinding minimal terbuka 80 %   | 0,00                                      |

Untuk bangunan tertutup sebagian yang memiliki sebuah ruangan besar tanpa sekat, koefisien tekanan internal, ( $GC_{pi}$ ), harus dikalikan dengan faktor reduksi,  $R_i$  berikut ini :

$$R_i = 0,5 \left( 1 + \frac{I}{\sqrt{I + \frac{V_i}{22,800A_{og}}}} \right) < 1,0 \dots\dots\dots(2.1)$$

dimana :

$A_{og}$  = luas total bukaan pada amplop bangunan gedung (dinding-dinding dan atap, dalam  $ft^2$  )

$V_i$  = volume internal ruang tanpa partisi, dalam  $ft^3$

#### 9. Koefisien tekanan eksternal ( $C_p$ )

Koefisien tekanan eksternal dibagi menjadi koefisien untuk dinding dan atap, nilai  $C_p$  ditentukan berdasarkan tabel berikut :

Tabel 2.9 Koefisien Tekanan Eksternal Dinding ( $C_p$ )

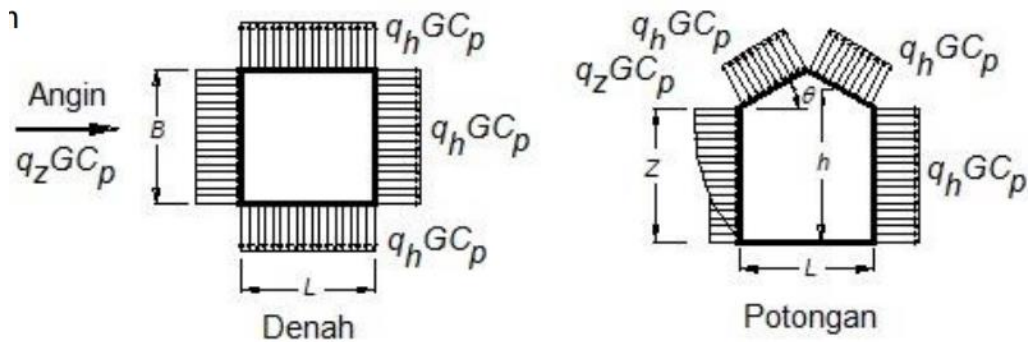
| Koefisien tekanan dinding ( $C_p$ ) |               |       |                  |
|-------------------------------------|---------------|-------|------------------|
| Permukaan                           | L/B           | $C_p$ | Digunakan dengan |
| Angin datang                        | Seluruh Nilai | 0,8   | $q_z$            |
| Angin pergi                         | 0 – 1         | - 0,5 | $q_h$            |
|                                     | 2             | - 0,3 | $q_h$            |
|                                     | $\geq 4$      | - 0,2 | $q_h$            |
| Dinding Tepi                        | Seluruh nilai | - 0,7 | $q_h$            |

Tabel 2.10 Koefisien Tekanan Eksternal Atap ( $C_p$ )

| Koefisien tekanan atap ( $C_p$ ) untuk digunakan $q_h$     |             |                           |                  |                  |                           |      |           |
|--|-------------|---------------------------|------------------|------------------|---------------------------|------|-----------|
| Arah Angin   | h/L         | Di sisi angin datang      |                  |                  | Di sisi angin pergi       |      |           |
|  |             | Sudut, $\theta$ (derajat) |                  |                  | Sudut, $\theta$ (derajat) |      |           |
|  |             | 10                        | 15               | 20               | 10                        | 15   | $\geq 20$ |
| Tegak lurus terhadap bubungan untuk $\theta \geq 10^\circ$ | $\leq 0,25$ | -0,7                      | -0,5             | -0,3             | -0,3                      | -0,5 | -0,6      |
|  | 0,5         | -0,18                     | 0,0 <sup>a</sup> | 0,2              |                           |      |           |
|  |             | -0,9                      | -0,7             | -0,4             |                           |      |           |
|  | $\geq 1$    | -0,18                     | -0,18            | 0,0 <sup>a</sup> | -0,5                      | -0,5 | -0,6      |
|  |             | -1,3 <sup>b</sup>         | -1,0             | -0,7             |                           |      |           |
|  |             | -0,18                     | -0,18            | -0,18            | -0,7                      | -0,6 | -0,6      |



Berikut gambar sistem penahan gaya angin utama :



Gambar 2.1 Sistem Penahan Gaya Angin Utama

Perhitungan tekanan angin desain untuk SPGAU bangunan gedung pada semua ketinggian dalam lb/ft<sup>2</sup> (N/m<sup>2</sup>) harus ditentukan oleh persamaan berikut :

$$p = q G C_p - q_i (G C_{pi}) \dots\dots\dots (2.2)$$

Tekanan kecepatan velositas sebagai berikut :

$$q_z = 0,613 K_z K_{zt} K_d K_e V^2 \text{ (N/m}^2\text{)} \quad V \text{ dalam m/s} \dots\dots\dots (2.3)$$

Dimana :

$q$  =  $q_z$  untuk dinding sisi angin datang dan  $q_h$  untuk dinding sisi angin pergi

$G$  = Faktor efek-hembusan angin

$C_p$  = Koefisien tekanan eksternal

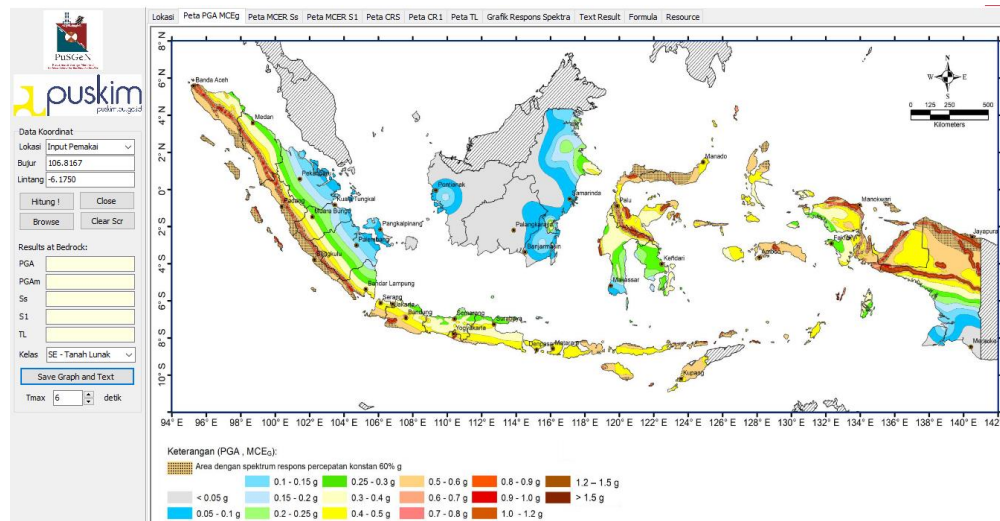
#### 2.2.4. Beban Gempa (*Earthquake*)

Beban gempa merupakan beban dalam arah horizontal maupun vertikal dari struktur yang ditimbulkan oleh gerakan tanah akibat gempa bumi. Berdasarkan SNI 1726:2019 gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlampaui besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2%. Perencanaan struktur tahan gempa bertujuan untuk mencegah terjadinya keruntuhan struktur yang dapat berakibat fatal.

Beban gempa yang bekerja pada struktur dianalisis menggunakan prosedur gaya lateral statik ekuivalen dan menggunakan analisis dinamik spektrum respons ragam. Prosedur analisa dan desain sismik yang digunakan dalam perencanaan struktur bangunan gedung mengacu pada SNI 1726:2019 mengenai perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan nongedung. Berikut merupakan parameter-parameter yang digunakan dalam analisa beban gempa :

## 1. Peta Zonasi Gempa Indonesia

Wilayah Indonesia dipetakan berdasarkan tingkat resiko gempa yang ditentukan atas dasar besarnya percepatan puncak batuan dasar (*Peak Ground Acceleration, PGA*). Berikut merupakan gambar peta kegempaan Indonesia :



Gambar 2.2 Peta PGA MCEg

(Sumber : SNI 1726:2019)

## 2. Kategori Resiko Bangunan dan Keutamaan Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2019 penggolongan kategori resiko bangunan dan faktor keutamaan gempa disajikan dalam tabel berikut :

Tabel 2.11 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Nongedung

| Jenis Pemanfaatan   | Kategori Resiko | Faktor Keutamaan Gempa |
|---|-----------------|------------------------|
| Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan.                          | I               | 1,00                   |
| Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk kategori resiko I, III dan IV.  | II              | 1,00                   |
| Gedung dan non gedung yang memiliki resiko terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan.                                 | III             | 1,25                   |
| Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk dalam kategori resiko IV. | IV              | 1,50                   |

### 3. Klasifikasi situs dan Koefisien situs

Penentuan klasifikasi situs berguna untuk memberikan kriteria desain seismik berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan. Perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan, profil tanah harus diklasifikasikan sesuai dengan tabel dibawah, berdasarkan profil tanah lapisan 30 m paling atas. Penetapan kelas situs harus melalui penyelidikan tanah di lapangan dan di laboratorium. Berikut merupakan tabel klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2019 :

Tabel 2.12 Klasifikasi Situs

| Kelas Situs  | $\bar{V}_s (m/s)$  | $\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$ | $\bar{S}_u (kPa)$ |
|--|--|-------------------------------|-------------------|
| SA (batuan keras)  | >1500 m/s  | N/A                           | N/A               |
| SB (batuan)  | 750 - 1500 m/s   | N/A                           | N/A               |
| SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)  | 350 – 750 m/s  | >50                           | $\geq 100$        |
| SD (tanah sedang)  | 175 – 350 m/s  | 15 – 50                       | 50 – 100          |
| SE (tanah lunak)   | < 175 m/s  | < 15                          | < 50              |
|  | Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Indeks plastisitas, <math>PI &gt; 20</math></li> <li>2. Kadar air, <math>w \geq 40\%</math></li> <li>3. Kuat geser niralir <math>\bar{S}_u &lt; 25</math> kPa</li> </ol>   |                               |                   |
| SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respons spesifik-situs yang mengikuti 6.9) | Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah.</li> <li>- Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan <math>H &gt; 3</math> m)</li> </ul> |                               |                   |

Tabel 2.13 (lanjutan)

| Kelas Situs | $\bar{V}_s (m / s)$   | $\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$ | $\bar{S}_u (kPa)$ |
|-------------|---|-------------------------------|-------------------|
|             | <ul style="list-style-type: none"> <li>- Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan <math>H &gt; 7,5</math> m dengan indeks plastisitas, <math>PI &gt; 75</math>).</li> <li>- Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan <math>H &gt; 35</math> m dengan <math>\bar{S}_u &lt; 50</math> kPa.</li> </ul> |                               |                   |

(Sumber : SNI 1726:2019)

Penentuan koefisien situs dan parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget ( $MCE_R$ ) di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek ( $F_a$ ) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik ( $F_v$ ). Berikut dibawah ini tabel nilai koefisien situs ( $F_a$  dan  $F_v$ ) berbagai kelas yang ada.

Tabel 2.14 Koefisien Situs  $F_a$ 

| Kelas<br>Situs | Parameter Respons Spektral percepatan gempa $MCE_R$<br>terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$ |             |              |           |              |                |
|----------------|---|-------------|--------------|-----------|--------------|----------------|
|                | $S_s \leq 0,25$   | $S_s = 0,5$ | $S_s = 0,75$ | $S_s = 1$ | $S_s = 1,25$ | $S_s \geq 1,5$ |
| <b>SA</b>      | 0,8   | 0,8         | 0,8          | 0,8       | 0,8          | 0,8            |
| <b>SB</b>      | 0,9   | 0,9         | 0,9          | 0,9       | 0,9          | 0,9            |
| <b>SC</b>      | 1,3   | 1,3         | 1,2          | 1,2       | 1,2          | 1,2            |
| <b>SD</b>      | 1,6   | 1,4         | 1,2          | 1,1       | 1,0          | 1,0            |
| <b>SE</b>      | 2,4   | 1,7         | 1,3          | 1,1       | 0,9          | 0,8            |
| <b>SF</b>      | $S_s^{(a)}$   |             |              |           |              |                |

(Sumber : SNI 1726:2019)

Catatan :

- (a) Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik.
- (b) Untuk nilai antara  $S_s$  dapat dilakukan dengan interpolasi linier.

Tabel 2.15 Koefisien Situs Fv

| Kelas<br>Situs | Parameter Respons Spektral percepatan gempa MCE <sub>R</sub><br>terpetakan pada periode, T=1 detik, S <sub>1</sub> |                      |                      |                      |                      |                      |
|----------------|--|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
|                | S <sub>1</sub> ≤ 0,1   | S <sub>1</sub> = 0,2 | S <sub>1</sub> = 0,3 | S <sub>1</sub> = 0,4 | S <sub>1</sub> = 0,5 | S <sub>1</sub> ≥ 0,6 |
| SA             | 0,8  | 0,8                  | 0,8                  | 0,8                  | 0,8                  | 0,8                  |
| SB             | 0,8  | 0,8                  | 0,8                  | 0,8                  | 0,8                  | 0,8                  |
| SC             | 1,5  | 1,5                  | 1,5                  | 1,5                  | 1,5                  | 1,4                  |
| SD             | 2,4  | 2,2                  | 2,0                  | 1,9                  | 1,8                  | 1,7                  |
| SE             | 4,2  | 3,3                  | 2,8                  | 2,4                  | 2,2                  | 2,0                  |
| SF             | S <sub>s</sub> <sup>(a)</sup>  |                      |                      |                      |                      |                      |

(Sumber : SNI 1726:2019)

Catatan :

- (a) Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik.
- (b) Untuk nilai antara S<sub>s</sub> dapat dilakukan dengan interpolasi linier.

Nilai Fa dan Fv digunakan untuk mengitung parameter respons percepatan pada periode pendek (S<sub>MS</sub>) dan pada periode (S<sub>M1</sub>), ditentukan sebagai berikut :

$$S_{MS} = F_a S_s \dots\dots\dots(2.4)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \dots\dots\dots(2.5)$$

Dimana:

S<sub>s</sub> = parameter respons spektral percepatan gempa MCE<sub>R</sub> terpetakan periode pendek,

S<sub>1</sub> = parameter respons spektral percepatan gempa MCE<sub>R</sub> terpetakan periode 1 detik.

**4. Parameter Percepatan Spektral Desain**

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (S<sub>DS</sub>) dan pada periode 1 detik (S<sub>D1</sub>) harus ditentukan melalui perumusan berikut ini :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots(2.6)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots\dots\dots(2.7)$$

**5. Spektrum Respons Desain**

Spektrum respons desain dibentuk setelah nilai dari  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$  dihitung. Kurva spektrum respons desain dikembangkan dengan mengacu kepada gambar dibawah ini dan mengikuti ketentuan dibawah ini :

1. Untuk  $T \leq T_0$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , harus diambil dari persamaan :

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots\dots\dots (2.8)$$

dengan :

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.9)$$

$T$  = waktu getar alami, dinyatakan dalam detik.

2. Untuk  $T_0 \leq T \leq T_s$ , spektrum respons percepatan desain  $S_a$ , sama dengan  $S_{DS}$ , dengan :

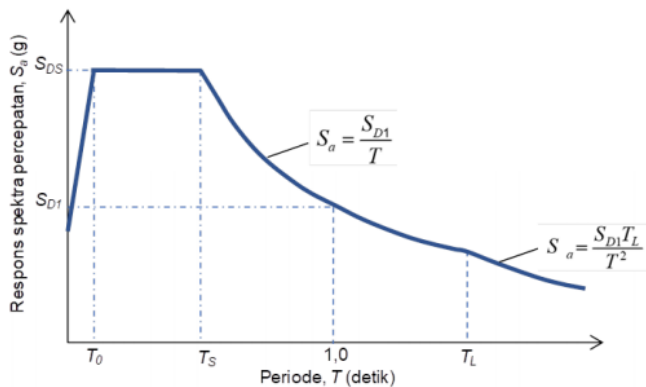
$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.10)$$

3. Untuk periode yang lebih besar  $T_s$  dan lebih kecil atau sama dengan  $T_L$ , spektrum respon desain ( $S_a$ ) diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots (2.11)$$

4. Untuk periode lebih besar dari  $T_L$ , respons spektral percepatan desain,  $S_a$ , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \dots\dots\dots (2.12)$$



Gambar 2.3 Grafik Spektrum Respons Desain

## 6. Kategori Desain Seismik

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik yang mengikuti SNI 1726:2019. Kategori desain seismik dinyatakan dalam huruf A sampai F, dengan huruf A dikategorikan sebagai risiko gempa paling kecil. Struktur dengan kategori risiko I, II, atau III yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada periode 1 detik,  $S_1 \geq 0,75$  harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik E. Struktur yang berkategori risiko IV yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada periode 1 detik,  $S_1 \geq 0,75$  harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik F. Semua struktur lainnya harus ditetapkan kategori desain seismiknya berdasarkan kategori risiko dan parameter respons spektral percepatan desain,  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$ . Struktur yang masuk kedalam dua KDS, maka struktur harus ditetapkan ke dalam kategori desain seismik yang lebih parah. Berikut merupakan KDS berdasarkan nilai  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$  yang disajikan dalam tabel dibawah ini.

Tabel 2.16 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Perioda Pendek ( $S_{DS}$ )

| Nilai $S_{DS}$             | Kategori Risiko    |    |
|----------------------------|--------------------|----|
|                            | I atau II atau III | IV |
| $S_{DS} < 0,167$           | A                  | A  |
| $0,167 \leq S_{DS} < 0,33$ | B                  | C  |
| $0,33 \leq S_{DS} < 0,50$  | C                  | D  |
| $0,50 \leq S_{DS}$         | D                  | D  |

Tabel 2.17 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Perioda 1 detik ( $S_{D1}$ )

| Nilai $S_{D1}$              | Kategori Risiko    |    |
|-----------------------------|--------------------|----|
|                             | I atau II atau III | IV |
| $S_{D1} < 0,067$            | A                  | A  |
| $0,067 \leq S_{D1} < 0,133$ | B                  | C  |
| $0,133 \leq S_{D1} < 0,20$  | C                  | D  |
| $0,20 \leq S_{D1}$          | D                  | D  |

(Sumber : SNI 1726:2019)

## 7. Pemilihan Sistem Struktur

Sistem struktur gedung dibentuk oleh komponen balok, kolom, pelat dan dinding geser. Sistem struktur penahan gaya gempa lateral dan vertikal harus dipilih sesuai KDS dan ketinggian strukturnya. Setiap sistem pemikul gaya seismik yang dipilih harus didesain dan didetailkan sesuai dengan persyaratan khusus. Sistem struktur memiliki beberapa jenis yaitu sistem dinding penumpu (SDP), sistem rangka gedung (SRG), sistem rangka pemikul momen (SRPM) berdasarkan SNI 1726 terdapat 3 jenis SRPM yaitu SRPMB (B=Biasa), SRPMM (M=Menengah), SRPMK (K=Khusus) SRPMB tidak perlu pendetailan khusus. SRPMM dan SRPMK harus memenuhi persyaratan pendetailan. dan sistem ganda (SG) yang terdiri dari rangka ruang lengkap berupa SRPM yang memikul beban gravitasi dan dinding geser memikul beban lateral. Tipe-tipe sistem struktur yang dipilih harus mengacu pada tabel dibawah ini sesuai SNI 1726.

Tabel 2.18 Faktor  $R$ ,  $\Omega_0$ ,  $C_d$  untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

| Sistem pemikul gaya seismik          | Koefisien modifikasi respons, $R^a$ | Faktor kuat lebih sistem, $\Omega_0^b$ | Faktor pembesaran defleksi, $C_d^c$ | Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n$ (m) <sup>d</sup> |    |                |                |                |
|--------------------------------------|-------------------------------------|--|-------------------------------------|---|----|----------------|----------------|----------------|
|                                      |                                     |  |                                     | Kategori desain seismik   |    |                |                |                |
|                                      |                                     |  |                                     | B   | C  | D <sup>e</sup> | E <sup>e</sup> | F <sup>f</sup> |
| <b>Sistem Rangka Pemikul Momen</b>   |                                     |  |                                     |   |    |                |                |                |
| Rangka beton pemikul momen khusus    | 8                                   | 3                                      | 5½                                  | TB  | TB | TB             | TB             | TB             |
| <b>Sistem ganda dengan SRPMK</b>     |                                     |  |                                     |   |    |                |                |                |
| Dinding geser beton bertulang khusus | 7                                   | 2½                                     | 5½                                  | TB  | TB | TB             | TB             | TB             |

(Sumber : SNI 1726:2019)

## 8. Ketidakberaturan Struktur

Struktur harus diklasifikasikan beraturan atau tidak beraturan berdasarkan pada kriteria dalam pasal 7.3.2 SNI 1726:2019. Klasifikasi tersebut harus didasarkan pada konfigurasi horizontal dan vertikal dari struktur. Struktur yang mempunyai satu atau lebih tipe ketidakberaturan seperti yang terdapat dalam Tabel 13 dan 14 SNI 1726:2019 harus dinyatakan mempunyai ketidakberaturan



struktur horizontal dan ketidakberaturan struktur vertikal. Struktur-struktur yang didesain untuk kategori desain seismik sebagaimana yang terdapat dalam Tabel 13 dan tabel 14 harus memenuhi persyaratan dalam pasal-pasal yang dirujuk dalam tabel tersebut. Ketidakberaturan struktur vertikal tipe 1a, 1b atau 2 tidak perlu ditinjau jika tidak ada rasio simpangan antar lantai akibat gaya seismik lateral desain yang nilainya lebih besar dari 130% rasio simpangan antar lantai tingkat di atasnya. Pengaruh torsi tidak perlu ditinjau pada perhitungan simpangan antar lantai. Berikut merupakan tabel yang menunjukkan ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan struktur vertikal berdasarkan SNI 1726:2019 :

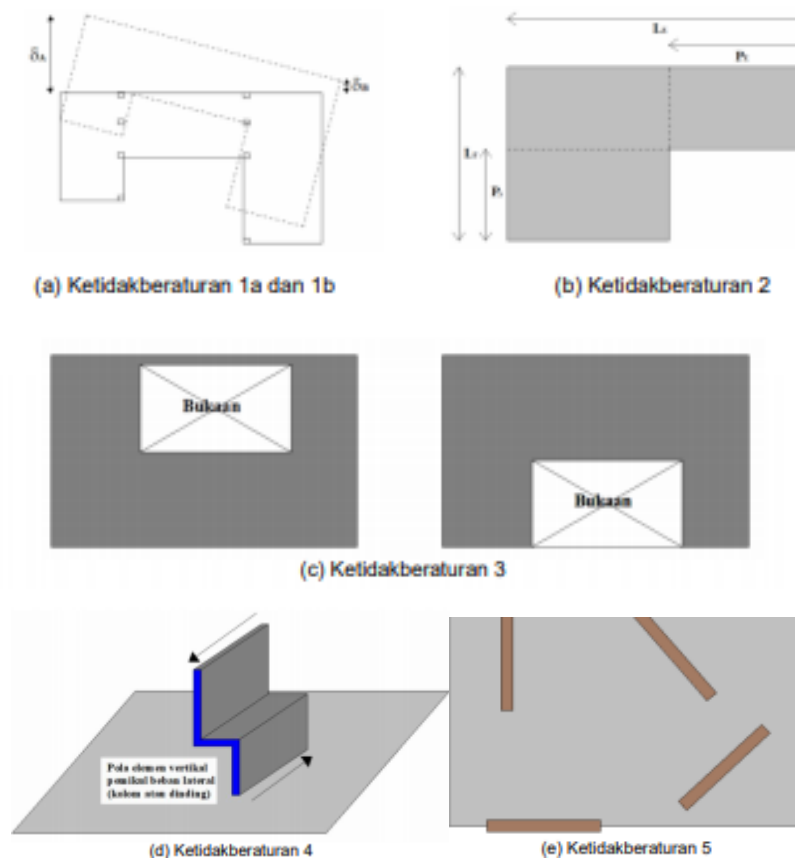
Tabel 2.19 Ketidakberaturan Horizontal pada Struktur

|     | <b>Tipe dan penjelasan ketidak beraturan</b>  | <b>Pasal referensi</b>  | <b>Penerapan KDS</b>   |
|-----|---|---|--|
| 1a. | Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$ , di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku. | 7.3.3.4<br>7.7.3<br>7.8.4.3<br>7.12.1<br>Tabel 16<br>11.3.4                       | D, E, dan F<br>B, C, D, E, dan F<br>C, D, E, dan F<br>C, D, E, dan F<br>D, E, dan F<br>B, C, D, E, dan F |
| 1b. | Ketidakberaturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$ , di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan  | 7.3.3.1<br>7.3.3.4<br>7.3.4.2<br>7.7.3<br>7.8.4.3<br>7.12.1<br>Tabel 16<br>11.3.4 | E dan F<br>D<br>B, C, dan D<br>C dan D<br>C dan D<br>D<br>B, C, dan D                                    |

|    |  |   |  |
|----|--|---|--|
|    | ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.   |   |  |
| 2. | Ketidakteraturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.  | 7.3.3.4<br>Tabel 16                               | D, E, dan F<br>D, E, dan F   |
| 3. | Ketidakteraturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya | 7.3.3.4<br>Tabel 16                               | D, E, dan F<br>D, E, dan F   |
| 4. | Ketidakteraturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.   | 7.3.3.3<br>7.3.3.4<br>7.7.3<br>Tabel 16<br>11.3.4 | B, C, D,E, dan F<br>D, E, dan F<br>B, C, D, E, dan F<br>D, E, dan F<br>B, C, D, E, dan F |
| 5. | Ketidakteraturan sistem nonparalel didefninisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik.  | 7.5.3<br>7.7.3<br>Tabel 16<br>11.3.4              | C, D, E, dan F<br>B, C, D, E, dan F<br>D, E, dan F<br>B, C, D, E, dan F                  |

(Sumber : SNI 1726:2019)

Berikut merupakan gambar ketidakberaturan horizontal pada struktur :



Gambar 2.4 Ketidakberaturan Horizontal pada Struktur

(Sumber : SNI 1726:2019)

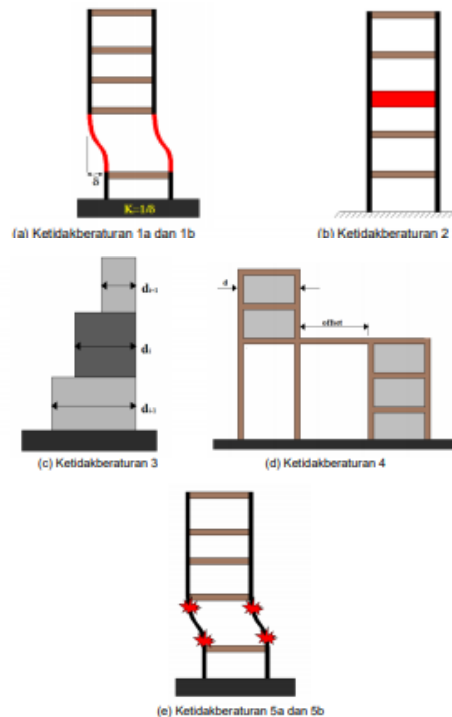
Tabel 2.20 Ketidakberaturan Vertikal pada Struktur

|     | <b>Tipe dan penjelasan ketidak beraturan</b>  | <b>Pasal referensi</b> | <b>Penerapan KDS</b>  |
|-----|---|------------------------|-----------------------|
| 1a. | Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. | Tabel 16               | D, E, dan F           |
| 1b. | Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau   | 7.3.3.1<br>Tabel 16    | E dan F<br>D, E dan F |

|     |   |                                |   |
|-----|---|--------------------------------|---|
|     | kurang dari 70 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.  |                                |   |
| 2.  | Ketidakteraturan Berat (Massa) didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150 % massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.  | Tabel 16                       | D, E, dan F                                 |
| 3.  | Ketidakteraturan Berat (Massa) didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150 % massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.  | Tabel 16                       | D, E, dan F                                 |
| 4.  | Ketidakteraturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya. | 7.3.3.3<br>7.3.3.4<br>Tabel 16 | B, C, D, E, F<br>D, E, dan F<br>D, E, dan F |
| 5a. | Ketidakteraturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya.  | 7.3.3.1<br>Tabel 16            | E dan F<br>D, E, dan F                      |
| 5b. | Ketidakteraturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya.   | 7.3.3.1<br>7.3.3.2<br>Tabel 16 | D, E, dan F<br>B dan C<br>D, E, dan F       |

(Sumber : SNI 1726:2019)

Berikut merupakan gambar ketidakberaturan vertikal struktur :



Gambar 2.5 Ketidakberaturan Vertikal

(Sumber : SNI 1726:2019)

## 9. Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar tingkat desain ( $\Delta$ ) tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin ( $\Delta_a$ ) seperti didapatkan dari Tabel dibawah ini untuk semua tingkat.

Tabel 2.21 Simpangan Antar Tingkat Izin

| Struktur   | Kategori Risiko  |                |                |
|--|------------------|----------------|----------------|
|  | I atau II        | III            | IV             |
| Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai. | $0,025 h_{sx}^c$ | $0,020 h_{sx}$ | $0,015 h_{sx}$ |
| Struktur dinding geser kantilever batu bata <sup>d</sup>   | $0,010 h_{sx}$   | $0,010 h_{sx}$ | $0,010 h_{sx}$ |
| Struktur dinding geser batu bata lainnya   | $0,007 h_{sx}$   | $0,007 h_{sx}$ | $0,007 h_{sx}$ |
| Semua struktur lainnya   | $0,020 h_{sx}$   | $0,015 h_{sx}$ | $0,010 h_{sx}$ |

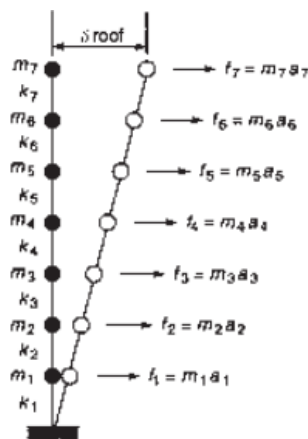
(Sumber : SNI 1726:2019)

CATATAN :

- <sup>a</sup>  $h_{sx}$  adalah tinggi tingkat di bawah tingkat-x.
- <sup>b</sup> Untuk sistem pemikul gaya seismik yang terdiri dari hanya rangka momen dalam kategori desain seismik D, E, dan F, simpangan antar tingkat izin harus sesuai dengan persyaratan.
- <sup>c</sup> Tidak boleh ada batasan simpangan antar tingkat untuk struktur satu tingkat dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat.
- <sup>d</sup> Struktur di mana sistem struktur dasar terdiri dari dinding geser batu bata yang didesain sebagai elemen vertikal kantilever dari dasar atau pendukung fondasinya yang dikonstruksikan sedemikian agar penyaluran momen di antara dinding geser (kopel) dapat diabaikan.

#### 2.2.4.1. Prosedur Analisis Dinamik (Spektrum Respons Ragam)

Metode analisis respon spektrum merupakan metode analisis struktur bangunan dengan menggunakan spektrum gempa yang digambarkan dalam bentuk kurva hubungan antara periode dengan nilai percepatan bangunan ketika terkena beban gempa. Struktur gedung tidak beraturan yang tidak memenuhi ketentuan Pasal 7.3.2 SNI 1726:2019, pengaruh gempa rencana terhadap struktur gedung tersebut harus ditentukan melalui analisis respons dinamik 3 dimensi menggunakan bantuan perangkat lunak. Upaya mencegah terjadinya respons struktur gedung terhadap pembebanan gempa yang dominan dalam rotasi, maka gerak ragam pertama (fundamental) harus dominan dalam translasi. Berikut merupakan gambar konsep metode respon spektrum :



Gambar 2.6 Konsep Metode Respon Spektrum

Ketentuan analisis spektrum respons ragam diatur dalam pasal 7.9 SNI 1726:2019. Berikut merupakan ketentuan-ketentuan analisis spektrum respons :

#### 1. Jumlah Ragam

Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 100 % dari massa struktur. Untuk mencapai ketentuan analisa ini, ragam satu badan kaku (*single rigid body*) dengan periode 0,05 detik, diizinkan untuk mengambil semua ragam dengan periode di bawah 0,05 detik.

#### 2. Parameter Respons Ragam

Nilai untuk masing-masing parameter desain terkait gaya yang ditinjau, termasuk simpangan antar tingkat, gaya dukung, dan gaya elemen struktur individu untuk masing-masing ragam respons harus dihitung menggunakan properti masing-masing ragam dan spektrum respons didefinisikan dalam  $R$  dibagi dengan kuantitas ( $R/I_e$ ). Nilai untuk perpindahan dan kuantitas simpangan antar tingkat harus dikalikan dengan kuantitas ( $C_d/I_e$ ).

#### 3. Parameter Respons Terkombinasi

Nilai untuk masing-masing parameter yang ditinjau, yang dihitung untuk berbagai ragam, harus dikombinasikan menggunakan metode akar kuadrat jumlah kuadrat (SRSS) atau metode kombinasi kuadrat lengkap (CQC), sesuai dengan SNI 1726. Metode CQC harus digunakan untuk masing-masing nilai ragam dimana ragam yang berdekatan mempunyai korelasi silang yang signifikan di antara respons translasi dan torsi.

#### 4. Skala Nilai Desain untuk Respons Terkombinasi

Geser dasar ( $V$ ) harus dihitung dalam dua arah horizontal ortogonal menggunakan periode fundamental struktur yang dihitung  $T$  dalam masing-masing arah dan prosedur ekuivalen. Penskalaan gaya apabila periode fundamental hasil analisis lebih besar dari  $C_u T_a$  pada suatu arah tertentu, maka periode struktur  $T$  harus diambil sebesar  $C_u T_a$ . Apabila kombinasi respons untuk gaya geser dasar hasil analisis ragam ( $V_t$ ) kurang dari 100 % dari gaya geser ( $V$ ) yang dihitung melalui metode statik ekuivalen, maka gaya tersebut harus dikalikan dengan  $V/V_t$ , dimana  $V$  adalah gaya geser dasar statik ekuivalen yang dihitung sesuai pasal ini dan  $V_t$  adalah gaya geser dasar yang didapatkan

dari hasil analisis kombinasi ragam. Apabila kombinasi respons untuk gaya geser dasar hasil analisis ragam ( $V_t$ ) <  $C_s W$ , dan dimana  $C_s$  ditentukan berdasarkan persamaan (2.15), maka simpangan harus dikalikan dengan  $C_s W/V_t$ .

#### 5. Distribusi geser horizontal

Distribusi geser horizontal harus sesuai dengan persyaratan pasal 7.8.4, kecuali bahwa pembesaran torsi menurut 7.8.4.3, tidak disyaratkan bila pengaruh torsi tak terduga disertakan dalam model analisis dinamik.

#### 6. Pengaruh P-delta

Pengaruh P-delta harus ditentukan sesuai dengan peraturan. Geser dasar yang digunakan untuk menentukan geser tingkat dan simpangan antar tingkat harus sesuai dengan ketentuan.

### 2.2.4.2. Prosedur Analisis Statik Ekuivalen

Prosedur perhitungan gaya lateral statik ekuivalen berdasarkan **SNI 1726:2019 pasal 7.8**, berikut prosedur perhitungannya :

#### 1. Geser Dasar Seismik

Gaya geser dasar seismik ( $V$ ) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$V = C_s \cdot W \dots\dots\dots(2.13)$$

Keterangan :

$C_s$  = koefisien respons seismik

$W$  = Berat seismik efektif struktur

#### 2. Perhitungan Koefisien Respons Seismik

a.) Koefisien respons seismik,  $C_s$  harus dihitung dengan persamaan:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(2.14)$$

Keterangan :

$S_{DS}$  = parameter percepatan spektrum respon desain dalam rentang periode pendek

$R$  = faktor modifikasi respon



$I_e$  = faktor keutamaan gempa

b.) Nilai  $C_s$  yang dihitung menggunakan persamaan diatas tidak perlu melebihi :

$$C_{s(maxs)} = \frac{S_{D1}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)} \dots\dots\dots (2.15)$$

c.) Nilai  $C_s$  yang dihitung juga tidak boleh kurang dari:

$$C_{s(min)} = 0,044 \cdot S_{DS} I_e \geq 0,01 \dots\dots\dots (2.16)$$

d.) Struktur dengan nilai  $S_1 \geq 0,6g$ , maka  $C_s$  dihitung :

$$C_s = \frac{0,5S_1}{\left( \frac{R}{I_e} \right)} \dots\dots\dots (2.17)$$

Keterangan :

$S_{D1}$  = parameter percepatan respons spektral desain pada periode sebesar 1,0 detik.

$T$  = periode fundamental struktur (detik)

$S_1$  = parameter percepatan respons spektral maksimum.

### 3. Waktu Getar Alami

Periode alami struktur ( $T$ ) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan sifat struktur dan karakteristik deformasi elemen pemikul dalam analisis yang teruji. Periode alami tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung ( $C_u$ ) dari tabel dan periode alami pendekatan ( $T_a$ ). Berikut tabel koefisien  $C_u$  :

Tabel 2.22 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

| Parameter percepatan respon spektral desain pada 1 detik, $S_{D1}$ | Koefisien $C_u$ |
|--|-----------------|
| $\geq 0,4$   | 1,4             |
| 0,3  | 1,4             |
| 0,2  | 1,5             |
| 0,15   | 1,6             |
| $\leq 0,1$   | 1,7             |

(Sumber : SNI 1726:2019)

Sebagai alternatif dalam melakukan analisis untuk menentukan periode alami struktur ( $T$ ) diizinkan secara langsung menggunakan periode pendekatan ( $T_a$ ) yang dihitung menggunakan rumus :

$$T_a = C_t h_n^x \dots\dots\dots(2.18)$$

Dengan :

$h_n$  = ketinggian struktur (m) diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur.

$C_t$  dan  $x$  ditentukan berdasarkan tabel dibawah ini.

Tabel 2.23 Nilai Parameter Periode Pendekatan  $C_t$  dan  $x$

| Tipe Struktur   | $C_t$            | $x$        |
|---|------------------|------------|
| Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 % gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik : <ul style="list-style-type: none"> <li>• Rangka Baja Pemikul Momen</li> <li>• Rangka Beton Pemikul Momen</li> </ul> | 0,0724<br>0,0466 | 0,8<br>0,9 |
| Rangka baja dengan bresing eksentris  | 0,0731           | 0,75       |
| Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk   | 0,0731           | 0,75       |
| Semua sistem struktur lainnya   | 0,0488           | 0,75       |

(Sumber : SNI 1726:2019)

#### 4. Distribusi Vertikal Gaya Seismik

Pada distribusi vertikal gaya gempa, gaya gempa lateral ( $F_x$ ) (kN) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$F_x = C_{vx} V \dots\dots\dots(2.19)$$

Dengan,

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \dots\dots\dots(2.20)$$

Keterangan :

$C_{vx}$  = faktor distribusi vertikal

- $V$  = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur, dinyatakan dalam kilonemton (kN)
- $w_i$  dan  $w_x$  = bagian berat seismik efektif total struktur ( $W$ ) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat  $i$  atau  $x$
- $h_i$  dan  $h_x$  = tinggi dari dasar sampai tingkat  $i$  atau  $x$  (m)
- $k$  = eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut:  
 untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih,  $k = 2$ , untuk struktur yang mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik,  $k$  harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

#### 5. Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Sedangkan pada distribusi horizontal gaya gempa, geser tingkat desain gempa di semua tingkat ( $V_x$ ) (kN) harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \dots\dots\dots (2.21)$$

Keterangan :

$F_i$  adalah bagian dari geser dasar seismic ( $V$ ) yang timbul di tingkat  $i$ , (kN).

Geser tingkat desain gempa ( $V_x$ ) (kN) harus didistribusikan pada berbagai elemen vertikal system penahan gaya gempa di tingkat yang ditinjau berdasarkan pada kekakuan lateral relative elemen penahan vertikal dan diafragma.

#### 6. Torsi Bawaan

Desain diafragma tidak fleksibel harus menyertakan momen torsi bawaan ( $M_t$ ) yang dihasilkan dari lokasi massa struktur ditambah momen torsi tak terduga ( $M_{ta}$ ) akibat perpindahan pusat massa dari lokasi aktualnya yang diasumsikan pada masing-masing arah dengan jarak sebesar 5 % dimensi struktur tegak lurus terhadap arah gaya yang diterapkan. Sehingga :

$$M_t = V_x e \dots\dots\dots (2.22)$$

Keterangan :

$M_t$  = Momen torsi bawaan.

$V_x$  = Geser pada tingkat  $x$  ditiap arah yang ditinjau.

$e$  = eksentrisitas antara pusat massa dan pusat kekakuan, yang dapat terjadi pada kedua arah  $x$  dan  $y$ .

7. Guling

Distribusi gaya vertikal untuk diafragma fleksibel harus memperhitungkan posisi dan distribusi massa yang didukungnya. Gaya seismik lateral ( $F_x$ ) akan menghasilkan momen guling ( $M_x$ ) yang dihitung berdasarkan persamaan berikut:

$$M_x = \tau \sum_{i=1}^n F_i (h_i - h_x) \dots\dots\dots (2.23)$$

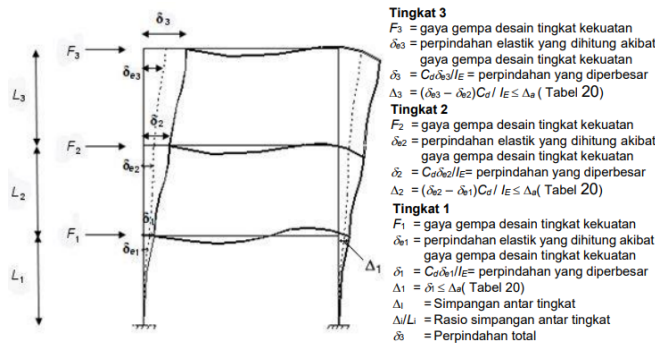
keterangan :

- $F_i$  = bagian dari gaya geser dasar ( $V$ ) pada lantai ke- $i$
- $h_i, h_x$  = tinggi dari dasar ke lantai  $i$  dan  $x$
- $\tau$  = koefisien reduksi momen guling
  - = 1,0 untuk 10 lantai keatas
  - = 0,8 untuk lantai ke-20 dari atas dan bawah
  - = Interpolasi linier antara 0,8 dan 1,0 untuk lantai yang terletak diantara lantai ke-20 dan ke-10 dibawah lantai puncak.

Nilai  $\tau$  diizinkan untuk diambil sama dengan 1,0 untuk seluruh lantai.

8. Penentuan Simpangan Antar Lantai ( $\Delta$ )

Penentuan simpangan antar tingkat desain ( $\Delta$ ) harus dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau (lihat Gambar 10). Apabila pusat massa tidak segaris dalam arah vertikal, diizinkan untuk menghitung simpangan di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya. Jika desain tegangan izin digunakan,  $\Delta$  harus dihitung menggunakan gaya seismik desain yang ditetapkan dalam prosedur gaya lateral ekuivalen tanpa reduksi untuk desain tegangan izin. Berikut merupakan gambar penentuan simpangan antar lantai :



Gambar 2.7 Penentuan Simpangan Antar Lantai

(Sumber : SNI 1726:2019)

Bagi struktur yang didesain untuk kategori desain seismik C, D, E atau F yang memiliki ketidakberaturan horizontal Tipe 1a atau 1b pada Tabel 13, simpangan antar tingkat desain,  $\Delta$ , harus dihitung sebagai selisih terbesar dari simpangan titik-titik yang segaris secara vertikal di sepanjang salah satu bagian tepi struktur, di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau. Simpangan pusat massa di tingkat-x ( $\delta x$ ) (mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$\delta x = \frac{C_d \cdot \delta x_e}{I_e} \dots\dots\dots (2.24)$$

Keterangan :

$C_d$  = faktor pembesaran simpangan lateral dalam Tabel 12 SNI 1726:2019.

$\delta x_e$  = simpangan di tingkat-x yang disyaratkan pada pasal ini, yang ditentukan dengan analisis elastik

$I_e$  = faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan 0

#### 9. P-delta

Pengaruh P-delta pada geser tingkat dan momen, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar tingkat yang diakibatkannya tidak perlu diperhitungkan bila koefisien stabilitas ( $\theta$ ) seperti ditentukan oleh persamaan berikut sama dengan atau kurang dari 0,10 :

$$\theta = \frac{P_x \cdot \Delta I_e}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_d} \dots\dots\dots (2.25)$$

Keterangan :

$\theta$  = koefisien stabilitas

$P_x$  = beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat-x, (kN); bila menghitung , faktor beban individu tidak perlu melebihi 1,0

$\Delta$  = simpangan antar tingkat desain seperti didefinisikan dalam penentuan simpangan antar lantai, terjadi secara serentak dengan  $V_x$  (mm)

$I_e$  = faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan 4.1.2

$V_x$  = gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat x dan x – 1 (kN)

$h_{sx}$  = tinggi tingkat di bawah tingkat x (mm)

$C_d$  = faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 12

Koefisien stabilitas ( $\theta$ ) tidak boleh melebihi  $\theta_{max}$ , ditentukan sebagai berikut :

$$\theta_{Max} = \frac{0,5}{\beta \cdot C_d} \leq 0,25 \dots\dots\dots(2.26)$$

Keterangan :

$\theta_{max}$  = Koefisien stabilitas maksimum

$\beta$  = rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat x dan x-1,  
rasio ini diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0

$C_d$  = faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 12.

### 2.2.5. Kombinasi Pembebanan

Setiap komponen struktur dirancang untuk dapat memikul beban yang lebih besar dari pada beban layan guna memberikan jaminan keamanan terhadap kegagalan struktur. Beban-beban yang bekerja pada struktur dapat berupa kombinasi dari berbagai macam kasus beban yang mungkin terjadi pada saat yang bersamaan. Besaran faktor beban harus cukup untuk membatasi kegagalan struktur secara tiba-tiba, namun juga harus menghasilkan struktur yang seekonomis mungkin, sehingga struktur dapat berfungsi dengan baik selama umur rencana.

Berdasarkan persyaratan dalam SNI 2847:2019 pasal 5.3 besarnya kuat perlu (U) yang harus dipertimbangkan sebagai kondisi paling kritis yang harus dipikul suatu elemen struktur ditunjukkan dalam tabel dibawah ini.

Tabel 2.24 Kombinasi Beban

| Kombinasi Beban   | Persamaan | Beban Utama  |
|---|-----------|--------------|
| $U = 1,4D$  | (1)       | D            |
| $U = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$                      | (2)       | L            |
| $U = 1,2D + 1,6(L_r \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W)$ | (3)       | $L_r$ atau R |
| $U = 1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$               | (4)       | W            |
| $U = 1,2D + 1,0E + 1,0L$  | (5)       | E            |
| $U = 0,9D + 1,0W$   | (6)       | W            |
| $U = 0,9D + 1,0E$   | (7)       | E            |

(Sumber : SNI 2847:2019)

Keterangan :

U = kombinasi beban terfaktor

D = beban mati (*dead load*)

L = beban hidup (*live load*)

$L_r$  = beban hidup atap (*live roof load*)

$R$  = beban hujan (*rain load*)

$W$  = beban angin (*wind load*)

$E$  = beban gempa (*earth quake load*)

Berikut merupakan beberapa catatan tambahan untuk kombinasi beban :

1. Faktor beban hidup ( $L$ ) dalam persamaan (4,5,6) diizinkan direduksi hingga 0,5, kecuali untuk garasi, tempat berkumpul publik dan luasan dimana  $L$  lebih besar dari  $4,8 \text{ kN/m}^2$ .
2. Bila beban angin ( $W$ ) didasarkan pada tingkat layan,  $1,6W$  harus digunakan sebagai pengganti dari  $1,0W$  dalam persamaan (4 dan 6) dan  $0,8W$  harus digunakan sebagai pengganti pada persamaan (3).

### **2.3. Elemen Struktur Atas**

Struktur bangunan direncanakan dan didesain sedemikian rupa untuk dapat memenuhi tuntutan fungsi bangunan dan dapat beroperasi dengan baik saat bangunan digunakan. Tuntutan suatu bangunan pada saat ini tidak hanya untuk memenuhi fungsi layannya, bangunan juga dituntut memiliki bentuk yang atraktif serta efisien dan ekonomis dari segi konstruksi maupun operasionalnya. Konstruksi bangunan gedung agar dapat berfungsi dengan baik, maka elemen-elemen strukturnya harus direncanakan dengan tepat. Beberapa jenis elemen struktur yang digunakan yaitu elemen struktur atap, pelat lantai, balok, kolom, dinding geser dan fondasi.

#### **2.3.1. Struktur Atap *Gable Frame***

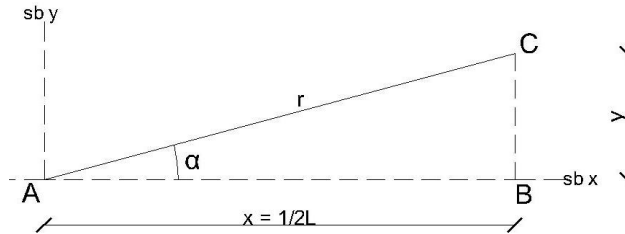
Atap merupakan bagian struktur bangunan yang berfungsi sebagai penutup atau pelindung bangunan dari panas matahari dan hujan sehingga memberikan kenyamanan bagi penggunaan bangunan. Struktur atap terdiri dari penutup atap, gording serta kuda-kuda. Pada perencanaan struktur rangka atap ini menggunakan konstruksi portal kaku (*Gable Frame*). Pembebanan yang terjadi pada atap berupa beban mati, beban hidup dan beban angin. Perhitungan gaya-gaya dalam dari rangka atap dianalisis dengan bantuan program *SAP 2000 versi 22.1.0* selanjutnya dapat direncanakan profil dimensi struktur serta sambungan. Untuk persyaratan perencanaan konstruksi baja berpedoman pada PPBBI 1984 dan SNI 1729:2002. Berikut perencanaan struktur atap *gable frame*.

**2.3.1.1. Perencanaan Panjang Truss**

Panjang truss dihitung dengan metode *Pythagoras* sebagai berikut :

$$r = \frac{x}{\cos \alpha} \dots\dots\dots(2.27)$$

$$y = r \cdot \sin \alpha \dots\dots\dots(2.28)$$



Gambar 2.8 Perhitungan Balok Kuda-Kuda

**2.3.1.2. Perancangan Gording**

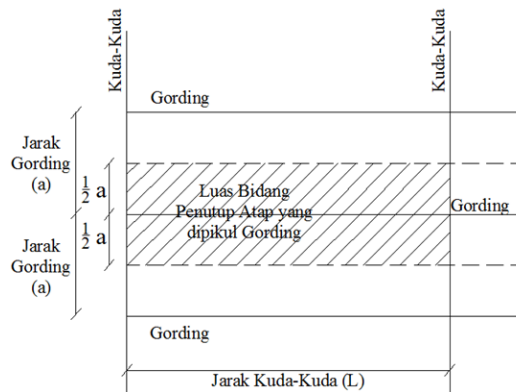
Gording dianggap sebagai balok diatas dua perletakan sendi pada balok WF dalam arah tegak lurus bidang atap. Gording memikul beban gravitasi akibat beban mati, beban hidup dan beban angin. Berikut langkah perhitungan gording:

a. Analisis Pembebanan

Pembebanan pada gording meliputi :

1) Beban Mati (DL)

- Penutup atap = jarak gording x berat penutup atap per m<sup>2</sup> (kg/m)



Gambar 2.9 Berat Penutup Atap yang dipikul Gording

- Berat sendiri gording

Distribusi beban mati pada gording dihitung sebagai berikut :

$$q_x = q \sin \alpha \dots\dots\dots(2.29)$$

$$q_y = q \cos \alpha \dots\dots\dots(2.30)$$

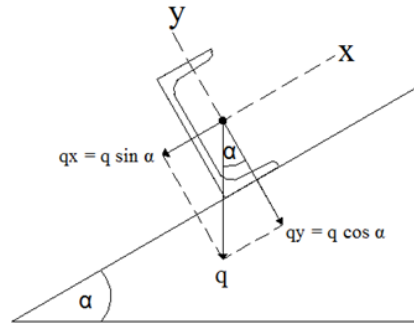


Keterangan:

$q_x$  = beban mati arah x (kg/m).

$q_y$  = beban mati arah y (kg/m).

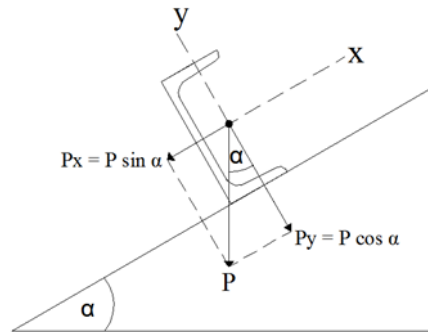
berikut merupakan gambar distribusi beban mati :



Gambar 2.10 Beban mati pada Gording

2) Beban hidup (LL)

Beban hidup diperhitungkan sebesar  $P = 100$  kg, berdasarkan **PPPURG 1987**. Beban hidup berada di tengah bentang gording, beban ini diperhitungkan jika ada orang yang bekerja di atas gording.



Gambar 2.11 Beban Hidup yang Bekerja pada Gording

$$P_x = P \cdot \sin \alpha \dots\dots\dots(2.31)$$

$$P_y = P \cdot \cos \alpha \dots\dots\dots(2.32)$$

Keterangan :

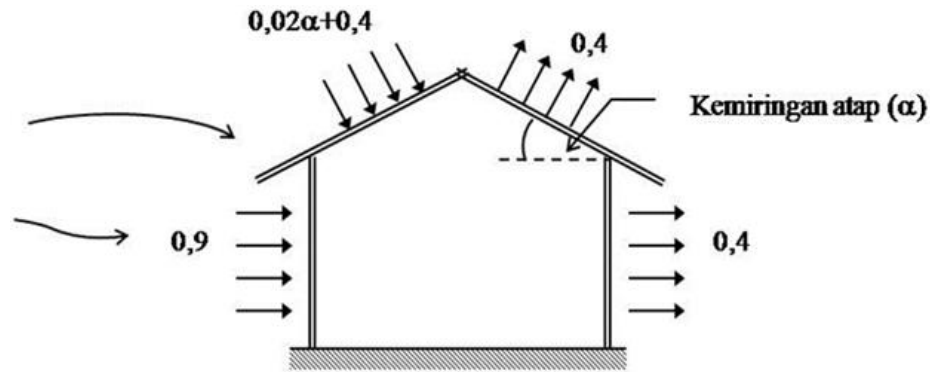
$P_x$  = beban hidup arah x (kg).

$P_y$  = beban hidup arah y (kg).

$\alpha$  = sudut kemiringan ( $^\circ$ ).

3) Beban Angin (WL)

Beban angin diperhitungkan dengan menganggap adanya tekanan positif (tiup) dan tekanan negatif (hisap) yang bekerja tegak lurus pada bidang atap.

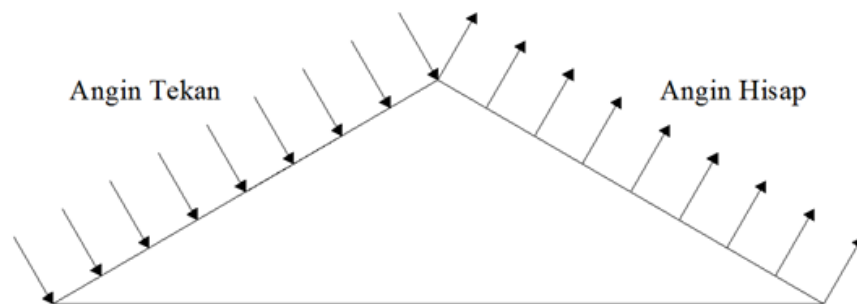


Gambar 2.12 Gaya Angin

Menurut **SNI 1727:2020**, tekanan tiup harus diambil minimal  $38 \text{ kg/m}^2$ . Adapun hal-hal yang berpengaruh terhadap beban angin, yaitu :

- a) Kemiringan atap = ( $\alpha^\circ = 20^\circ$ )
- b) Jarak antar gording = (a1)
- c) Lokasi = Kota Tasikmalaya
- d) Muatan Angin (q) =  $25 \text{ kg/m}^2$  (jarak lebih 5 km dari pantai)
- e) Koefisien angin tekan =  $(0,02 (\alpha) - 0,4)$
- f) Koefisien angin hisap =  $(-0,4)$
- g) Angin tekan ( $W_t$ ) =  $(0,02 (\alpha) - 0,4) \cdot q \cdot \text{jarak gording}$
- h) Angin hisap ( $W_h$ ) =  $(-0,4 \times q \times \text{jarak gording})$

Berikut merupakan gambar koefisien angin :



Gambar 2.13 Koefisien Angin

#### b. Gaya Dalam Gording

Gording diletakkan di atas beberapa kuda-kuda, sehingga digambarkan sebagai balok menerus. Gaya dalam yang terjadi pada gording didapat dengan analisis struktur menggunakan bantuan perangkat lunak *SAP2000 V.22.1.0*. Hasil analisis struktur tersebut akan mendapatkan nilai gaya *axial*, gaya geser dan momen yang terjadi.

c. Kontrol Kekuatan Terhadap Momen

Gaya dalam yang terjadi akibat beban pada gording harus dikontrol kekuatannya terutama terhadap momen yang terjadi, berikut perhitungannya :

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}/2} \leq 1,0 \dots\dots\dots (2.33)$$

d. Kontrol Tegangan dan Lendutan Terhadap Momen

1) Kontrol Tegangan

Berdasarkan **Peraturan Perencanaan Bangunan Baja Indonesia 1984**, kontrol tegangan untuk mutu baja yang telah direncanakan.

$$\bar{\sigma} = \frac{f_y}{1,5} \dots\dots\dots (2.34)$$

Akibat beban tetap, yaitu beban mati + beban hidup.

$$\sigma = \frac{M_x}{\omega_y} + \frac{M_y}{\omega_x} \leq \bar{\sigma} \dots\dots\dots (2.35)$$

Beban sementara yaitu beban mati, beban hidup, beban angin, beban hujan, maka besarnya tegangan dasar dapat dinaikan sebesar 30%, berdasarkan **PPBBI 1984 Bab 2 pasal 2.2.(8)**.

$$\sigma = \frac{M_x}{\omega_x} + \frac{M_y}{\omega_y} \leq 1,3\bar{\sigma} \dots\dots\dots (2.36)$$

Keterangan :

$\sigma$  = tegangan yang bekerja (kg/cm<sup>2</sup>)

$\bar{\sigma}$  = tegangan ijin maksimal (kg/cm<sup>2</sup>)

$M_{x,y}$  = momen pada arah x,y (kg.m).

2) Kontrol Lendutan

Menurut **PPBBI 1984**, secara umum lendutan maksimum akibat beban mati dan beban hidup yaitu :

$$F < \frac{I}{250} L \dots\dots\dots (2.37)$$

Pada balok yang terletak bebas atas dua tumpuan, L adalah bentang balok tersebut, pada balok menerus atas banyak peralatan, L adalah jarak antara titik-titik beloknya akibat beban mati, sedangkan pada balok kantilever L adalah dua

kali panjang kantilevernya. Lendutan yang diijinkan untuk gording (pada arah x terdiri 2 wilayah yang ditahan oleh *trackstang*).

$$f_x = \frac{5.q_x.L^4}{348.E.I_y} + \frac{P_x.L^3}{48.E.I_y} \dots\dots\dots(2.38)$$

$$f_y = \frac{5.q_y.L^4}{348.E.I_x} + \frac{P_y.L^3}{48.E.I_x} \dots\dots\dots(2.39)$$

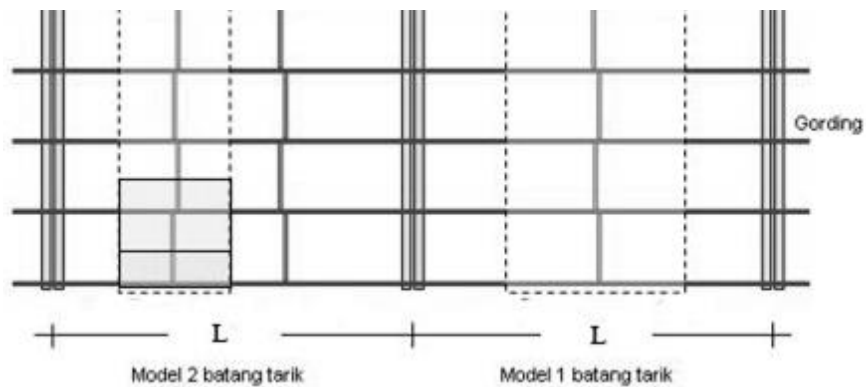
$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \text{ ketentuan : } f \leq F$$

Keterangan :

- $f_x$  = Lendutan arah x (cm)
- $f_y$  = Lendutan arah y (cm)
- $E$  = Modulus elastisitas (MPa)
- $I_x$  = Momen inersia penampang x (cm<sup>4</sup>)
- $I_y$  = Momen inersia penampang y (cm<sup>4</sup>)

**2.3.1.3. Perancangan Batang Tarik (*Trackstang*)**

Batang tarik (*Trackstang*) atau dikenal dengan sagrod berfungsi untuk mengurangi lendutan gording pada arah sumbu x (miring atap) sekaligus untuk mengurangi tegangan lendutan yang timbul pada arah x. Berikut merupakan gambar pemodelan batang tarik (*Trackstang*) :



Gambar 2.14 Pemodelan Batang Tarik

Beban-belan yang dipikul oleh *trackstang* yaitu sejajar bidang atap (sumbu x), maka gaya yang bekerja adalah gaya tarik  $G_x$  dan  $P_x$ .

- $G_x$  = berat sendiri gording + penutup atap sepanjang sumbu x
- $P_x$  = beban hidup arah sumbu x

$$P_{\text{total}} = G_x + P_x = (q_x \cdot L) + P_x$$

Jika batang tarik yang dipasang dua buah, maka per batang tarik adalah :

$$P = \frac{P_{\text{total}}}{2} = \frac{(q_x \cdot L) + P_x}{2} \dots\dots\dots (2.40)$$

$$\sigma = \frac{P}{F_n} \leq \bar{\sigma} \dots\dots\dots (2.41)$$

$$F_n = \frac{P}{\sigma} \dots\dots\dots (2.42)$$

Keterangan:

P = beban hidup

$q_x$  = beban mati arah x

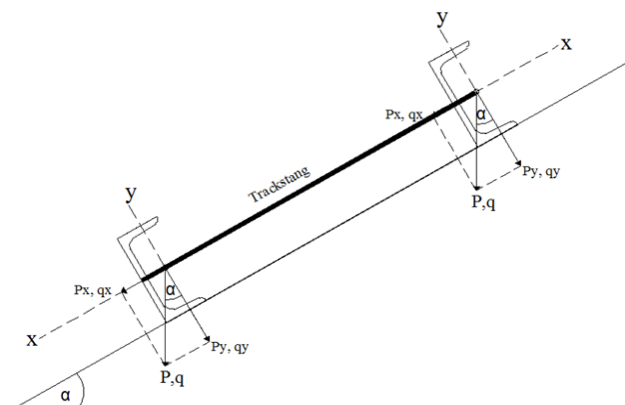
L = lebar bentang

$F_n$  = gaya yang terjadi

$\sigma$  = tegangan yang bekerja

$\bar{\sigma}$  = tegangan ijin

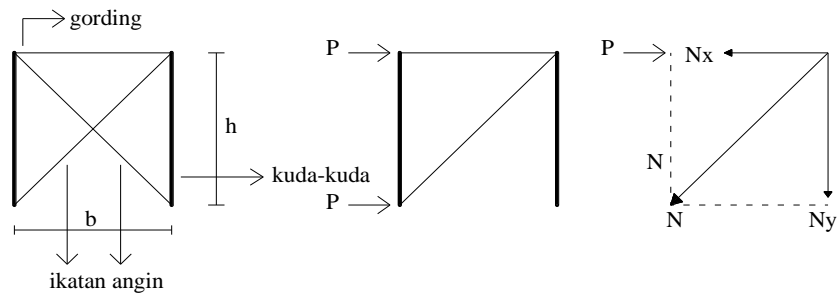
Berikut merupakan gambar rencana *trackstang* :



Gambar 2.15 Rencana Batang Tarik

#### 2.3.1.4. Perancangan Ikatan Angin Atap

Ikatan angin merupakan salah satu komponen rangka atap yang pemasangannya berada pada kuda-kuda baja. Ikatan angin (*bracing*) hanya bekerja menahan gaya normal (*axial*). Adapun cara kerjanya adalah apabila salah satu ikatan angin bekerja sebagai batang tarik, maka yang lainnya tidak menahan gaya apapun. Sebaliknya apabila arah angin berubah, maka secara bergantian batang tersebut bekerja sebagai batang tarik. Berikut merupakan pembebanan pada ikatan angin :



Gambar 2.16 Pembebanan pada Ikatan Angin

$$\beta = \arctg \left( \frac{\text{Panjang sisi miring}}{\text{jarak kuda-kuda}} \right) \dots \dots \dots (2.43)$$

$$\Sigma H = 0 \rightarrow Nx = p \dots \dots \dots (2.44)$$

$$N \cos \beta = P \dots \dots \dots (2.45)$$

$$N = \frac{P}{\cos \beta} \dots \dots \dots (2.46)$$

$$Fbr = 125\% \cdot Fu \dots \dots \dots (2.47)$$

$$Fbr = \frac{\pi}{4} d^2 \dots \dots \dots (2.48)$$

$$d = \sqrt{\frac{1/4 \cdot Fbr}{\pi}} \dots \dots \dots (2.49)$$

### 2.3.1.5. Perencanaan Balok dan Kolom Kuda-Kuda

Struktur kuda-kuda pada atap *gable frame* terdiri dari balok dan kolom. Komponen tersebut memikul beban mati, beban hidup dan beban angin. Analisis gaya dalam yang terjadi pada struktur tersebut dihitung dengan bantuan perangkat lunak *SAP 2000 v.22.1.0*. Komponen struktur atap tersebut harus dicek kapasitasnya. Berikut perhitungan analisa komponen balok dan kolom :

#### 1. Analisis Pembebanan

##### a. Beban Mati (qD)

Beban mati terdiri dari berat penutup atap, berat sendiri gording, berat penutup plafon dan alat pengantung.

##### b. Beban Hidup (qL)

Beban hidup diperhitungkan sebesar  $P = 100 \text{ kg}$ , sesuai **PPURG 1987**.

##### c. Beban Angin (qW)

$$1) \text{ Angin Tekan (W)} = (0,02 \cdot \alpha - 0,4) \cdot q$$

Beban angin per joint :

$$P = W \times \text{jarak gording} \times \text{jarak kuda-kuda}$$

Distribusi beban angin terhadap arah horizontal (x) dan vertikal (y) yaitu :

$$W_{tx} = P \sin \alpha$$

$$W_{ty} = P \cos \alpha$$

2) Angin Hisap ( $W$ ) = (-0,4) . q

Beban angin per joint :

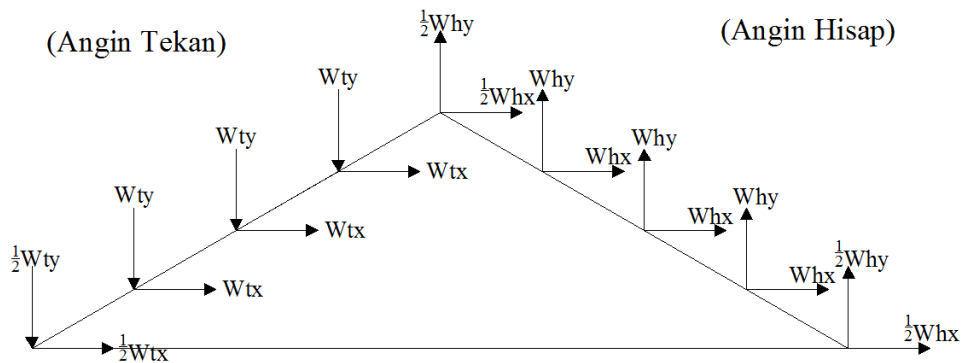
$$P = W \times \text{jarak gording} \times \text{jarak kuda-kuda}$$

Sementara itu, distribusi beban angin terhadap arah horizontal (x) dan vertikal (y) yaitu sebagai berikut :

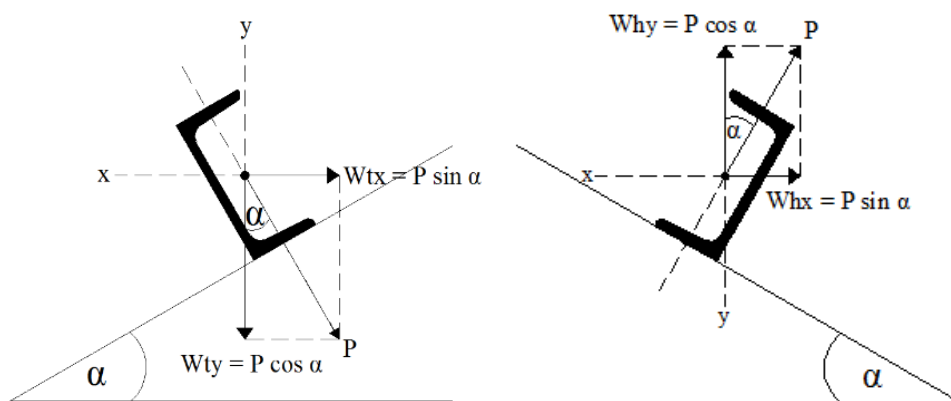
$$W_{hx} = P \sin \alpha$$

$$W_{hy} = P \cos \alpha$$

Berikut merupakan gambar arah, distribusi beban angin:

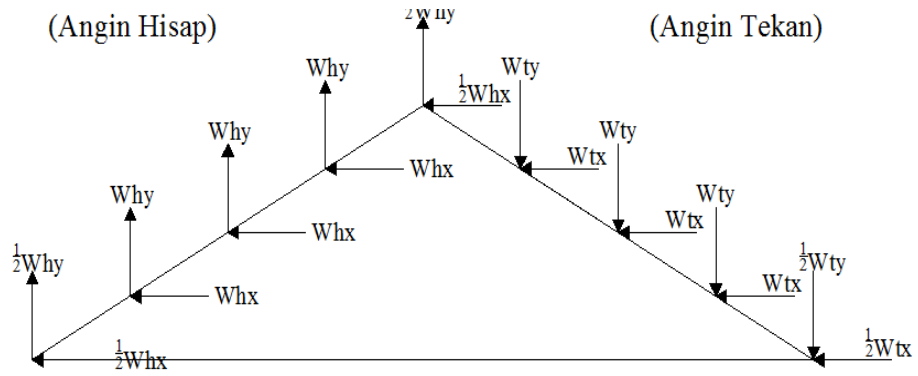


Gambar 2.17 Distribusi Arah Beban Angin Kiri

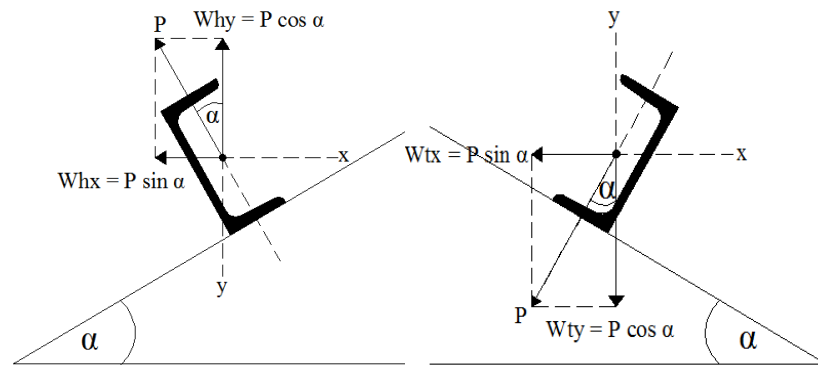


Gambar 2.18 Distribusi Angin Tekan dan Angin Hisap pada Beban Angin Kiri

Berikut merupakan gambar arah, distribusi beban angin kanan :



Gambar 2.19 Distribusi Arah Beban Angin Kanan



Gambar 2.20 Distribusi Angin Tekan dan Angin Hisap pada Beban Angin Kanan

**2. Analisis Gaya Dalam**

Gaya dalam yang terjadi pada *gable frame* didapat dengan analisis struktur menggunakan bantuan perangkat lunak *SAP2000 V.22.1.0*. Hasil analisis struktur tersebut akan mendapatkan nilai gaya *axial*, gaya geser dan momen yang terjadi.

**3. Kontrol Kapasitas Balok dan Kolom Rencana**

a. Terhadap Tahanan Momen ( $W_x$ )

$$W_x = \frac{M_{max}}{\sigma} \leq W_{x_{rencana}} \dots \dots \dots (2.50)$$

b. Terhadap *Axial* Tekan

1) Cek kelangsingan Penampang

$$\frac{b}{2t_f} \leq \frac{250}{\sqrt{f_y}} \dots \dots \dots (2.51)$$

$$\frac{d - 2(t_f + r_o)}{t_w} \leq \frac{665}{\sqrt{f_y}} \dots \dots \dots (2.52)$$

2) Hitung Tegangan Kritis



$$\lambda_c = \frac{\lambda_{(x,y)}}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \dots\dots\dots (2.53)$$

$$\lambda_x = \frac{K.L_x}{r_x} \dots\dots\dots (2.54)$$

$$\lambda_y = \frac{K.L_y}{r_y} \dots\dots\dots (2.55)$$

3) Menentukan nilai  $\omega$  ditentukan dari nilai  $\lambda_c$

$$\lambda_c < 0,25 \rightarrow \omega = 1$$

$$0,25 < \lambda_c < 1,2 \rightarrow \omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c}$$

$$\lambda_c > 1,2 \rightarrow \omega = 1,25\lambda_c^2$$

4) Hitung Kekuatan Nominal Tekan  $N_u < \phi.N_n$

$$\phi N_n = 0,85.A_g \cdot \frac{f_y}{\omega} \dots\dots\dots (2.56)$$

c. Terhadap *Axial* Tarik

1) Cek kelangsingan :

$$\lambda = \frac{L}{r_{min}} \dots\dots\dots (2.57)$$

2) Kondisi Leleh :

$$\phi T_n = 0,9.f_y.A_g \dots\dots\dots (2.58)$$

3) Kondisi fraktur :

$$\phi T_n = 0,75.f_u.A_e \dots\dots\dots (2.59)$$

d. Terhadap Momen

1) Cek Kekompakan Penampang

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f}; \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}}; \lambda_r = \frac{370}{\sqrt{f_y - f_r}} \dots\dots\dots (2.60)$$

$$\lambda_w = \frac{d - 2(t_f + r_0)}{t_w}; \lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}}; \lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{f_y}} \dots\dots\dots (2.61)$$

2) Hitung Momen Nominal

Kuat momen nominal harus lebih besar dari momen terjadi  $M_u < 0,9M_n$

Penampang Kompak ( $L < L_p$ ) :

$$M_n = Z_x \cdot f_y \dots\dots\dots (2.62)$$

Penampang Tak Kompak ( $L_p < L < L_r$ ) :

$$M_n = \frac{\lambda_r - \lambda}{\lambda_r - \lambda_p} M_p + \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} M_r \dots\dots\dots (2.63)$$

e. Kontrol terhadap Lendutan

$$f_x = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EI_x} \leq f_{max} = \frac{l}{250} L \dots\dots\dots (2.64)$$

f. Terhadap Geser

1) Cek Kelangsingan

$$\lambda_w = \frac{d - 2(t_f + r_o)}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \dots\dots\dots (2.65)$$

2) Tahanan Nominal Geser

$$Vu \leq 0,9(0,6 f_y A_w) \dots\dots\dots (2.66)$$

g. Stabilitas Terhadap Gaya Tekan Tumpu

Gaya tumpu perlu ( $R_u$ ) pada pelat web harus memenuhi  $R_u < \phi R_n$ , dengan nilai  $R_n$  ditentukan sebagai berikut :

1) Lentur lokal pada flens

$$\phi R_n = 0,9(6,25 t_f^2 \cdot f_y) \dots\dots\dots (2.67)$$

2) Leleh lokal pada web

$$\phi R_n = (\alpha \cdot k + N) f_y \cdot t_w \dots\dots\dots (2.68)$$

3) Lipat pada web

$$\phi R_n = 0,75 \cdot \alpha \cdot t_w^2 \left[ 1 + \eta \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E \cdot f_y \cdot t_f}{t_w}} \dots\dots\dots (2.69)$$

h. Kekuatan Terhadap Interaksi Aksial - Lentur

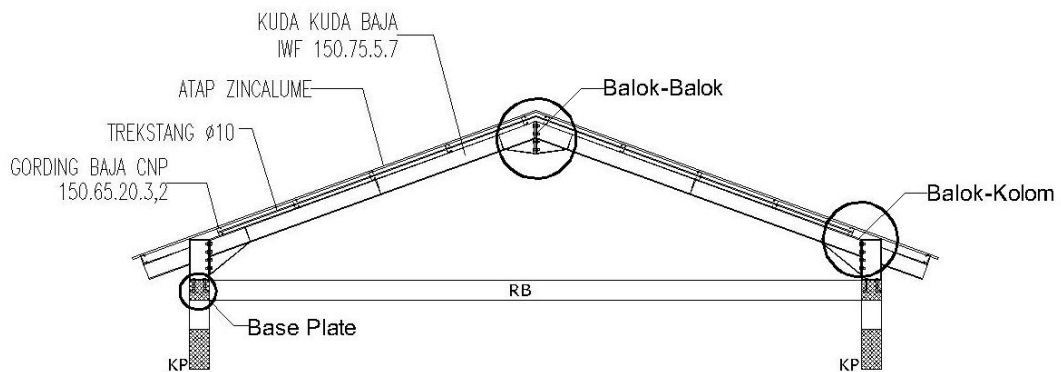
Komponen struktur atap harus direncanakan dapat menahan gaya aksial dan lentur. Berikut persamaan perhitungan kontrol terhadap aksial-lentur :

$$\frac{N_u}{\phi N_n} < 0,2; \frac{N_u}{2\phi N_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) \leq 1,0 \dots\dots\dots (2.70)$$

$$\frac{N_u}{\phi N_n} \geq 0,2 ; \frac{N_u}{\phi N_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) \leq 1,0 \dots\dots\dots(2.71)$$

**2.3.1.6. Sambungan Struktur Atap *Gable Frame***

Struktur baja merupakan gabungan dari beberapa komponen batang yang disambungkan dengan alat pengencang, salah satunya sambungan baut. *Gable frame* memiliki 3 jenis sambungan, yaitu sambungan *base plate*, balok-balok dan kolom-balok. Berikut gambar sambungan pada *gable frame* :



Gambar 2.21 Sambungan pada *gable frame*

Sambungan harus direncanakan sesuai dengan beban yang bekerja pada batang yang disambung. Berikut perancangan sambungan pada struktur atap *gable frame* :

**1. Sambungan *Base Plate***

Sambungan *base plate* merupakan sambungan yang menghubungkan elemen vertikal struktur baja dengan struktur kolom beton. Berikut langkah analisa perhitungan *base plate* :

**a. Penentuan Dimensi Pelat Dasar**

$$A_{perlu} = \frac{P_u}{0,85.f'_c} \dots\dots\dots(2.72)$$

$$t = \sqrt{\frac{2P_u \left( \frac{B}{2} - r - t_f \right)^2}{0,9.f_y}} \dots\dots\dots(2.73)$$

**b. Kontrol Dimensi Pelat Dasar**

$$\phi M_n \geq M_u \dots\dots\dots(2.74)$$

$$\phi \frac{1}{4} . B . t^2 . f_y \geq \frac{P(B/2 - k)^2 . N}{2} \dots\dots\dots(2.75)$$

c. Kontrol Kekuatan Tarik Baut

$$T_u = \frac{P_u}{N} < \phi T_n = 0,75 \cdot 0,75 \cdot A_b \cdot f_u^b \dots\dots\dots (2.76)$$

d. Kontrol Kekuatan Geser Baut

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 0,4 \cdot m \cdot f_u^b \cdot A_b > V_u \dots\dots\dots (2.77)$$

e. Kombinasi Geser dan Tarik

$$\left[ \frac{R_{ut}}{\phi R_{nt}} \right]^2 + \left[ \frac{R_{uv}}{\phi R_{nv}} \right]^2 \leq 1,0 \dots\dots\dots (2.78)$$

f. Kontrol Panjang Angkur Baut

$$L_{min} = f_y \cdot (4 \sqrt{f_c'}) \dots\dots\dots (2.79)$$

g. Kontrol Jarak Antar Baut Angker

- Jarak baut ke tepi :

$$1,5d_b < S_1 < (4t_p + 100) \text{ atau } 200\text{mm}$$

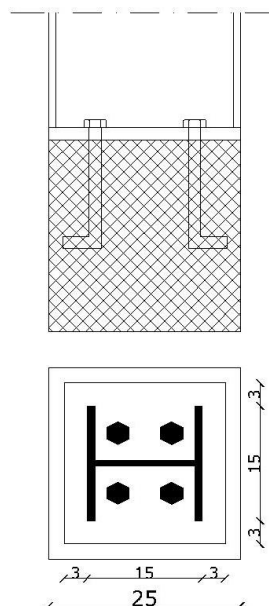
- Jarak antar baut :

$$3d_b < S < 15t_p \text{ atau } 200\text{mm}$$

h. Kontrol Tahanan Tumpu Beton

$$\phi f_c = 0,65 \cdot 1,7 \cdot f_c' > f_p = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_u}{S} \dots\dots\dots (2.80)$$

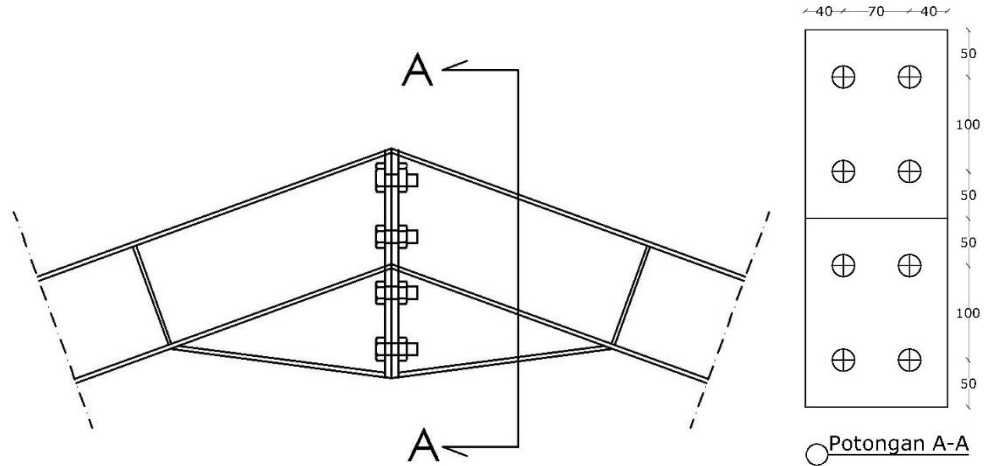
Berikut gambar detail *base plate* :



Gambar 2.22 Detail *Base Plate*

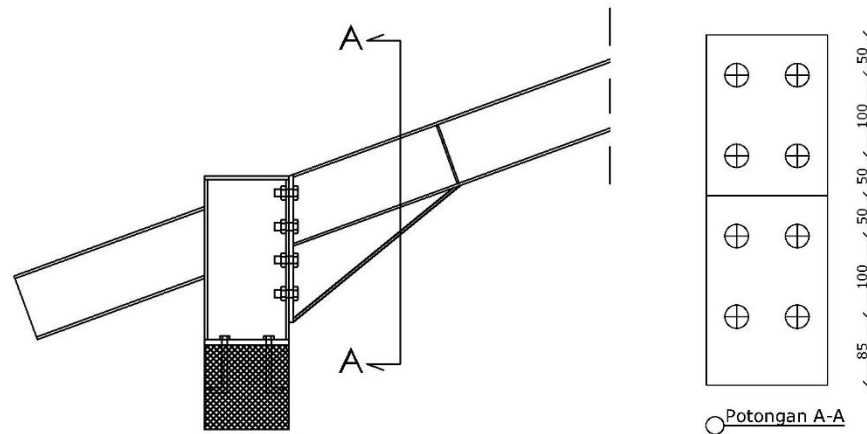
## 2. Perancangan Sambungan Balok-Balok dan Balok-Kolom

Sambungan balok-balok merupakan sambungan yang menghubungkan struktur baja kuda-kuda utama yang lebih sering disebut sambungan titik buhul. Berikut gambar detail sambungan balok-balok :



Gambar 2.23 Sambungan Balok-Balok (titik buhul)

Sambungan balok-kolom merupakan sambungan yang menghubungkan kuda-kuda utama dengan elemen vertikal struktur baja. Berikut merupakan gambar sambungan balok-kolom :



Gambar 2.24 Sambungan Balok-Kolom (titik simpul)

Sambungan balok-balok dan balok-kolom menggunakan sambungan baut. Analisa perhitungan sambungan baut menggunakan metode LRFD. Berikut perhitungan analisa sambungan baut.

### a. Konfigurasi Sambungan Baut :

Jarak baut ke tepi :

$$1,5d_b < S_1 < (4t_p + 100) \text{ atau } 200\text{mm}$$

Jarak antar baut :

$$3d_b < S < 15t_p \text{ atau } 200\text{mm}$$

Tebal Plat Gusset :

$$t = \sqrt{\frac{2P_u \left( \frac{B}{2} - r - tf \right)^2}{0,9 \cdot f_y}} \dots\dots\dots (2.81)$$

#### b. Perhitungan Jumlah Baut

Perhitungan jumlah baut ditentukan berdasarkan gaya dalam yang terjadi dan nilai terkecil dari kekuatan per satu baut, berikut perhitungannya :

##### 1) Kuat Geser Per Satu Baut

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 0,4 \cdot m \cdot f_u^b \cdot A_b \dots\dots\dots (2.82)$$

##### 2) Kuat Tumpu Per Satu Baut

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u^b \dots\dots\dots (2.83)$$

Jumlah baut yang diperlukan dihitung sebagai berikut :

$$\sum n = \frac{T_u}{\phi R_n} \dots\dots\dots (2.84)$$

#### c. Kontrol Kekuatan Sambungan Baut

##### 1) Keruntuhan Geser Blok

➤ Geser Leleh – Tarik Fraktur ( $f_u \cdot A_{nt} \geq 0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv}$ )

$$\phi T_n = 0,75 [0,6 \cdot f_y \cdot A_{gv} + f_u \cdot A_{nt}] \dots\dots\dots (2.85)$$

➤ Geser Fraktur – Tarik Leleh ( $f_u \cdot A_{nt} < 0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv}$ )

$$\phi T_n = 0,75 [0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv} + f_y \cdot A_{gt}] \dots\dots\dots (2.86)$$

##### 2) Kombinasi Geser dan Tarik

$$\left[ \frac{R_{ut}}{\phi R_{nt}} \right]^2 + \left[ \frac{R_{uv}}{\phi R_{nv}} \right]^2 \leq 1,0 \dots\dots\dots (2.87)$$

### 2.3.1.7. Perencanaan Struktur Baja Menggunakan SAP2000 Versi 22.1.0

Adapun tahapan analisis gaya batang pada rangka atap baja menggunakan program SAP2000 versi 22.1.0 sebagai berikut :

- a. Menggambar model atap dengan model 2D trusses, tumpuan sendi-rol serta panjang batang sesuai perhitungan.

- b. Mendefinisikan beban yang bekerja pada atap.
- c. Masukkan beban yang bekerja, seperti beban mati, beban hidup, beban angin kanan dan beban angin kiri.
- d. *Run analysis*, untuk mendapat gaya dalam pada setiap batang.
- e. Cek dimensi profil batang hasil perhitungan batang tarik dan batang tekan.

### 2.3.2. Pelat

Menurut Agus Setiawan (2016:4), pelat merupakan suatu elemen struktur horizontal utama yang berfungsi untuk menyalurkan beban hidup, baik yang bergerak maupun statis ke elemen balok, kolom dan dinding sebagai pemikul beban vertikal. Pelat lantai dapat direncanakan untuk berfungsi menyalurkan beban dalam satu arah (*one-way slab*) dan dapat direncanakan menyalurkan beban dalam dua arah (*two-way slab*). Desain pelat pada umumnya dianggap memiliki lebar 1 meter. Pelat banyak digunakan pada bangunan sipil sebagai lantai bangunan, lantai atap suatu gedung, lantai kendaraan jembatan, maupun lantai pada dermaga.

#### 2.3.2.1. Jenis-Jenis Pelat

Struktur pelat beton pada gedung dapat diklasifikasikan sebagai berikut :

##### 1. Pelat Satu Arah

Pelat satu arah adalah pelat yang memiliki tulangan pokok pada satu arah, ini terjadi ketika pelat beton bertulang lebih dominan menerima beban yang mengakibatkan momen lentur pada satu arah bentang saja. Pelat satu arah mempunyai rasio bentang panjang ( $ly$ ) terhadap bentang pendeknya ( $lx$ ) lebih besar atau sama dengan 2 (dua), maka hampir seluruh beban akan terdistribusi ke arah bentang pendek. Sistem pelat satu arah cocok digunakan pada bentang 3-6 meter, dengan beban hidup 2,5-5 kN/m<sup>2</sup>.

##### 2. Sistem Pelat Rusuk (*Joist Construction*)

Sistem pelat rusuk terdiri dari pelat beton dengan ketebalan 50 hingga 100 mm, yang ditopang oleh sejumlah rusuk dengan jarak beraturan. Rusuk mempunyai lebar minimum 100 mm dan mempunyai tinggi tidak lebih dari 3,5 kali lebar minimumnya. Rusuk biasanya bersisi miring dan disusun dalam jarak tertentu yang tidak melebihi 750 mm. Rusuk ditopang oleh balok induk utama yang langsung menumpu pada kolom. Jarak antar rusuk dapat dibentuk dengan

bekisting kayu atau baja yang dapat dilepas, atau dapat juga digunakan pengisi permanen berupa lempung bakar atau ubin beton yang memiliki kuat tekan minimal sama dengan kuat tekan beton yang digunakan pada pelat rusuk. Sistem pelat rusuk cocok digunakan untuk struktur pelat dengan bentangan 6-9 meter serta memikul beban hidup sebesar 3,5-5,5 kN/m<sup>2</sup>.

### 3. Pelat Dua Arah

Pelat dua arah adalah pelat segi empat yang ditumpu oleh komponen struktur yang sangat kaku di ke-empat sisinya, misalnya balok atau dinding geser. Pelat dua arah memiliki rasio bentang panjang ( $l_y$ ) terhadap bentang pendek ( $l_x$ ) kurang dari 2 (dua). Pelat dua arah memiliki tulangan pokok pada dua arah bentangnya, ini terjadi ketika pelat beton menahan momen lentur pada kedua arah bentang. Sistem pelat dua arah dapat dibedakan sebagai berikut :

#### a. Sistem balok-pelat dua arah

Pada sistem struktur ini pelat beton ditumpu oleh balok di keempat sisinya. Beban dari pelat ditransfer ke keempat balok penumpu yang selanjutnya mentransfer bebannya ke kolom. Balok akan meningkatkan kekakuan pelat, sehingga lendutan yang terjadi akan relatif kecil.

#### b. Sistem slab datar (*flat slab*)

Sistem struktur ini merupakan pelat beton dua arah yang tidak memiliki balok penumpu di masing-masing sisinya. Beban pelat ditransfer langsung ke kolom.

#### c. Sistem pelat datar (*flat plate*)

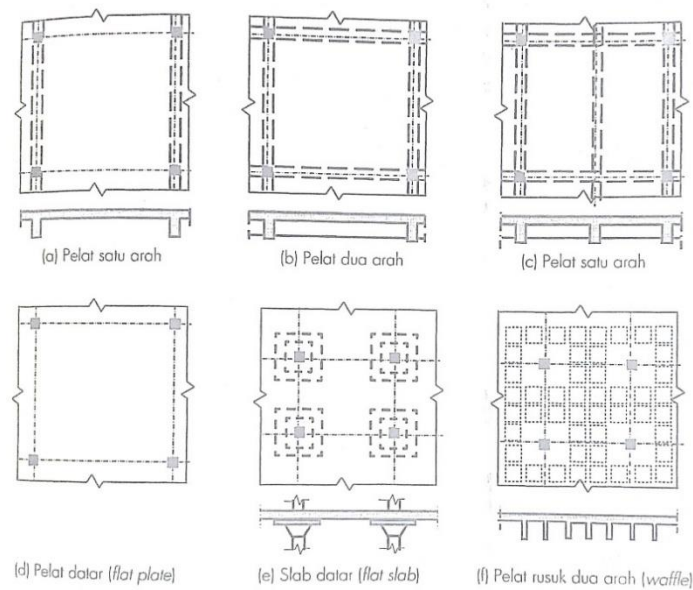
Sistem ini terdiri dari pelat yang tertumpu langsung ke kolom tanpa adanya penebalan panel dan kepala kolom. Potensi kegagalan struktur terbesar akan timbul akibat geser pons, yang akan menghasilkan tegangan tarik diagonal. Sistem slab datar dapat digunakan untuk struktur pelat dengan bentangan 6 - 7,5 m. dan beban hidup sebesar 2,5 - 4,5 kN/m<sup>2</sup>.

#### d. Pelat dua arah berusuk dan pelat *waffle*

Sistem pelat dua arah ini mempunyai ketebalan pelat antara 50 mm hingga 100 mm yang ditumpu oleh rusuk-rusuk dalam dua arah. Jarak antar rusuk antara 500 mm hingga 750 mm. Tepi-tepi pelat dapat ditopang oleh balok, atau dapat juga langsung menumpu pada kolom.



Berikut merupakan gambar jeni-jenis pelat :



Gambar 2.25 Jenis-Jenis Pelat

(Sumber : Perancangan Struktur Beton Bertulang, Agus Setiawan)

### 2.3.2.2. Perhitungan Desain Pelat

Analisis perencanaan pelat dilakukan untuk mendapatkan dimensi dan penulangan yang akan digunakan. Perhitungan pelat menggunakan ketentuan-ketentuan berdasarkan SNI 2847:2019, Berikut prosedur perhitungan pelat :

#### 1. Tebal Minimum Pelat

- Pelat satu arah

Tebal minimum pelat satu arah ditunjukkan pada tabel 2.20 berikut :

Tabel 2.25 Ketebalan Minimum Pelat Satu Arah

| Kondisi Tumpuan     | $h^{[1]}$ Minimum |
|---------------------|-------------------|
| Tumpuan Sederhana   | $\ell/20$         |
| Satu Ujung Menerus  | $\ell/24$         |
| Kedua Ujung Menerus | $\ell/28$         |
| Kantilever          | $\ell/10$         |

(Sumber : SNI 2847:2019)

Catatan :

<sup>[1]</sup>Angka ini berlaku untuk beton berat normal dan  $f_y = 420$  MPa. Untuk kasus lain, ketebalan minimum harus dimodifikasi sesuai 7.3.1.1.1 hingga 7.3.1.1.3. Berikut merupakan modifikasi ketebalan pelat satu arah :

- a. Untuk  $f_y$  lebih dari 420 Mpa, persamaan pada tabel diatas harus dikalikan dengan  $(0,4 + f_y/700)$ .
- b. Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis (*equilibrium density*),  $W_c$ , berkisar  $1440 \text{ kg/m}^3$  sampai  $1840 \text{ kg/m}^3$ , nilai tadi harus dikalikan dengan nilai terbesar dari :
  - $(1,65-0,0003W_c)$
  - 1,09
- c. Pelat komposit nonprategang yang terbuat dari kombinasi beton ringan dan normal, ditopang saat konstruksi dan ketika beton ringan berada dalam keadaan tertekan koefisien modifikasi pada no.b harus digunakan.

Apabila lendutan harus dihitung, maka lendutan yang terjadi setelah beban bekerja dihitung dengan metoda atau formula standar lendutan elastis, dengan memperhitungkan pengaruh retak dan tulangan terhadap kekakuan komponen struktur.

• **Pelat dua arah**

Pelat dua arah merupakan pelat yang keempat sisinya ditumpu oleh balok dengan perbandingan  $l_y/l_x < 2$ . Desain pelat dua arah berdasarkan SNI 2847-2019 pada pasal 8, tebal minimum pelat bergantung pada rasio kekuatan lentur penampang balok terhadap kuat lentur pelat ( $\alpha_{fm}$ ). Syarat tebal minimum pelat dua arah menurut SNI 2847-2019 adalah sebagai berikut :

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cs} \cdot I_s} \dots\dots\dots (2.88)$$

Dengan :

$E_{cb}$  = modulus elastisitas balok beton.

$E_{cs}$  = modulus elastisitas pelat beton.

$I_b$  = momen inersia terhadap sumbu pusat penampang bruto balok.

$I_s$  = momen inersia terhadap sumbu pusat penampang bruto pelat.

- a. Untuk  $\alpha_{fm} \leq 0,2$  ketebalan pelat minimum adalah sebagai berikut ini:
  - 1) Pelat tanpa penebalan : 125 mm
  - 2) Pelat dengan penebalan : 100 mm

b. Untuk  $0,2 < \alpha_{fm} < 2,0$  ketebalan pelat dipilih yang terbesar dari nilai berikut ini :

- $h = 125 \text{ mm.}$

- $$h = \frac{\ell_n \left[ 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right]}{36 + 5 \cdot \beta \cdot (\alpha_{f_m} - 0,2)} \dots\dots\dots (2.89)$$

c. Untuk  $\alpha_{fm} \geq 2,0$  ketebalan pelat dipilih yang terbesar dari persamaan berikut ini :

- $$h = \frac{\ell_n \left[ 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right]}{36 + 9 \cdot \beta} \dots\dots\dots (2.90)$$

- $h = 90 \text{ mm.}$

dengan :

$h$  = tebal pelat minimum (mm).

$f_y$  = tulangan leleh baja tulangan (MPa).

$\alpha_f$  = rasio kekuatan lentur penampang balok terhadap kuat lentur pelat dengan lebar yang dibatasi secara lateral oleh garis sumbu tengah dari panel-panel yang bersebelahan (bila ada) pada tiap sisi balok.

$\alpha_{fm}$  = nilai rata-rata  $\alpha_f$  untuk semua balok pada tepi-tepi dari suatu panel.

$\beta$  = rasio bentang bersih dalam suatu arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat dua arah.  $\beta = \ln y / \ln x$  .

$\ell_n$  = panjang bentang bersih dalam arah memanjang dari konstruksi dua arah, diukur dari muka ke muka tumpuan pada pelat tanpa balok dan muka ke muka balok atau tumpuan lain.

## 2. Pembebanan Pelat

$$qU = 1,2 \cdot qD + 1,6 \cdot qL \dots\dots\dots (2.91)$$

Dimana :

$qU$  = beban ultimit.

$qD$  = beban mati pelat.

$qL$  = beban hidup pelat.

### 3. Perhitungan Momen

Mencari momen yang bekerja pada arah sumbu x dan y dengan bantuan tabel momen Marcus. Berikut merupakan gambar tabel perhitungan momen pelat menggunakan metode Marcus :

|     |  | $l_y / l_x$                                   | 1,0 | 1,1 | 1,2 | 1,3 | 1,4 | 1,5 | 1,6 | 1,7 | 1,8 | 1,9 | 2,0 | 2,1 | 2,2 | 2,3 | 2,4 | 2,5 | >2,5 |
|-----|--|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| I   |  | $M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 44  | 52  | 59  | 66  | 73  | 78  | 84  | 88  | 93  | 97  | 100 | 103 | 106 | 108 | 110 | 112 | 125  |
|     |  | $M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 44  | 45  | 45  | 44  | 44  | 43  | 41  | 40  | 39  | 38  | 37  | 36  | 35  | 34  | 33  | 32  | 25   |
| II  |  | $M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 21  | 25  | 28  | 31  | 34  | 36  | 37  | 40  | 40  | 40  | 41  | 41  | 41  | 42  | 42  | 42  | 42   |
|     |  | $M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 21  | 21  | 20  | 19  | 18  | 17  | 16  | 14  | 13  | 12  | 12  | 11  | 11  | 11  | 10  | 10  | 8    |
|     |  | $M_{tx} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 52  | 59  | 64  | 69  | 73  | 76  | 79  | 81  | 82  | 83  | 83  | 83  | 83  | 83  | 83  | 83  | 83   |
| III |  | $M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 28  | 33  | 38  | 42  | 45  | 48  | 51  | 53  | 55  | 57  | 58  | 59  | 59  | 60  | 61  | 61  | 63   |
|     |  | $M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 28  | 28  | 28  | 27  | 26  | 25  | 23  | 23  | 22  | 21  | 19  | 18  | 17  | 17  | 16  | 16  | 13   |
|     |  | $M_{tx} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 68  | 77  | 85  | 92  | 98  | 103 | 107 | 111 | 113 | 116 | 118 | 119 | 120 | 121 | 122 | 122 | 125  |
| IVA |  | $M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 22  | 28  | 34  | 42  | 49  | 55  | 62  | 68  | 74  | 80  | 85  | 89  | 93  | 97  | 100 | 103 | 125  |
|     |  | $M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 32  | 35  | 37  | 39  | 40  | 41  | 41  | 41  | 41  | 40  | 39  | 38  | 37  | 36  | 35  | 35  | 25   |
|     |  | $M_{tx} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 70  | 79  | 87  | 94  | 100 | 105 | 109 | 112 | 115 | 117 | 119 | 120 | 121 | 122 | 123 | 123 | 125  |
| IVB |  | $M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 32  | 34  | 36  | 38  | 39  | 40  | 41  | 41  | 42  | 42  | 42  | 42  | 42  | 42  | 42  | 42  | 42   |
|     |  | $M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 22  | 20  | 18  | 17  | 15  | 14  | 13  | 12  | 11  | 10  | 10  | 10  | 9   | 9   | 9   | 9   | 8    |
|     |  | $M_{tx} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 70  | 74  | 77  | 79  | 81  | 82  | 83  | 84  | 84  | 84  | 84  | 84  | 84  | 83  | 83  | 83  | 83   |
| VA  |  | $M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 31  | 38  | 45  | 53  | 60  | 66  | 72  | 78  | 83  | 88  | 92  | 96  | 99  | 102 | 105 | 108 | 125  |
|     |  | $M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 37  | 39  | 41  | 41  | 42  | 42  | 41  | 41  | 40  | 39  | 38  | 37  | 36  | 35  | 34  | 33  | 25   |
|     |  | $M_{tx} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 84  | 92  | 99  | 104 | 109 | 112 | 115 | 117 | 119 | 121 | 122 | 122 | 123 | 123 | 124 | 124 | 125  |
| VB  |  | $M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 37  | 41  | 45  | 48  | 51  | 53  | 55  | 56  | 58  | 59  | 60  | 60  | 61  | 61  | 61  | 62  | 63   |
|     |  | $M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 31  | 30  | 28  | 27  | 25  | 24  | 22  | 21  | 20  | 19  | 18  | 17  | 17  | 16  | 16  | 15  | 13   |
|     |  | $M_{tx} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 84  | 92  | 98  | 103 | 108 | 111 | 114 | 117 | 119 | 120 | 121 | 122 | 122 | 123 | 123 | 124 | 125  |
| VIA |  | $M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 21  | 26  | 31  | 36  | 40  | 43  | 46  | 49  | 51  | 53  | 55  | 56  | 57  | 58  | 59  | 60  | 63   |
|     |  | $M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 26  | 27  | 28  | 28  | 27  | 26  | 25  | 23  | 22  | 21  | 21  | 20  | 20  | 19  | 19  | 18  | 13   |
|     |  | $M_{tx} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 55  | 65  | 74  | 82  | 89  | 94  | 99  | 103 | 106 | 110 | 114 | 116 | 117 | 118 | 119 | 120 | 125  |
| VIB |  | $M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 26  | 29  | 32  | 35  | 36  | 38  | 39  | 40  | 40  | 41  | 41  | 42  | 42  | 42  | 42  | 42  | 42   |
|     |  | $M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 21  | 20  | 19  | 18  | 17  | 15  | 14  | 13  | 12  | 12  | 11  | 11  | 10  | 10  | 10  | 10  | 8    |
|     |  | $M_{tx} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$ | 60  | 66  | 71  | 74  | 77  | 79  | 80  | 82  | 83  | 83  | 83  | 83  | 83  | 83  | 83  | 83  | 83   |
|     |  |   | 55  | 57  | 57  | 57  | 58  | 57  | 57  | 57  | 57  | 57  | 57  | 57  | 57  | 57  | 57  | 57  |      |

Keterangan : = Terletak bebas  
 = Terjepit penuh

Gambar 2.26 Momen Pelat Tabel Marcus

(Sumber : Balok dan Pelat Beton Bertulang, Ali Asroni)

Keterangan :

- k : Koefisien momen yang tergantung dari  $l_y/l_x$  dan kondisi tumpuan (Tabel Marcus)
- q : Beban merata di atas pelat ( $kg/m^2$ )
- $l_x$  : Panjang Bentang Terpendek (m)
- $l_y$  : Panjang Bentang Terpanjang (m)
- $mt_x$  : Momen tumpuan arah x persatuan lebar pelat ( $kg.m$ )
- $mt_y$  : Momen tumpuan arah y persatuan lebar pelat ( $kg.m$ )
- $ml_x$  : Momen lapangan arah x persatuan lebar pelat ( $kg.m$ )
- $mly$  : Momen lapangan arah y persatuan lebar pelat ( $kg.m$ )

### 4. Penulangan Pelat

Langkah-langkah dalam perhitungan penulangan pelat :

a. Menghitung nilai tebal efektif (d) :

Untuk menentukan tinggi efektif pelat ditinjau dari dua arah yaitu:

- Arah x (dx) = h - d` - 1/2.D

- Arah y (dy) = h - d` - 1/2.D

b. Menghitung nilai ratio tulangan  $\rho$  :

Sebelum menghitung luas tulangan, terlebih dahulu menghitung nilai  $\rho$  yang akan digunakan.

$$- \rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots (2.92)$$

$$- \rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (2.93)$$

$$- \rho_{\max} = \left( \frac{0,003 + f_y/E_s}{0,008} \right) \rho_b \dots\dots\dots (2.94)$$

$$- \rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right] \dots\dots\dots (2.95)$$

Dengan persyaratan :  $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$

c. Menentukan luas tulangan ( $A_s$ ) yang diperlukan :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2.96)$$

d. Menghitung jumlah tulangan :

$$n = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2} \dots\dots\dots (2.97)$$

e. Menghitung spasi tulangan :

Nilai s diambil yang terkecil dari perhitungan berikut :

$$s = \frac{b}{n - 1} \dots\dots\dots (2.98)$$

$$s \leq 2 \cdot h \dots\dots\dots (2.99)$$

$$s \leq 450mm$$

f. Tulangan bagi/tulangan susut dan suhu

Tulangan susut dan susu disediakan untuk menahan tegangan akibat susut dan suhu. Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 24.4 tulangan susut dan suhu menggunakan batang ulir disajikan dalam tabel berikut :

Tabel 2.26 Rasio Tulangan Susut dan Suhu

| Jenis Tulangan | $f_y$ (Mpa) | Rasio Tulangan minimum ( $\rho$ ) |                                 |
|----------------|-------------|-----------------------------------|---------------------------------|
| Batang Ulir    | < 420       | 0,0020                            |                                 |
| Batang Ulir    | $\geq 420$  | Terbesar dari                     | $\frac{0,0018 \times 420}{f_y}$ |
|                |             |                                   | 0,0014                          |

(Sumber : SNI 2847:2019)

g. Pengecekan Tulangan :

$$A_{s,tul} = \frac{1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot b}{s} \geq A_s \dots\dots\dots (2.100)$$

Dengan :

 $A_{s,tul}$  = Tulangan yang digunakan ( $\text{mm}^2$ ). $A_s$  = Tulangan perlu ( $\text{mm}^2$ ).

h. Pengecekan Momen Rencana :

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{s,tul} \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (2.101)$$

Dengan :

$$a = \frac{A_{s,tul} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \dots\dots\dots (2.102)$$

Dimana :

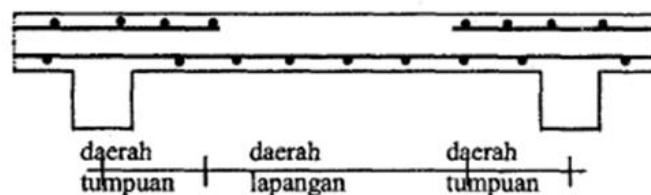
 $\phi M_n$  = Momen Rencana (N.mm)

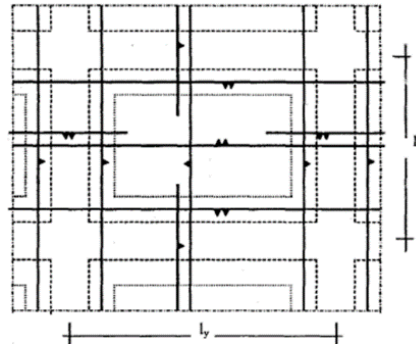
d = tebal efektif pelat (mm)

b = lebar pelat diambil 1000 mm.

 $f_y$  = kuat leleh baja (MPa) $f'_c$  = kuat tekan beton (MPa)

Berikut merupakan contoh penulangan pelat dua arah :





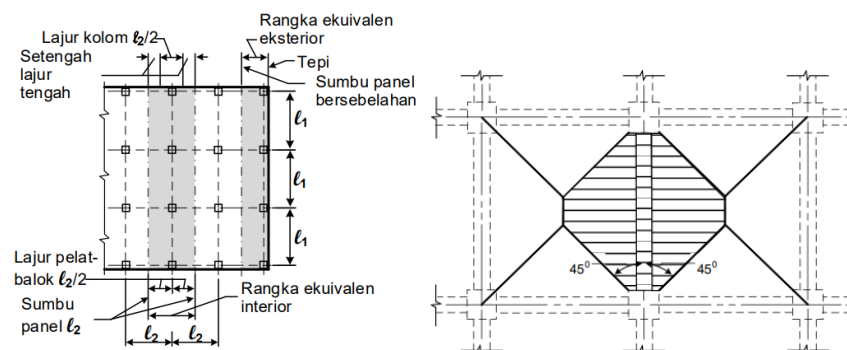
Gambar 2.27 Contoh Penulangan Pelat Dua Arah

(Sumber : Balok dan Pelat Beton Bertulangan, Ali Asroni)

### 2.3.2.3. Metode Rangka Ekuivalen

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 8.11, yaitu struktur harus dianggap terbuat dari rangka-rangka ekuivalen pada garis-garis kolom yang diambil secara memanjang dan melintang melewati bangunan. Sebagai alternatif untuk menentukan gaya-gaya dalam pada suatu sistem struktur pelat, dapat digunakan metode rangka ekuivalen. Struktur 3 dimensi dibagi-bagi menjadi beberapa rangka ekuivalen 2 dimensi, pembagian tersebut dilakukan dengan cara membuat potongan sepanjang garis tengah di antara kedua kolom, struktur rangka dianalisis secara terpisah lantai per lantai dalam arah memanjang dan melintang.

Metode rangka ekuivalen dilakukan dengan membagi rangka portal ruang menjadi rangka-rangka bidang 2 dimensi, yang berpusat pada garis kolom atau garis as tumpuan. Rangka-rangka bidang yang dihasilkan selanjutnya dianalisis secara terpisah dalam arah memanjang dan arah melintang bangunan, serta dianalisis terpisah pula per lantai bangunan. Gambar 2.29 Menunjukkan cara mendefinisikan rangka ekuivalen yang akan dianalisis untuk suatu sistem struktur pelat dan Gambar 2.30 menunjukkan distribusi beban yang terjadi pada metode rangka ekuivalen.



Gambar 2.28 Definisi dan Distribusi Metode Rangka Ekuivalen

(Sumber : SNI 2847:2019)

### 2.3.3. Balok

Balok merupakan elemen horizontal ataupun miring yang panjang dengan ukuran lebar dan tinggi yang terbatas (Setiawan, 2016:4). Balok berfungsi memikul beban lantai serta beban lainnya yang bekerja di atasnya dan menyalurkan beban tersebut ke kolom. Desain awal (*preliminary design*) penampang balok ditentukan sesuai persyaratan SNI-2847-2019 yang disajikan dalam tabel 2.4.

Tabel 2.27 Tinggi Minimum Balok

| Kondisi Perletakan   | Minimum $h^{[1]}$ |
|----------------------|-------------------|
| Perletakan Sederhana | $l/16$            |
| Menerus Satu Sisi    | $l/18,5$          |
| Menerus Dua Sisi     | $l/21$            |
| Kantilever           | $l/8$             |

(Sumber : SNI 2847:2019)

Catatan :

<sup>[1]</sup> Rumusan dapat diaplikasikan untuk beton mutu normal dan tulangan mutu 420. Untuk kasus lain, nilai minimum  $h$  harus dimodifikasi sebagai berikut :

- a. Untuk  $f_y$  lebih dari 420 MPa, persamaan pada Tabel 2.4 harus dikalikan dengan  $(0,4 + f_y / 700)$ .
- b. Untuk balok nonprategang yang terbuat dari beton ringan dengan  $w_c$  berkisar antara 1440 hingga 1840 kg/m<sup>3</sup>, nilai minimum harus dikalikan dengan nilai terbesar dari  $(1,65 - 0,0003w_c)$  dan 1,09.

Lebar balok ( $b$ ) diambil tidak boleh kurang dari sama dengan  $h/2$ .

Dimensi balok yang telah ditentukan dapat didesain untuk penulangannya, dimana penulangan balok dibedakan menjadi tulangan tunggal dan rangkap. Penulangan balok ini ditentukan oleh kuat momen rencana. Momen lentur yang terfaktor dihasilkan dari beban yang bekerja, apabila momen lentur lebih besar dari kuat momen rencana maka balok harus menggunakan tulangan rangkap. Berikut merupakan cara menentukan desain balok tulangan tunggal atau rangkap :

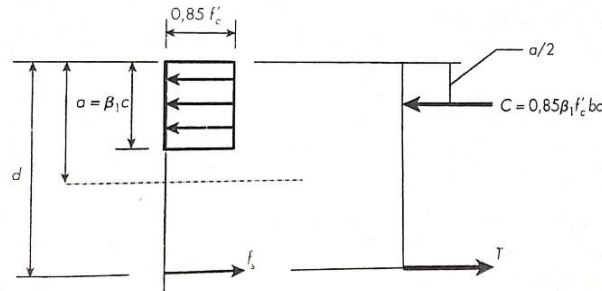
$$\phi M_n \leq M_u \rightarrow \text{Balok Bertulangan Rangkap}$$



$$\phi M_n \geq M_u \rightarrow \text{Balok Bertulangan Tunggal}$$

### 2.3.3.1. Balok Persegi dengan Tulangan Tunggal

Balok tulangan tunggal sering juga disebut dengan balok bertulangan sebelah atau balok dengan tulangan saja. Berikut merupakan bentuk penampang balok yang dilengkapi dengan distribusi regangan dan tegangan beton yang ditunjukkan pada Gambar 2.4.



➤ GAMBAR 3.8 Blok tegangan ekuivalen: (a) tegangan; (b) gaya.

Gambar 2.29 Balok Tegangan Ekuivalen

(Sumber : Perancangan Struktur Beton Bertulang, Agus Setiawan)

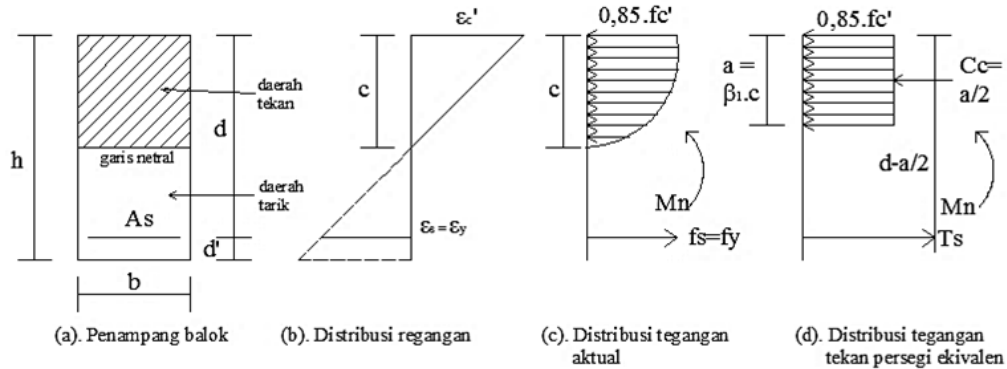
Analisis dan desain penampang balok menggunakan distribusi balok tegangan ekuivalen berbentuk persegi empat atau dikenal dengan balok tegangan Whitney. Blok tegangan tersebut didefinisikan sebagai berikut :

- Tegangan tekan merata sebesar  $0,85 \cdot f'_c$  diasumsikan merata pada daerah tekan ekuivalen yang dibatasi oleh tepi penampang dan suatu garis yang sejajar sumbu netral sejarak  $a = \beta_1 \cdot c$  dari serat beton yang mengalami regangan tekan maksimum.
- Jarak  $c$  dari serat dengan regangan tekan maksimum ke sumbu netral harus diukur tegak lurus sumbu tersebut.
- Faktor  $\beta_1$  dapat dihitung sebagai berikut :
  - $f'_c \leq 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0,85$
  - $28 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 56 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{f'_c - 28}{7} \dots\dots\dots(2.103)$
  - $f'_c \geq 56 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0,65$

Resultan gaya tekan yang terjadi dengan lebar  $b$  dan tinggi sumbu netral  $c$  adalah :

$$C = 0,85 f'_c \beta_1 b c \dots\dots\dots(2.104)$$

Pada balok persegi panjang tulangan tunggal dengan kondisi seimbang distribusi tegangan dan regangannya sebagai berikut :



Gambar 2.30 Distribusi Regangan dan tegangan Balok Tunggal

(Sumber : Balok dan Pelat Beton Bertulang, Ali Asroni)

Dari diagram regangan pada gambar diatas, maka dengan menggunakan perbandingan segitiga akan diperoleh hubungan berikut :

$$c_b = \left( \frac{0,003}{0,003 + f_y / E_s} \right) \cdot d \dots\dots\dots(2.105)$$

Selanjutnya dengan menggunakan persamaan kesetimbangan gaya tekan dan gaya tarik baja, maka dapat dituliskan :

$$C = T$$

$$0,85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b = A_{sb} \cdot f_y \dots\dots\dots(2.106)$$

Untuk menghitung kebutuhan tulangan terlebih dahulu dihitung presentase penulangan. Berikut rumus rasio penulangan :

- Tulangan Seimbang :

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots(2.5)$$

- Tulangan Minimum :

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots(2.6)$$

- Tulangan Maksimum :

$$\rho_{maks} = \left( \frac{0,003 + f_y / E_s}{0,008} \right) \rho_b \dots\dots\dots (2.7)$$

- Tulangan Perlu :

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right] \dots\dots\dots (2.8)$$

Momen rencana dari suatu balok persegi bertulangan tunggal dihitung dengan mengalikan C atau T dengan jarak antara kedua gaya tersebut. Maka rumusnya sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \cdot C \cdot z = \phi \cdot T \cdot z \\ \phi M_n &= \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (2.107) \end{aligned}$$

Jika,  $A_s = \rho b d$  dan nilai  $a$  disubstitusikan, maka rumus momen rencana menjadi sebagai berikut :

$$\phi M_n = \phi \cdot \rho \cdot b \cdot d^2 \cdot f_y \cdot \left( 1 - \frac{\rho \cdot f_y}{1,7 \cdot f'_c} \right) \dots\dots\dots (2.108)$$

Dengan :

$$\phi = 0,9 \text{ (faktor reduksi)}$$

Prosedur perhitungan desain dan analisis penampang balok bertulangan tunggal dengan nilai  $b$  dan  $d$  diketahui, berikut prosedurnya :

1. Hitung nilai rasio tulangan maksimum ( $\rho_{maks}$ ).
2. Hitung nilai momen rencana maksimum ( $\phi M_{u \text{ maks}}$ ).
3. Jika  $Mu \leq \phi M_n$ , maka tidak perlu tulangan tekan. Nilai  $\rho$  dan  $A_s$  dapat dihitung.
4. Jika  $Mu \geq \phi M_n$ , maka diperlukan tulangan tekan, yang dihitung dengan menggunakan perhitungan balok bertulangan rangkap.

### 2.3.3.2. Balok Persegi Panjang dengan Tulangan Rangkap

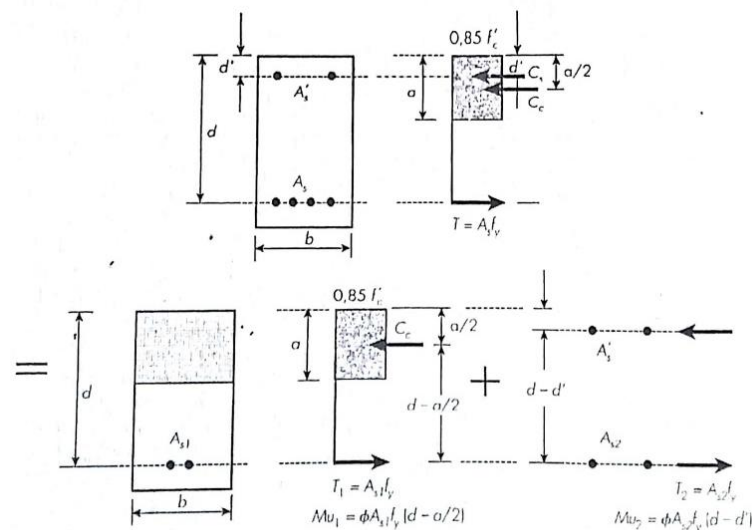
Balok bertulangan rangkap merupakan balok yang didesain memiliki tulangan tarik dan tekan. Penggunaan tulangan tekan dipakai pada daerah momen negatif serta dipasang pada balok yang memikul beban berat dengan persyaratan lendutan yang ketat. Berikut keuntungan balok tulangan rangkap :

1. Mengurangi lendutan jangka panjang.
2. Meningkatkan daktilitas.
3. Menghasilkan keruntuhan tarik pada struktur.
4. Memudahkan dalam fabrikasi.

Analisis balok tulangan rangkap terdapat dua kondisi tulangan tekan, yaitu tulangan tekan sudah luluh dan belum.

#### ➤ Tulangan Tekan Sudah Luluh

Momen internal balok tulangan rangkap dibedakan menjadi dua macam seperti yang ditunjukkan pada gambar di bawah.  $M_{u1}$  merupakan momen internal yang dihasilkan dari gaya tekan pada beton dan gaya tarik ekuivalen pada tulangan baja  $A_{s1}$ , sedangkan  $M_{u2}$  merupakan momen internal tambahan yang diperoleh dari gaya tekan pada penulangan tekan  $A_s'$ .



Gambar 2.31 Penampang Persegi dengan Tulangan Rangkap  
(Sumber : Perancangan Struktur Beton Bertulang, Agus Setiawan)

Berikut merupakan rumus  $M_{u1}$  :

$$M_{u1} = \phi \cdot A_{s1} \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \dots \dots \dots (2.109)$$

Dengan :

$$a = \frac{A_{s1} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} \dots\dots\dots(2.110)$$

Syarat batasan tulangan  $A_{s1}$  adalah  $\rho (= A_{s1} / bd) \leq \rho_{maks}$ . Berikut rumus  $M_{u2}$  dengan asumsi tulangan tekan ( $A_s'$ ) sudah luluh :

$$M_{u2} = \phi \cdot A_s' \cdot f_y \cdot (d - d') \dots\dots\dots(2.111)$$

Momen nominal yang dihasilkan dari tulangan rangkap merupakan gabungan dari  $M_{u1}$  dan  $M_{u2}$ .

$$M_n = M_{u1} + M_{u2} \dots\dots\dots(2.112)$$

Luas tulangan total tulangan rangkap adalah jumlah dari  $A_{s1}$  dan  $A_s'$ .

$$A_s = A_{s1} + A_s' \dots\dots\dots(2.113)$$

Asumsi tulangan tekan sudah luluh harus memenuhi sebagai berikut :

$$\varepsilon_s' \left( = 0,003 \left( \frac{c - d'}{c} \right) \right) \geq \varepsilon_s \left( \frac{f_y}{E_s} \right) \dots\dots\dots(2.114)$$

Dari kesamaan segitiga di atas sumbu netral, serta nilai  $E_s = 200000$  MPa, maka :

$$c = \left( \frac{600}{600 - f_y} \right) \cdot d' \dots\dots\dots(2.115)$$

Maka dapat disimpulkan rumus tulangan tekan yang mengalami luluh sebagai berikut :

$$(\rho - \rho') \geq 0,85 \cdot \beta_1 \left( \frac{f_c'}{f_y} \right) \left( \frac{d'}{d} \right) \left( \frac{600}{600 - f_y} \right) \dots\dots\dots(2.116)$$

### ➤ Tulangan Tekan Belum Luluh

Tulangan tekan belum luluh berarti tulangan baja tarik akan luluh sebelum beton mencapai regangan maksimum (0,003) dan regangan tulangan tekan ( $\varepsilon_s'$ ) belum mencapai  $\varepsilon_y$  pada saat terjadi keruntuhan. Luluhnya tulangan tekan dipengaruhi oleh letaknya terhadap serat terluar ( $d'$ ), semakin tinggi rasio  $d'/c$  maka tulangan tekan semakin dekat dengan sumbu netral dan semakin kecil kemungkinan tulangan tekan mencapai kuat luluhnya. Berikut rumus untuk menentukan tulangan belum luluh :

$$(\rho - \rho') < 0,85 \cdot \beta_1 \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{d'}{d} \right) \left( \frac{600}{600 - f_y} \right) \dots\dots\dots (2.117)$$

Kuat momen rencana penampang dapat dicari dengan rumus berikut :

$$\phi M_n = \phi \left[ C_c \left( d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right] \dots\dots\dots (2.118)$$

Bila tulangan tekan belum luluh ( $f'_s < f_y$ ), maka luas total tulangan tarik yang dibutuhkan untuk suatu penampang persegi adalah :

$$A_s = bd \left( \rho_{maks} + \frac{\rho' f'_s}{f_y} \right) \dots\dots\dots (2.119)$$

### 2.3.3.3. Tulangan Geser

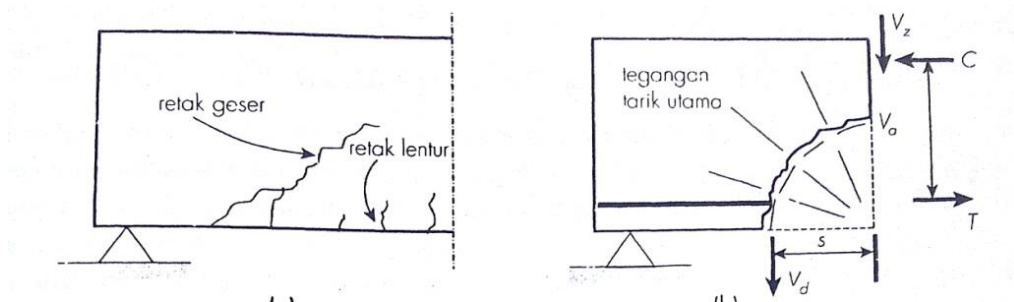
Balok yang mengalami pembebanan akan menimbulkan reaksi berupa gaya-gaya dalam, di antaranya adalah momen lentur dan gaya geser. Balok harus didesain terhadap gaya dalam tersebut, dalam desain balok terhadap momen lentur didapat dimensi penampang serta kebutuhan tulangan lentur. Balok harus didesain untuk mencukupi memikul gaya geser yang terjadi, apabila tulangan geser tidak dipasang maka kegagalan geser akan terjadi yang ditandai dengan lendutan kecil, kurangnya daktilitas akan mengakibatkan keruntuhan struktur secara tiba-tiba. Faktor keamanan untuk geser supaya menghindari terjadinya kegagalan geser terjadi sebelum kegagalan lentur memiliki nilai yang lebih besar dibandingkan dengan lentur yaitu sebesar  $\phi = 0,75$ .

Tahanan geser pada balok beton bertulang didapatkan dari kombinasi beberapa mekanisme berikut :

1. Tahanan geser beton yang didasarkan pada penampang yang masih utuh belum mengalami retak,  $V_z$ .
2. Transfer geser antar muka akibat lekatan agregat sepanjang bidang retak,  $V_a$ .
3. Tahanan yang diberikan oleh tulangan memanjang,  $V_d$ .

Tulangan geser memberikan tambahan tahanan geser ( $V_s$ ) yang tergantung pada diameter dan jarak antar tulangan geser. Tulangan geser memiliki kontribusi pada kuat geser yang cukup setelah terjadi retak diagonal pada balok

beton, dan redistribusi gaya internal yang terjadi pada daerah yang terjadi keretakan.



Gambar 2.32 Retak Geser-Lentur pada Balok dan Mekanisme Tahanan Geser  
(Sumber : Perancangan Struktur Beton Bertulang, Agus Setiawan)

Beberapa rumus yang digunakan sebagai dasar untuk perhitungan tulangan geser / begel balok yang tercantum dalam pasal – pasal **SNI 2847 - 2019**, yaitu sebagai berikut :

1. Pasal 22.5.1.1 SNI 2847:2019, kuat geser nominal penampang ( $V_n$ ) dihitung dengan persamaan :

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots(2.120)$$

dengan :

$V_n$  = Gaya geser nominal (kN)

$V_c$  = Gaya geser yang ditahan oleh beton (kN)

$V_s$  = Gaya geser yang ditahan oleh begel (kN)

2. Pasal 22.5.1.2 SNI 2847:2019, ukuran dimensi untuk desain penampang harus memenuhi persamaan :

$$V_u \leq \phi(V_c + 0,066\sqrt{f'_c}b_w d) \dots\dots\dots(2.121)$$

3. Pasal 22.5.5 SNI 2847:2019, gaya geser yang ditahan oleh beton ( $V_c$ ) tanpa gaya aksial dihitung dengan rumus :

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \dots\dots\dots(2.122)$$

4. Pasal 22.5.6.1 SNI 2847:2019, gaya geser yang ditahan oleh beton ( $V_c$ ) dengan gaya aksial tekan dihitung dengan rumus :

$$V_c = 0,17\left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \dots\dots\dots(2.123)$$

Apabila  $N_u$  bernilai positif untuk tekan diambil dari nilai terkecil yang dihitung dengan persamaan :

$$V_c = \left[ 0,16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u - N_u \frac{(4h-d)}{8}} \right] b_w d \dots\dots\dots(2.124)$$

$$V_c = 0,29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{0,29N_u}{A_g}} \dots\dots\dots(2.125)$$

5. Pasal 22.5.7.1 SNI 2847:2019, gaya geser yang ditahan oleh beton ( $V_c$ ) dengan gaya aksial tarik dihitung dengan rumus :

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{N_u}{3,5A_g} \right) \lambda\sqrt{f'_c} b_w d \dots\dots\dots(2.126)$$

6. Pasal 22.5.10.1 SNI 2847:2019, pada penampang dimana  $V_u > \phi V_c$ , tulangan transversal harus dipasang dan memenuhi persamaan :

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \dots\dots\dots(2.127)$$

Dengan :

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \dots\dots\dots(2.128)$$

7. Gaya geser maksimum yang dipikul tulangan geser ( $V_s$ ) sebagai berikut :

$$V_s \leq 0,66\sqrt{f'_c} b_w d \dots\dots\dots(2.129)$$

Jika  $V_s$  melebihi nilai tersebut maka penampang harus diperbesar.

8. Batasan minimum tulangan geser berdasarkan pasal 9.6.3.3 SNI 2847:2019 harus diambil dari yang terbesar sesuai dengan persamaan :

$$A_{v\min} = 0,062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \dots\dots\dots(2.130)$$

$$A_{v\min} = 0,35 \frac{b_w s}{f_{yt}} \dots\dots\dots(2.131)$$

9. Spasi begel (  $s$  ) dihitung dengan rumus berikut :

b.  $s = d/2 \leq 600mm$ , jika  $V_s < V_{c1}$

b.  $s = d/4 \leq 300mm$ , jika  $V_{c1} < V_s < V_{c2}$



$$c. s_{maks} = \frac{A_v f_{yt}}{0,062 \sqrt{f'_c} b_w} \rightarrow f'_c > 30 MPa \dots\dots\dots (2.132)$$

$$d. s_{maks} = \frac{A_v f_{yt}}{0,35 b_w} \rightarrow f'_c < 30 MPa \dots\dots\dots (2.133)$$

#### 2.3.3.4. Torsi

Torsi atau momen puntir adalah momen yang bekerja terhadap sumbu longitudinal balok / elemen struktur. Torsi dapat terjadi karena adanya beban eksentrik yang bekerja pada balok tersebut. Menurut pasal 9.5.4 SNI 2847:2019, Pengaruh torsi dapat diabaikan jika  $T_u$  memenuhi syarat berikut :

$$T_u \leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \dots\dots\dots (2.134)$$

atau tidak melebihi :

$$T_u \leq 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0,33 A_g \lambda \sqrt{f'_c}}} \dots\dots\dots (2.135)$$

Dengan :

$$\phi = 0.75$$

$A_{cp}$  = Luas penampang brutto

$P_{cp}$  = Keliling penampang brutto

Peraturan SNI 2847:2019 pasal 22.7.7 memberikan batasan dimensi penampang yang memikul torsi dan gaya geser :

##### 1. Penampang Solid

$$\sqrt{\left( \frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left( \frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2} \right)} \leq \phi \left( \frac{V_c}{b_w d} + 0,66 \sqrt{f'_c} \right) \dots\dots\dots (2.136)$$

##### 2. Penampang Berongga

$$\left( \frac{V_u}{b_w d} \right) + \left( \frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2} \right) \leq \phi \left( \frac{V_c}{b_w d} + 0,66 \sqrt{f'_c} \right) \dots\dots\dots (2.137)$$

Dengan :

$$x_o = b - 2\left(d + \frac{D}{2}\right) \dots\dots\dots(2.138)$$

$$y_o = h - 2\left(d + \frac{D}{2}\right) \dots\dots\dots(2.139)$$

$$A_{oh} = x_o y_o \dots\dots\dots(2.140)$$

$$A_o = 0,85 A_{oh} \dots\dots\dots(2.141)$$

$$P_h = 2(x_o + y_o) \dots\dots\dots(2.142)$$

Setelah terbentuk retak torsi maka momen torsi ditahan oleh kombinasi tulangan sengkang tertutup dan tulangan memanjang. Berikut perhitungan untuk keduanya :

1. Tulangan sengkang tertutup ( $A_t$ ) dihitung berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 22.7.6.1 :

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot\theta \dots\dots\dots(2.143)$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2A_o f_{yt} \cot\theta} \dots\dots\dots(2.144)$$

Dengan :

$A_t$  = luas satu kaki tulangan sengkang ( $\text{mm}^2$ )

$f_{yt}$  = kuat luluh tulangan sengkang  $\leq 400$  MPa

$s$  = jarak antart tulangan sengkang

$\theta$  = sudut retak  $45^\circ$  untuk non-prategang

$T_n = T_u / \phi \rightarrow \phi = 0,75$

2. Tulangan memanjang ( $A_l$ ) yang dibutuhkan dihitung dengan persamaan berikut :

$$A_l = \left(\frac{A_t}{s}\right) P_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cot^2 \theta \dots\dots\dots(2.145)$$

Apabila tulangan torsi diperlukan, maka harus diperiksa terhadap syarat tulangan torsi minimal yang disyaratkan, yaitu :

1. Tulangan sengkang tertutup yang dibutuhkan untuk kombinasi geser dan torsi ( $A_v + 2A_t$ ) diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 9.6.4.2 harus lebih besar dari persamaan berikut :

$$0,062\sqrt{f_c'}\frac{b_w s}{f_{yt}} \dots\dots\dots(2.146)$$

$$0,35\frac{b_w s}{f_{yt}} \dots\dots\dots(2.147)$$

Dengan :

$A_v$  = luas dua kaki tulangan sengkang tertutup untuk geser

$A_t$  = luas satu kaki tulangan sengkang tertutup untuk torsi

$s$  = jarak tulangan sengkang

$f_{yt}$  = kuat luluh tulangan sengkang tertutup  $\leq 400$  MPa

Jarak tulangan sengkang ( $s$ ) tidak boleh melebihi  $P_h / 8$  atau 300 mm.

2. Tulangan memanjang yang diperlukan untuk torsi ( $A_{lmin}$ ) diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 9.6.4.3 harus lebih kecil dari persamaan berikut :

$$0,42\sqrt{f_c'}\frac{A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{A_t}{s}\right)P_h\frac{f_{yt}}{f_y} \dots\dots\dots(2.148)$$

$$0,42\sqrt{f_c'}\frac{A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{0,175b_w}{f_{yt}}\right)P_h\frac{f_{yt}}{f_y} \dots\dots\dots(2.149)$$

Persyaratan nilai  $A_{lmin}$ , agar tulangan tidak kurang dari 1% volume beton.

### 2.3.3.5. Selimut Beton

Selimut beton merupakan pelindung tulangan terhadap cuaca atau efek lainnya diukur dari permukaan paling luar tulangan sengkang, ikat dan spiral jika tulangan transversal melingkupi tulangan utama. Kondisi terpapar cuaca atau kontak dengan tanah merupakan bentuk paparan langsung, tidak hanya oleh perubahan suhu tetapi juga oleh perubahan kelembaban. Komponen struktur beton yang dicor di tempat harus memiliki selimut beton yang sekurang-kurangnya seperti pada tabel dibawah ini.

Tabel 2.28 Ketebalan Selimut Beton

| Paparan  | Komponen Struktur                       | Tulangan  | Ketebalan Selimut (mm) |
|--|---|---|------------------------|
| Dicor dan secara permanen kontak dengan tanah. | Semua                                   | Semua   | 75                     |
| Terpapar cuaca atau kontak dengan tanah.       | Semua                                   | Batang D19 hingga D57   | 50                     |
|  |   | Batang D16, kawat Ø13 atau D13 yang lebih kecil                       | 40                     |
| Tidak terpapar cuaca atau kontak dengan tanah  | Pelat, pelat berusuk dan dinding        | Batang D43 dan D57  | 40                     |
|  |   | Batang D36 dan yang lebih kecil                                       | 20                     |
|  | Balok, kolom, pedestal dan batang tarik | Tulangan utama, sengkang, sengkang ikat, spiral dan sengkang pengekan | 40                     |

(Sumber : SNI 2847:2019)

#### 2.3.4. Kolom

Menurut Setiawan (2016:144), kolom merupakan salah satu komponen struktur vertikal yang secara khusus difungsikan untuk memikul beban aksial tekan (dengan atau tanpa adanya momen lentur) dan memiliki rasio tinggi/panjang terhadap dimensi terkecil sebesar 3 atau lebih. Kolom memikul beban vertikal yang berasal dari pelat lantai atau atap dan menyalurkannya ke pondasi. Struktur bangunan umumnya dicor secara monolit, sehingga akan menimbulkan momen lentur pada kolom akibat kondisi tumpuan ujung. Bangunan bertingkat sangat sulit untuk memastikan kevertikalan kolom secara sempurna yang berakibat munculnya beban eksentris terhadap pusat penampang kolom, beban eksentris tersebut akan menimbulkan momen lentur. Kolom pada struktur bangunan beton bertulang sangat jarang dijumpai hanya memikul beban aksial.

Kolom merupakan komponen tekan, maka keruntuhan pada satu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan collapse atau runtuhnya lantai yang bersangkutan dan juga runtuh batas total (ultimate total collapse) atau runtuhnya seluruh struktur. Perencanaan kolom harus didesain memiliki kekuatan lebih tinggi daripada balok dan elemen horizontal lainnya, karena keruntuhan tekan tidak memberikan peringatan awal yang cukup jelas.

Menurut E. G. Nawy (1998:306), kekuatan kolom dievaluasi berdasarkan prinsip-prinsip dasar sebagai berikut :

1. Distribusi regangannya linier diseluruh tebal kolom.
2. Tidak ada gelincir antara beton dengan tulangan baja (ini berarti regangan pada baja sama dengan regangan pada beton yang mengelilinginya)
3. Regangan beton maksimum yang diizinkan pada keadaan gagal (untuk perhitungan kekuatan) adalah 0,003 in/in.
4. Kekuatan tarik beton diabaikan dan tidak digunakan dalam perhitungan.

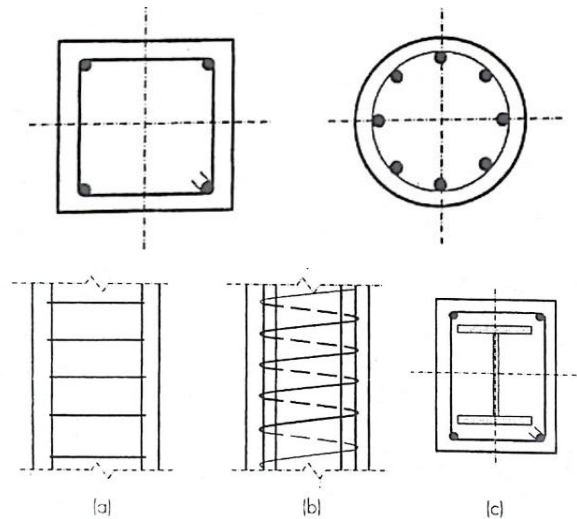
#### **2.3.4.1. Jenis Kolom**

Kolom dapat diklasifikasikan berdasarkan beban yang bekerja, bentuk dan susunan tulangannya serta panjang kolom dalam hubungannya dengan dimensi lateralnya. Berikut klasifikasi kolom dengan beberapa kategori :

1. Berdasarkan beban yang bekerja, kolom dapat diklasifikasikan menjadi :
  - a. Kolom dengan beban aksial, beban dianggap bekerja melalui pusat penampang kolom.
  - b. Kolom dengan beban eksentris, beban kolom dianggap bekerja sejarak  $e$  dari pusat penampang kolom. Jarak  $e$  dapat diukur terhadap sumbu  $x$  atau  $y$ , yang menimbulkan momen terhadap sumbu  $x$  ataupun  $y$ .
  - c. Kolom dengan beban biaksial, beban bekerja pada sembarang titik sehingga menimbulkan momen terhadap sumbu  $x$  dan  $y$  secara simultan.
2. Berdasarkan panjangnya, kolom dibedakan menjadi :
  - a. Kolom pendek, yaitu jenis kolom yang keruntuhannya diakibatkan oleh hancurnya beton atau luluhnya tulangan baja dibawah kapasitas ultimit dari kolom tersebut.

- b. Kolom panjang, jenis kolom yang dalam perencanaannya harus memperhitungkan rasio kelangsingan dan efek tekuk, sehingga kapasitasnya berkurang dibandingkan dengan kolom pendek.
3. Berdasarkan bentuk penampangnya kolom dapat berbentuk bujur sangkar, persegi panjang, lingkaran, bentuk L, segi delapan, atau bentuk lainnya dengan ukuran sisi yang mencukupi.
4. Berdasarkan jenis tulangan sengkang yang digunakan :
  - a. Kolom dengan sengkang persegi yang mengikat tulangan vertikal dari kolom secara tegak lurus, dan disusun dengan jarak tertentu sepanjang tinggi kolom.
  - b. Kolom dengan sengkang spiral adalah kolom yang memiliki pengikat tulangan memanjang yang dipasang melingkar secara menerus sepanjang tinggi kolom. Tulangan sengkang pada kolom, baik sengkang persegi maupun sengkang spiral memiliki fungsi untuk mencegah tekuk pada tulangan memanjang dan mencegah pecahnya selimut beton akibat beban tekan yang besar.
5. Berdasarkan kekangan dalam arah lateral, kolom dapat menjadi bagian dari suatu portal yang dikekang terhadap goyangan ataupun juga dapat menjadi bagian dari suatu portal bergoyang. Kekangan dalam arah lateral untuk struktur beton dapat diberikan oleh dinding geser. Pada portal tak bergoyang, kolom memikul beban gravitasi dan dinding geser memikul beban lateral. Pada portal bergoyang, kolom memikul seluruh beban gravitasi dan beban lateral.
6. Berdasarkan materialnya, kolom dapat berupa kolom beton bertulang biasa, kolom prategang dan kolom komposit (beton dan profil baja).

Berikut merupakan gambar jenis-jenis kolom :



Gambar 2.33 Jenis-Jenis Kolom

(Sumber : Perancangan Struktur Beton Bertulang, Agus Setiawan)

#### 2.3.4.2. Kolom dengan Beban Aksial

Kolom dianggap menerima beban sentris, berarti beban bekerja pada pusat penampang kolom. Beban aksial tekan apabila diberikan pada kolom pendek beton bertulang, beton akan berperilaku elastis hingga batas tegangan mencapai sekitar  $1/3f'_c$ , apabila beban pada kolom ditingkatkan hingga batas ultimit, beton akan mencapai kekuatannya maksimumnya dan tulangan baja akan mencapai luluhnya ( $f_y$ ). Kapasitas beban nominal ( $P_0$ ) dapat dituliskan dalam persamaan :

$$P_0 = 0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \dots\dots\dots (2.150)$$

Dengan :

$A_g$  = Luas total penampang kolom.

$A_{st}$  = Luas tulangan baja.

Kolom dengan vertikal sempurna tidak dapat dijumpai dalam praktek nyata, serta dengan mengasumsikan adanya sedikit eksentrisitas maka  $P_0$  harus direduksi. Kolom dengan sengkang persegi dan spiral menunjukkan perilaku yang berbeda pada saat keruntuhan, pada SNI 2847:2019 memberi batasan faktor reduksi ( $\phi$ ) untuk kedua sengkang tersebut.

Kuat nominal kolom beban aksial dengan sengkang persegi :

$$\phi P_n = \phi(0,8) [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y] \dots\dots\dots (2.151)$$

Kuat nominal kolom beban aksial dengan sengkang spiral :

$$\phi P_n = \phi(0,85)[0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y] \dots\dots\dots(2.152)$$

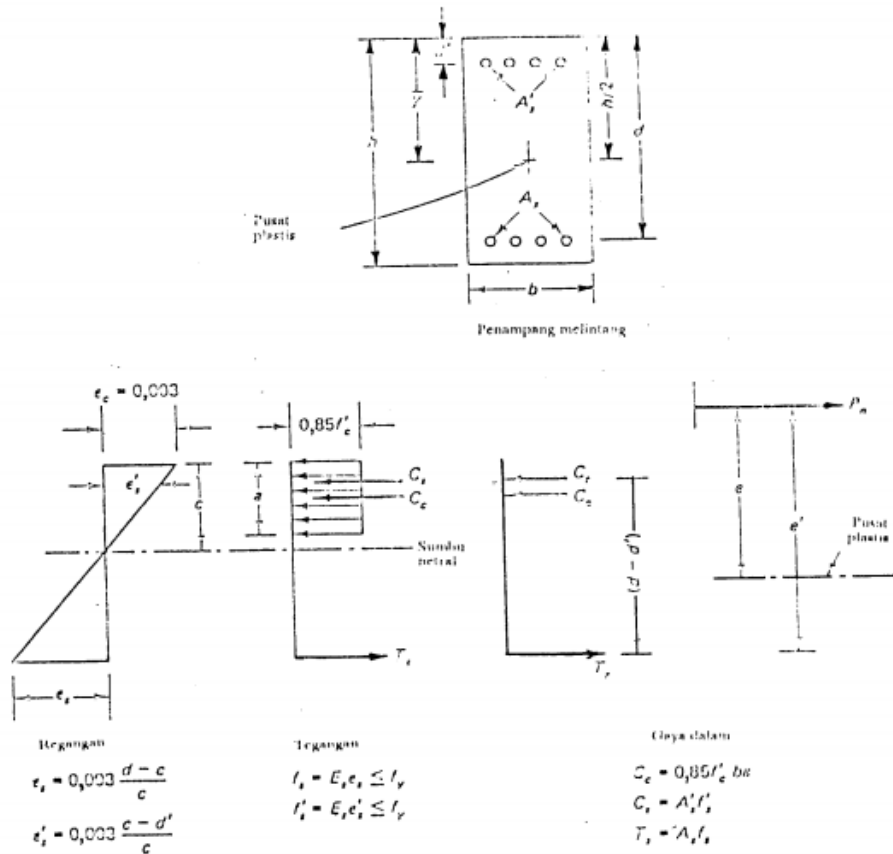
Dengan :

$\phi = 0,65$  untuk sengkang persegi

$\phi = 0,75$  untuk sengkang spiral

**2.3.4.3. Kolom Kombinasi Beban Aksial dan Momen Lentur**

Prinsip-prinsip pada balok mengenai distribusi tegangan dan blok tegangan segiempat ekuivalennya dapat diterapkan juga pada kolom. Gambar dibawah memperlihatkan penampang melintang suatu kolom segiempat tipikal dengan diagram distribusi regangan, tegangan dan gaya. Tinggi sumbu netral ini sangat menentukan kekuatan kolom. Berikut merupakan gambar tegangan dan gaya yang terjadi pada kolom :



Gambar 2.34 Tegangan dan Gaya-Gaya pada Kolom

(Sumber : Beton Bertulang Suatu Pedekatan Dasar, E. Nawy)

Persamaan keseimbangan gaya dan momen dari gambar diatas untuk kolom pendek, gaya tahan nominal  $P_n$  dalam keadaan runtuh dinyatakan sebagai berikut :



$$P_n = C_c + C_s - T \dots\dots\dots(2.153)$$

$$P_n = 0,85 f'_c ab + A_s' f_s' - A_s f_s \dots\dots\dots(2.154)$$

Momen tahanan nominal  $M_n$ , yaitu sebesar  $P_n \cdot e$  dapat diperoleh dengan menuliskan keseimbangan momen terhadap pusat plastis penampang. Kolom dengan tulangan simetris, pusat plastisnya sama dengan pusat geometrisnya. Berikut persamaan momen tahanan nominal :

$$M_n = P_n \cdot e \dots\dots\dots(2.155)$$

$$M_n = 0,85 f'_c ab \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_s' \left( \frac{h}{2} - d' \right) - A_s f_s \left( d - \frac{h}{2} \right) \dots\dots\dots(2.156)$$

Tulangan tekan  $A_s'$  atau tulangan tarik  $A_s$  akan mencapai kekuatan lelehnya  $f_y$ , bergantung pada besarnya eksentrisitas ( $e$ ). Tegangan  $f_s'$  pada baja dapat mencapai  $f_y$  apabila keruntuhan yang terjadi berupa hancurnya beton. Apabila keruntuhan berupa lelehnya tulangan baja, besaran  $f_s$  harus disubstitusikan dengan  $f_y$ . Apabila  $f_s'$  atau  $f_s$  lebih kecil dari  $f_y$ , maka yang disubstitusikan adalah tegangan aktualnya, yang dapat dihitung dengan menggunakan persamaan yang diperoleh dari segitiga sebangun dengan distribusi regangan diseluruh tinggi penampang, yaitu persamaan :

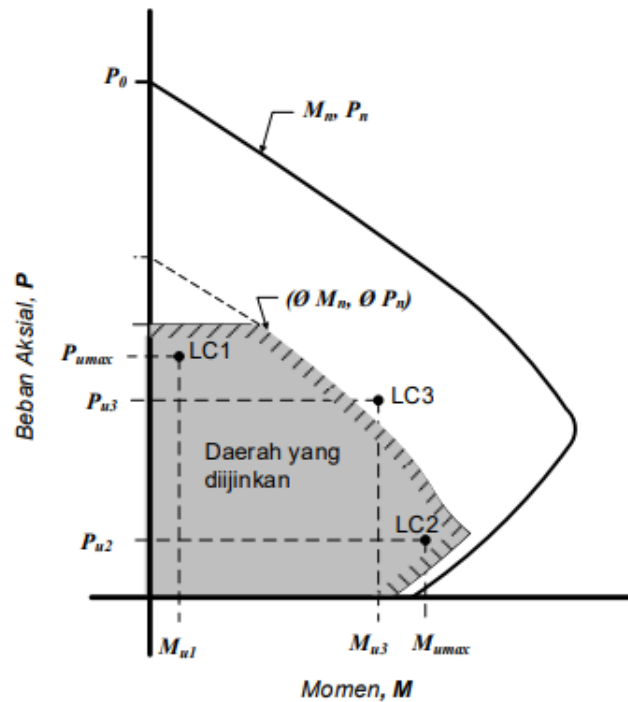
$$f_s = E_s \frac{0,003(d-c)}{c} \leq f_y \dots\dots\dots(2.157)$$

$$f_s' = E_s \frac{0,003(c-d')}{c} \leq f_y \dots\dots\dots(2.158)$$

Tinggi blok tegangan beton dapat dinyatakan sebagai berikut :

$$a = \beta_1 c \leq h \dots\dots\dots(2.159)$$

Hasil dari kedua persamaan tersebut meninggal dua variabel yaitu  $P_n$  dan  $c$  yang dapat diselesaikan secara simultan. Persamaan tersebut cukup komplet untuk diselesaikan pada prakteknya, karena perlu pembatasan  $f_s'$  dan  $f_s$  agar tidak melampaui  $f_y$ . Metode yang lebih baik dalam untuk keperluan praktis desain dengan menggambarkan diagram interaksi yang memberikan beban runtuh dan momen runtuh dari suatu penampang kolom, untuk setiap eksentrisnya dari nol sampai tak hingga. Berikut merupakan gambar diagram interaksi kolom dengan beban aksial dan lentur, ditunjukkan pada Gambar 2.10 dibawah ini.



Gambar 2.35 Diagram Interaksi Kolom dengan Beban Aksial dan Momen Lentur  
(Sumber : SNI 2847:2019)

**2.3.4.4. Ragam Kegagalan Pada Kolom**

Berdasarkan besarnya regangan pada tulang baja yang tertarik (Gambar 2.9), penampang kolom dapat dibagi menjadi sebagai berikut :

**1. Keruntuhan *Balanced***

Kondisi seimbang terjadi pada penampang kolom, ketika beban aksial yang bekerja sama dengan kuat nominal *balanced* ( $P_n = P_{nb}$ ), keruntuhan diawali dengan lelehnya tulangan baja dengan regangan mencapai  $\epsilon_y = f_y / E_s$ , sekaligus hancurnya beton yang tertekan yang mencapai regangan 0,003.

Persamaan tinggi sumbu netral kondisi *balanced* ( $c_b$ ) didapat dari segitiga sebangun, yaitu :

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} d \dots\dots\dots(2.160)$$

Tinggi blok tegangan ekuivalen adalah :

$$a_b = \frac{600}{600 + f_y} d \beta_1 \dots\dots\dots(2.161)$$

Dengan :

$$\beta_1 = 0,85, \text{ untuk } 17 \text{ MPa} \leq f_c' \leq 28 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f_c' - 28)}{7} \text{ untuk, } 28 \text{ MPa} \leq f_c' < 55 \text{ Mpa}$$

$$\beta_1 = 0,65, \text{ untuk } f_c' \geq 55 \text{ MPa}$$

Beban aksial nominal pada kondisi *balanced* ( $P_{nb}$ ) dan eksentrisitasnya ( $e_b$ ) dapat ditentukan dengan persamaan berikut :

$$P_{nb} = 0,85 f_c' a_b b + A_s' (f_s' - 0,85 f_c') - A_s f_y \dots\dots\dots(2.162)$$

$$M_{nb} = 0,85 f_c' a_b b \left( d - \frac{a}{2} - d'' \right) + A_s' (f_y - 0,85 f_c') (d - d' - d'') + A_s f_y d'' \dots\dots(2.163)$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} \dots\dots\dots(2.164)$$

Dimana nilai  $f_s'$  diambil sama dengan  $f_y$  apabila tulangan tekan sudah luluh :

$$f_s' = 600 \left( \frac{C_b - d}{C_b} \right) \leq f_y \dots\dots\dots(2.165)$$

## 2. Keruntuhan Tarik

Keruntuhan tarik diawali dengan lelehnya tulangan baja yang tertarik atau ( $P_n < P_{nb}$ ). Prosedur analisis dilakukan sebagai berikut :

- a. Asumsikan tegangan tulangan tekan  $f_s' = f_y$
- b. Evaluasi  $P_n$

$$P_n = 0,85 f_c' a b + A_s' (f_y - 0,85 f_c') - A_s f_y \dots\dots\dots(2.166)$$

- c. Hitung  $P_n$  dengan mengambil jumlah momen terhadap  $A_s$

$$P_n e' = C_c \left( d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \dots\dots\dots(2.167)$$

Dengan :

$$e' = e + d'' \text{ atau } e' = e + (d - h/2)$$

$$A_s = A_s'$$

- d. Samakan  $P_n$  langkah b dan c, menghasilkan persamaan kuadrat  $a$  sebagai berikut :

$$Aa^2 + Ba + C = 0 \dots\dots\dots(2.168)$$

Dengan :

$$A = 0,425 f_c 'b$$

$$B = 0,85 f_c 'b(e'-d)$$

$$C = A_s '(f_y - 0,85 f_c ')(e'-d + d') - A_s f_y e'$$

Selesaikan  $a$  menggunakan persamaan berikut :

$$a = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

- e. Subtitusikan nilai  $a$  ke persamaan langkah b untuk mendapatkan nilai  $P_n$  dan  $M_n$ .
- f. Periksa apakah tulangan tekan sudah luluh,  $\varepsilon_s' \geq \varepsilon_y$ .
- g. Menentukan besarnya faktor reduksi  $\phi$  yang besarnya bervariasi antara 0,65 atau 0,7 dan 0,9.

### 3. Keruntuhan Tekan

Keruntuhan tekan diawali dengan hancurnya beton yang tertekan atau gaya tekan melebihi gaya tekan dalam kondisi seimbang ( $P_n > P_{nb}$ ). Regangan akan mencapai 0,003, sedangkan regangan tulangan baja mencapai kurang dari  $\varepsilon_y$ . Berikut merupakan prosedur analisis kolom keruntuhan tekan :

- a. Hitung jarak sumbu netral kondisi seimbang :

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} d \dots\dots\dots(2.169)$$

- b. Evaluasi  $P_n$

$$P_n = 0,85 f_c 'ab + A_s '(f_y - 0,85 f_c ')(e'-d) - A_s f_y \dots\dots\dots(2.170)$$

- c. Hitung  $P_n$  dengan mengambil jumlah momen terhadap  $A_s$

$$P_n e' = C_c \left( d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \dots\dots\dots(2.171)$$

Dengan :

$$e' = e + d'' \text{ atau } e' = e + (d - h/2)$$

$$A_s = A_s'$$

- d. Asumsikan nilai  $c > c_b$ , hitung  $a = \beta_1 c$  dan asumsikan  $f_s' = f_y$

e. Hitung nilai  $f_s$  berdasarkan nilai  $c$  :

$$f_s = E_s \frac{0,003(d-c)}{c} \leq f_y \dots\dots\dots(2.172)$$

f. Hitung  $P_{n1}$  menggunakan langkah b dan  $P_{n2}$  menggunakan langkah c, jika nilai  $P_{n1}$  dan  $P_{n2}$  cukup dengan maka  $P_n$  diambil dari nilai terkecil atau reratanya.

g. Periksa luluh tulangan tekan dengan asumsi semula, bila  $\varepsilon_s' > \varepsilon_y$  tulangan tekan sudah luluh dan jika belum maka hitung  $f_s'$  dengan rumus sebagai berikut :

$$f_s' = E_s \frac{0,003(c-d')}{c} \leq f_y \dots\dots\dots(2.173)$$

h. Regangan tulangan tarik ( $\varepsilon_t$ ) pada kondisi keruntuhan tekan biasanya kurang dari 0,002, sehingga faktor reduksi dapat diambil 0,65 atau 0,75 untuk penampang kolom dengan sengkang spiral.

Kuat penampang kolom yang mengalami keruntuhan bisa dihitung dengan persamaan *Whitney* sebagai berikut :

$$P_n = \frac{bhf'_c}{\frac{3he}{d^2} + 1,18} + \frac{A'_s f_y}{\frac{e}{(d-d')} + 0,5} \dots\dots\dots(2.174)$$

#### 2.3.4.5. Kuat Geser Kolom

Kuat desain geser kolom harus dihitung berdasarkan pasal 22.5 SNI 2847:2019, berikut perhitungan kuat geser nominal :

1. Pasal 22.5.1.1 SNI 2847:2019, kuat geser nominal penampang ( $V_n$ ) dihitung dengan persamaan :

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots(2.175)$$

dengan :

$V_n$  = Gaya geser nominal (kN)

$V_c$  = Gaya geser yang ditahan oleh beton (kN)

$V_s$  = Gaya geser yang ditahan oleh begel (kN)

2. Pasal 22.5.1.2 SNI 2847:2019, ukuran dimensi untuk desain penampang harus memenuhi persamaan :

$$V_u \leq \phi(V_c + 0,066\sqrt{f'_c}b_w d) \dots\dots\dots(2.176)$$

3. Pasal 22.5.5.1 SNI 2847:2019, gaya geser yang ditahan oleh beton ( $V_c$ ) tanpa gaya aksial dihitung dengan rumus :

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \dots\dots\dots(2.177)$$

4. Pasal 22.5.6.1 SNI 2847:2019, gaya geser yang ditahan oleh beton ( $V_c$ ) dengan gaya aksial tekan dihitung dengan rumus :

$$V_c = 0,17\left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \dots\dots\dots(2.178)$$

Apabila  $N_u$  bernilai positif untuk tekan diambil dari nilai terkecil yang dihitung dengan persamaan :

$$V_c = \left[ 0,16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u - N_u \frac{(4h-d)}{8}} \right] b_w d \dots\dots\dots(2.179)$$

$$V_c = 0,29\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \sqrt{1 + \frac{0,29N_u}{A_g}} \dots\dots\dots(2.180)$$

5. Pasal 22.5.7.1 SNI 2847:2019, gaya geser yang ditahan oleh beton ( $V_c$ ) dengan gaya aksial tarik dihitung dengan rumus :

$$V_c = 0,17\left(1 + \frac{N_u}{3,5A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \dots\dots\dots(2.181)$$

6. Pasal 22.5.10.1 SNI 2847:2019, pada penampang dimana  $V_u > \phi V_c$ , tulangan transversal harus dipasang dan memenuhi persamaan :

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \dots\dots\dots(2.182)$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \dots\dots\dots(2.183)$$

7. Gaya geser maksimum yang dipikul tulangan geser ( $V_s$ ) sebagai berikut :

$$V_s \leq 0,66\sqrt{f'_c}b_wd \dots\dots\dots(2.184)$$

Jika  $V_s$  melebihi nilai tersebut maka penampang harus diperbesar.

8. Luas minimum tulangan geser ( $A_{v,min}$ ), harus disediakan disemua wilayah dimana  $V_u > 0,5\phi V_c$ .

Tulangan geser yang diperlukan ( $A_{v,min}$ ) berdasarkan pasal 10.6.2.2 SNI 2847:2019 harus lebih besar dari persamaan berikut :

$$A_{v,min} = 0,062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \dots\dots\dots (2.185)$$

$$A_{v,min} = 0,35 \frac{b_w s}{f_{yt}} \dots\dots\dots (2.186)$$

Jarak tulangan geser berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.4.3.3 yang dipasang tidak boleh melebihi nilai terkecil dari nilai berikut :

- a. 8 kali diameter batang tulangan longitudinal terkecil yang dilingkupi.
- b. 24 kali diameter batang tulangan sengkang pengekang.
- c. Setengah dimensi penampang terkecil kolom.
- d. 300 mm.

#### 2.3.4.6. Batasan Rasio Kelangsingan Kolom

Elemen struktur kolom dapat dikategorikan sebagai kolom pendek atau kolom panjang. Kelangsingan kolom didefinisikan sebagai rasio antara tinggi kolom dengan jari-jari inersia penampang kolom. Batasan rasio kelangsingan kolom ditentukan berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 6.2.5 yang menyatakan bahwa pengaruh kelangsingan boleh diabaikan jika (a) dan (b) terpenuhi :

- a. Untuk kolom yang tidak ditahan terhadap goyangan samping

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22 \dots\dots\dots (2.187)$$

- b. Untuk kolom yang ditahan terhadap goyangan samping

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 + 12(M_1/M_2) \dots\dots\dots (2.188)$$

dan

$$\frac{kl_u}{r} \leq 40 \dots\dots\dots (2.189)$$

Keterangan :

$M_1/M_2$  adalah negatif jika kolom melentur dalam kurvatur tunggal, dan positif jika komponen struktur melentur dalam kurvatur ganda.

$k$  = faktor panjang efektif kolom.

$l_u$  = panjang tak tertumpu kolom.

$r$  = radius girasi, dengan  $r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$  atau  $0,3h$  kolom persegi.

### 2.3.5. Dinding Geser (*Shear Wall*)

Bangunan tinggi tahan gempa umumnya menggunakan dinding geser untuk menahan kombinasi gaya geser, momen dan aksial yang timbul akibat beban gempa. Dinding geser memiliki kekakuan yang lebih baik dibandingkan dengan struktur rangka pemikul momen terbuka (*open frame*), sehingga pada saat memikul beban gempa, dinding struktural akan menunjukkan kinerja yang lebih baik.

Dinding geser dikategorikan berdasarkan geometrinya, yaitu :

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

Dinding geser harus didesain dengan teliti dan diberi detailing yang sesuai dengan persyaratan, sehingga dapat memikul semua beban yang bekerja. Komponen batas (*boundary element*) dapat diberikan pada ujung-ujung dinding struktural yang diberi tulangan dalam arah longitudinal dan transversal. Dinding geser pada pratiknya selalu dihubungkan dengan sistem rangka pemikul gedung, dari penggabungan tersebut diperoleh suatu struktur yang lebih kuat dan ekonomis.

#### 2.3.5.1. Persyaratan Tulangan Dinding Geser

Tulangan geser harus disediakan dalam dua arah tegak lurus pada dinding. Rasio tulangan minimum untuk arah vertikal dan horizontal ditentukan sebagai berikut :

1. Apabila gaya geser didesain  $V_u > 0,083 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$ , rasio penulangan  $\rho_l$  dan  $\rho_t$  tidak boleh kurang dari 0,0025.



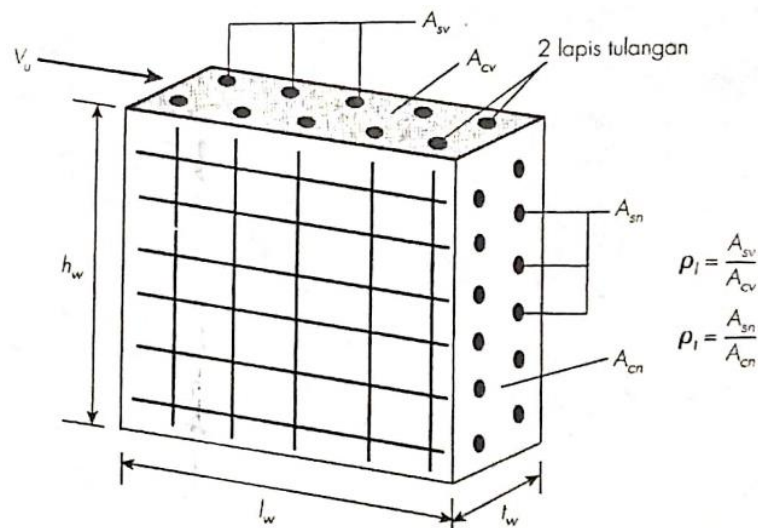
$$0,0025 \geq \rho_l = \frac{A_{sv}}{A_{cv}} \dots\dots\dots (2.190)$$

$$0,0025 \geq \rho_t = \frac{A_{sn}}{A_{cn}}$$

Dengan :

$\rho_l$  = rasio luas tulangan yang tersebar pada bidang yang tegak lurus bidang  $A_{cv}$  terhadap luas bruto beton  $A_{cv}$  .

$\rho_t$  = rasio luas tulangan yang tersebar pada bidang yang tegak lurus bidang  $A_{cn}$  terhadap luas bruto beton yang tegak lurus terhadap tulangan tersebut.



Gambar 2.36 Tulangan Geser pada Dinding Geser

(Sumber : Perancangan Struktur Beton Bertulang, Agus Setiawan)

2. Apabila gaya geser didesain  $V_u < 0,083 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$  , maka dapat digunakan rasio tulangan minimum seperti pada dinding struktural biasa (SNI 2847:2019 pasal 11).
  - a. Rasio minimum tulangan vertikal terhadap luas bruto penampang beton ( $\rho_l$ ) harus diambil :
    - 0,0012 untuk tulangan ulir dengan diameter tidak lebih dari D16 dan  $f_y$  tidak kurang dari 420 MPa.
    - 0,0015 untuk tulangan ulir lainnya.
    - 0,0012 untuk jaring kawat baja las yang berdiameter kurang dari 16.

- b. Rasio tulangan minimum tulangan horizontal terhadap luas bruto penampang beton  $\rho_t$  harus diambil :
- 0,0020 untuk tulangan ulir dengan diameter tidak lebih dari D16 dan  $f_y$  tidak kurang dari 420 MPa.
  - 0,0025 untuk tulangan ulir lainnya.
  - 0,0020 untuk jaring kawat baja las yang berdiameter kurang dari 16.
3. Jarak tulangan masing-masing arah pada dinding geser tidak boleh melebihi 450 mm.
4. Paling sedikit harus dipasang tulangan dalam dua lapis apabila  $V_u > 0,17 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$ .

### 2.3.5.2. Kuat Geser

Kuat geser dinding geser dikatakan mencukupi apabila memenuhi kondisi berikut :

$$V_u \leq \phi V_n \dots\dots\dots(2.191)$$

Dengan :

$V_u$  = gaya geser terfaktor

$V_n$  = kuat geser nominal dinding geser

$\phi$  = faktor reduksi kekuatan

Kuat geser nominal dinding geser ditentukan berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.10.4, yang menyatakan :

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \dots\dots\dots(2.192)$$

Dengan :

$$\alpha_c = 0,25 \text{ untuk } h_w / l_w \leq 1,5$$

$$= 0,17 \text{ untuk } h_w / l_w \geq 2,0$$

= interpolasi linier antara 0,25 dan 0,17 jika  $h_w / l_w$  diantara 1,5 dan 2,0

$h_w$  = tinggi dinding

$l_w$  = panjang dinding

Beberapa persyaratan lain terkait perencanaan geser dinding geser adalah:

- Apabila rasio dari  $h_w/l_w < 2,0$  maka rasio penulangan vertikal ( $\rho_l$ ) tidak boleh kurang daripada rasio penulangan horozintal ( $\rho_t$ ).
- Kuat geser nominal sistem dinding struktural yang secara bersama-sama memikul beban lateral tidak boleh diambil melebihi  $0,66A_{cv}\sqrt{f'_c}$  dengan  $A_{cv}$  adalah luas penampang total sistem dinding struktural dan kuat geser nominal tiap dinding vertikal individual tidak boleh diambil melebihi  $0,83A_{cw}\sqrt{f'_c}$  dengan  $A_{cw}$  adalah luas penampang dinding yang ditinjau.
- Untuk segmen dinding horizontal, termasuk balok kopel, nilai  $V_n$  tidak boleh melebihi  $0,83A_{cw}\sqrt{f'_c}$  dengan  $A_{cw}$  adalah luas penampang dinding horizontal atau balok kopel.

Dinding struktural yang didesain untuk memikul beban aksial dan lentur (SNI 2847:2019 pasal 18.10.5), kuat lentur dari dinding harus ditentukan seperti halnya prosedur perhitungan kolom yang dibebani gaya aksial dan momen lentur. Tulangan pada seluruh penampang dinding termasuk pada komponen batas (*boundary element*) harus diperhitungkan untuk menentukan kapasitas dinding tersebut.

Dinding geser yang saling berpotongan di suatu titik, maka akan terbentuk penampang L atau T. Lebar sayap efektif yang terbentuk harus diambil dari nilai terkecil antara setengah jarak dinding yang bersebelahan atau 25% dari total tinggi dinding.

### 2.3.5.3. Elemen Batas

Dinding geser akan berperilaku seperti balok kantilever selama berlangsungnya kejadian gempa bumi. Elemen batas yang dipasang di ujung-ujung suatu dinding geser dapat menerima beban yang besar. Sendi plastis dapat terbentuk pada dasar dinding yang memerlukan pendetailan tulangan guna memberikan kekuatan dan daktilitas yang mencukupi dari dinding geser tersebut. SNI 2847:2019 pasal 18.10.6 memberikan persyaratan desain untuk elemen batas, yaitu :

1. Pendekatan desain berbasis perpindahan (*displacement*), dinding atau pilar-pilar dinding dengan  $h_w/l_w \geq 2,0$  yang secara efektif menerus dari dasar

struktur hingga sisi paling atas dinding dan didesain untuk mempunyai penampang kritis tunggal untuk lentur dan beban aksial, harus diperkuat dengan komponen batas khusus apabila :

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left( \frac{1,5 \delta_u}{h_w} \right)} \dots \dots \dots (2.193)$$

dengan :

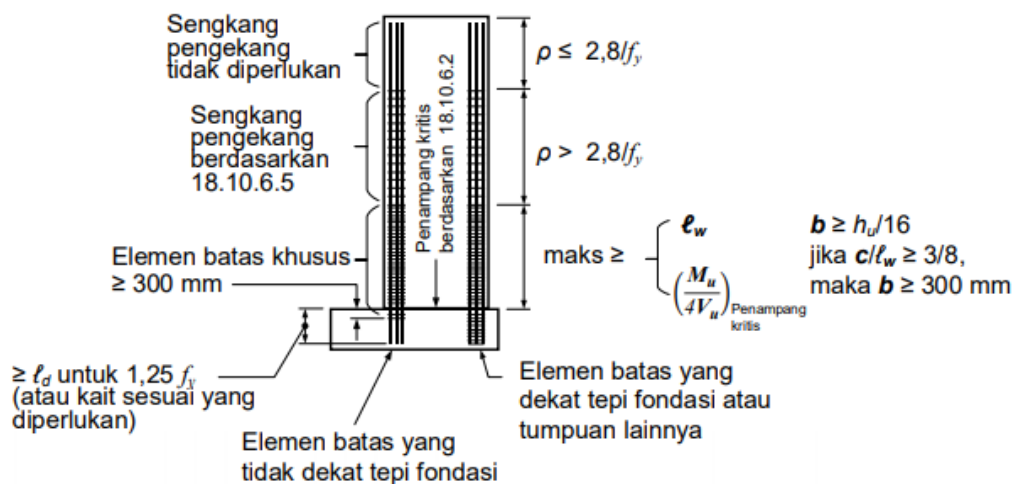
$$\delta_u / l_w > 0,005$$

$c$  = nilai tinggi sumbu netral terbesar yang dihitung untuk gaya aksial terfaktor dan kekuatan momen nominal.

$\delta_u$  = perpindahan desain

$l_w$  = panjang keseluruhan dinding atau segmen dinding yang ditinjau dalam arah geser

Tulangan transversal elemen batas harus diperpanjang pada arah vertikal, diatas dan dibawah penampang kritis dengan jarak minimal nilai terbesar dari  $l_w M_u / 4V_u$ .

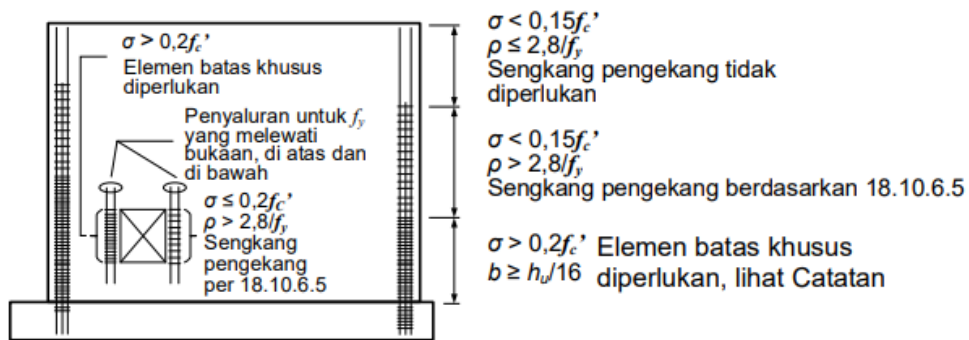


Gambar 2.37 Dinding yang Didesain dengan Pendekatan Berbasis Perpindahan

(Sumber : SNI 2847:2019)

2. Pendekatan desain berbasis tegangan. Dinding geser harus disediakan komponen batas di sekeliling sisi luarnya dan daerah tepi-tepi sekeliling bukaan dari dinding-dinding struktural dimana tegangan tekan serat ekstrim maksimum, akibat kombinasi pembebanan termasuk pengaruh gempa (E)

melebihi  $0,2 f'_c$ . Elemen batas khusus dapat dihentikan pada lokasi dimana tegangan tekan yang dihitung kurang dari  $0,15 f'_c$ .



Gambar 2.38 Dinding yang didesain dengan pendekatan desain berbasis tegangan  
(Sumber : SNI 2847:2019)

Dinding struktural yang memerlukan komponen batas harus memenuhi persyaratan berikut :

- Elemen batas harus diperpanjang pada arah horizontal dari serat tekan terluar sejauh minimal nilai terbesar dari  $c - 0,1l_w$  dan  $c/2$ . dimana  $c$  adalah tinggi sumbu netral terbesar yang dihitung untuk gaya aksial terfaktor dan kekuatan momen nominal yang sesuai dengan  $\delta_u$  yang ditinjau.
- Lebar daerah tekan lentur ( $b$ ) sepanjang jarak horizontal yang dihitung dengan (a), termasuk sayap bilamana ada, harus diambil minimal  $h_u/16$ .
- Untuk dinding atau pilar-pilar dinding dengan  $h_w/l_w \geq 2,0$  yang secara efektif menerus dari dasar struktur hingga sisi paling atas dinding, yang didesain memiliki penampang kritis tunggal untuk beban-beban lentur dan aksial, dan dengan  $c/l_w \geq 3/8$ , lebar daerah tekan lentur  $b$  disepanjang daerah yang dihitung berdasarkan (a) harus lebih besar dari atau sama dengan 300 mm.
- Pada penampang-penampang bersayap, elemen batas harus termasuk lebar sayap efektif yang mengalami tekan dan harus diperpanjang minimal 300 mm ke dalam badan dinding.
- Tulangan transversal elemen batas harus memenuhi 18.7.5.2(a) hingga (e) dan 18.7.5.3, kecuali bila nilai  $h_x$  dalam 18.7.5.2 tidak melebihi nilai terkecil antara 350 mm dan dua pertiga ketebalan elemen batas, dan

batasan spasi tulangan transversal sesuai 18.7.5.3 (a) harus diambil sepertiga dari dimensi terkecil elemen batas.

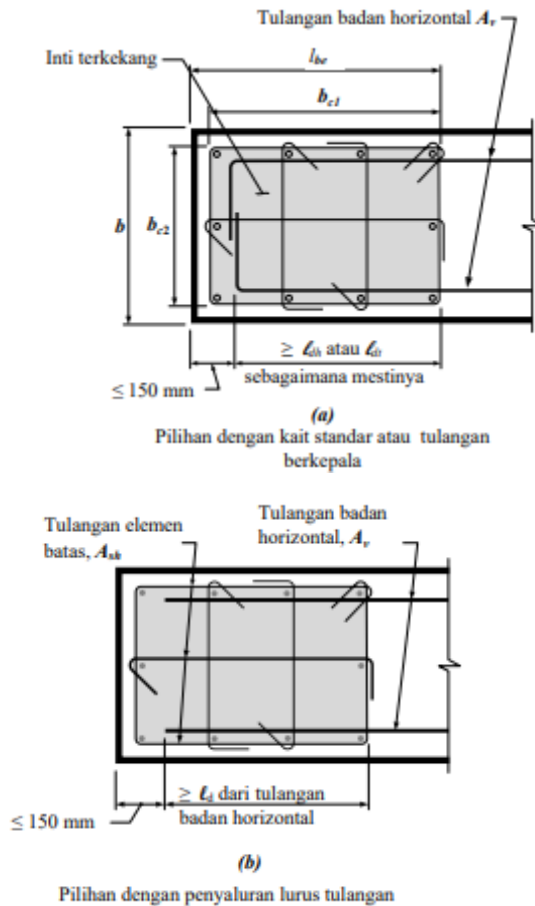
- f. Jumlah tulangan transversal harus sesuai Tabel 2.6.

Tabel 2.29 Tulangan Transversal untuk Elemen Batas Khusus

| <b>Tulangan Transversal</b>                                | <b>Persamaan yang berlaku</b> |  |     |
|--|-------------------------------|--|-----|
| $A_{sh} / sb_c$ untuk sengkang pengekang persegi           | Nilai terbesar dari           | $0,3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$  | (a) |
|  |                               | $0,09 \frac{f_c'}{f_{yt}}$                                       | (b) |
| $\rho_s$ untuk spiral ataupun sengkang pengekang lingkaran | Nilai terbesar dari           | $0,45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$ | (c) |
|  |                               | $0,12 \frac{f_c'}{f_{yt}}$                                       | (d) |

(Sumber : SNI 2847:2019)

- g. Bila penampang kritis terjadi di dasar dinding, maka tulangan transversal elemen batas pada dasar dinding harus diperpanjang ke dalam sistem tumpuan sejauh minimal  $\ell_d$ . Bila elemen batas khusus berhenti pada fondasi telapak, fondasi rakit atau pile cap, tulangan transversal elemen batas khusus harus menerus paling sedikit 300 mm ke dalam sistem-sistem fondasi tersebut, kecuali jika diperlukan perpanjangan yang lebih besar berdasarkan 18.13.2.



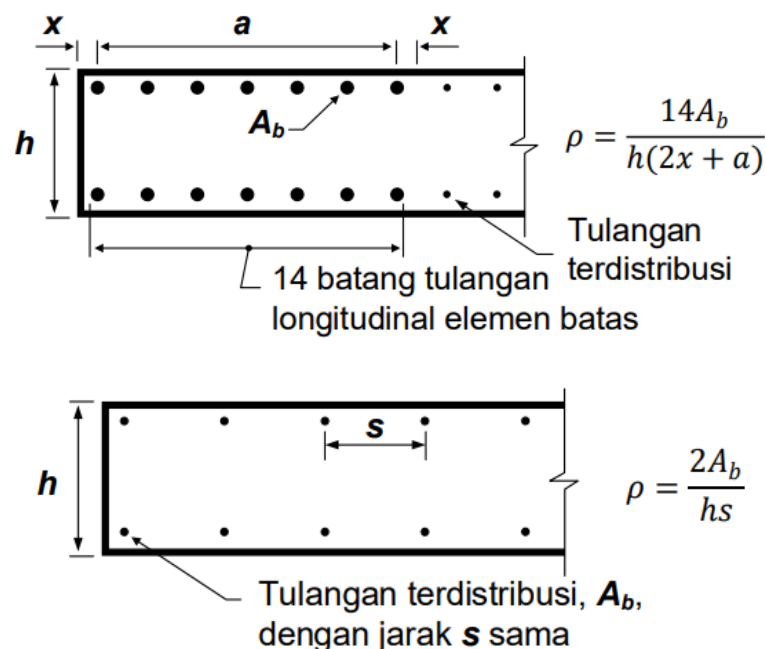
Gambar 2.39 Panjang Penyaluran Tulangan Horizontal Dinding Dalam Elemen Batas Yang Terkekang  
(Sumber : SNI 2847:2019)

- h. Tulangan horizontal pada badan dinding harus diperpanjang masuk sedalam 150 mm pada tepi dinding. Tulangan tersebut harus diangkur dalam inti terkekang pada elemen batas menggunakan kait standar atau tulangan berkepala agar mencapai  $f_y$ . Bila panjang zona elemen batas terkekang cukup memadai untuk menyalurkan tulangan horizontal badan, dan  $A_v f_y / s$  tulangan badan tidak melebihi  $A_{sh} f_{yt} / s$  tulangan transversal elemen batas yang dipasang paralel dengan tulangan horizontal badan, maka tulangan horizontal badan tersebut dapat dihentikan tanpa kait standar atau kepala.

Dinding geser yang tidak memerlukan komponen batas, harus memenuhi berikut :

- a. Jika rasio tulangan longitudinal pada elemen batas dinding melebihi  $2,8/f_y$ , maka tulangan transversal pada elemen batas tersebut harus memenuhi 18.7.5.2(a) hingga (e), disepanjang jarak yang dihitung sesuai 18.10.6.4(a). Spasi arah longitudinal pada tulangan transversal tersebut tidak boleh melebihi nilai terkecil dari 200 mm dan  $8d_b$  batang tulangan lentur utama terkecil, kecuali spasi tersebut tidak melebihi nilai terkecil dari 150 mm dan  $6d_b$  di dalam zona sejauh nilai terbesar antara  $l_w$  dan  $M_u/4V_u$  diatas dan dibawah penampang kritis dimana pelelehan tulangan longitudinal dapat terjadi akibat perpindahan lateral inelastik yang ditinjau.
- b. Kecuali bila  $V_u$  pada bidang dinding lebih kecil dari  $0,83A_{cw}\sqrt{f'_c}$ , maka tulangan horizontal yang berhenti pada tepi-tepi dinding struktural tanpa elemen batas harus memiliki kait standar yang melingkupi tulangan tepi atau tulangan tepi tersebut harus dilingkupi dalam sengkang U yang memiliki ukuran dan spasi yang sama dengan, serta disambung-lewatkan pada tulangan horizontal tersebut.

Berikut merupakan gambar rasio tulangan longitudinal elemen batas :



Gambar 2.40 Rasio Tulangan Longitudinal untuk Elemen Batas Dinding Tipikal

(Sumber : SNI 2847:2019)



## **2.4. Elemen Struktur Bawah**

Struktur bawah merupakan seluruh bagian struktur bangunan yang berada di bawah tanah diantaranya Fondasi.

### **2.4.1. Fondasi**

Fondasi didefinisikan sebagai bagian dari struktur bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan berfungsi untuk menyalurkan beban-beban yang diterima dari struktur atas ke lapisan tanah. Fungsi ini dapat berlaku dengan baik apabila kestabilan fondasi terhadap pengaruh guling, geser, penurunan, serta daya dukung tanah terpenuhi. Perencanaan fondasi yang tidak benar maka akan mengalami kegagalan struktur pada fondasi. Kegagalan dapat terjadi karena seluruh fondasi atau sebagian elemennya akan masuk terus ke dalam tanah karena tanah tidak mampu menahan beban tanpa keruntuhan, kegagalan ini disebut sebagai kegagalan daya dukung tanah (*bearing capacity failure*). Kegagalan struktur fondasi dapat juga terjadi karena penurunan yang tidak sama yang akan mengakibatkan deformasi berlebih pada struktur, momen-momen lentur maupun torsi tambahan yang melebihi kapasitas tahanan elemen struktur dapat mengakibatkan retak yang berlebihan karena lelehnya tulangan dan akan terjadi keruntuhan.

Fondasi yang berfungsi menyalurkan beban di atasnya harus didesain untuk menghindari kegagalan struktur. Perencanaan fondasi harus mempertimbangkan persyaratan sebagai berikut :

1. Fondasi harus cukup kuat untuk mencegah penurunan (*settlement*) dan perputaran (rotasi) yang berlebihan.
2. Tidak mengalami penurunan setempat yang terlalu besar bila dibandingkan dengan fondasi didekatnya.
3. Aman terhadap bahaya longsor.
4. Aman terhadap bahaya guling.

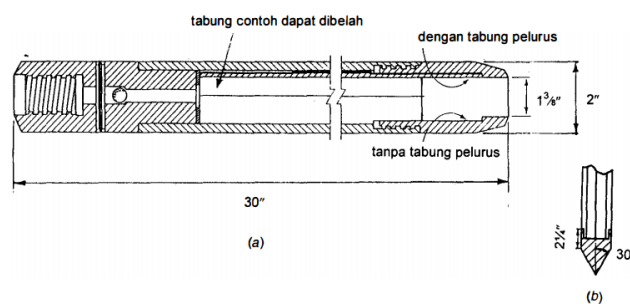
#### **2.4.1.1. Penyelidikan Tanah**

Penyelidikan tanah di lapangan dibutuhkan untuk data perancangan fondasi bangunan. Penyelidikan tanah dapat dilakukan dengan cara menggali lubang cobaan, pengeboran dan pengujian langsung di lapangan. Data yang

diperoleh digunakan sebagai bahan pertimbangan dalam menganalisis daya dukung dan penurunan. Tujuan penyelidikan tanah, antara lain :

1. Menentukan daya dukung tanah menurut tipe fondasi yang dipilih.
2. Menentukan tipe dan kedalaman fondasi.
3. Untuk mengetahui posisi muka air tanah,
4. Meramalkan besarnya penurunan.
5. Menentukan besarnya tekanan tanah.
6. Menyelidiki keamanan struktur untuk bangunan yang sudah ada.

Salah satu jenis penyelidikan tanah yang paling sering digunakan adalah *standard penetration test* (SPT). Hasil dari uji SPT adalah berupa nilai  $N_{SPT}$  yang dapat memberikan indikasi rumus empiris untuk memperoleh data sifat mekanik tanah. Uji SPT dilakukan pada lubang bor, pada ujung dasar alat terdapat tabung sampel yang didorong masuk ke dalam lapisan tanah yang diinginkan dengan memanfaatkan energi jatuh dari sebuah palu seberat 63,5 kg (140 pon). Palu tersebut dijatuhkan pada ketinggian sekitar 76,2 cm (30 inci). Pengamat menghitung jumlah pukulan yang diperlukan untuk memasukan tabung tersebut kedalam 3x150 mm. Jumlah pukulan pada 150 mm pertama umumnya diabaikan,  $N_{SPT}$  diperoleh dari jumlah pukulan pada 150 mm – 450 mm. Selanjutnya contoh tanah yang diperoleh pada tabung sampel dianalisis di laboratorium. Berikut merupakan gambar Tabung belah standar untuk pengujian SPT ditunjukkan pada gambar dibawah ini :



Gambar 2.41 Tabung Belah Standar untuk Pengujian SPT

(Sumber : Analisis dan Perancangan Fondasi II, Hary Christady Hardiyatmo)

#### 2.4.1.2. Macam-macam Tipe Fondasi

Fondasi harus mampu mendistribusikan dan mentransmisikan beban mati dan dinamik dari struktur atas ke lapisan tanah keras, sehingga tidak terjadi perbedaan penurunan (*differential settlement*) yang besar. Terdapat dua

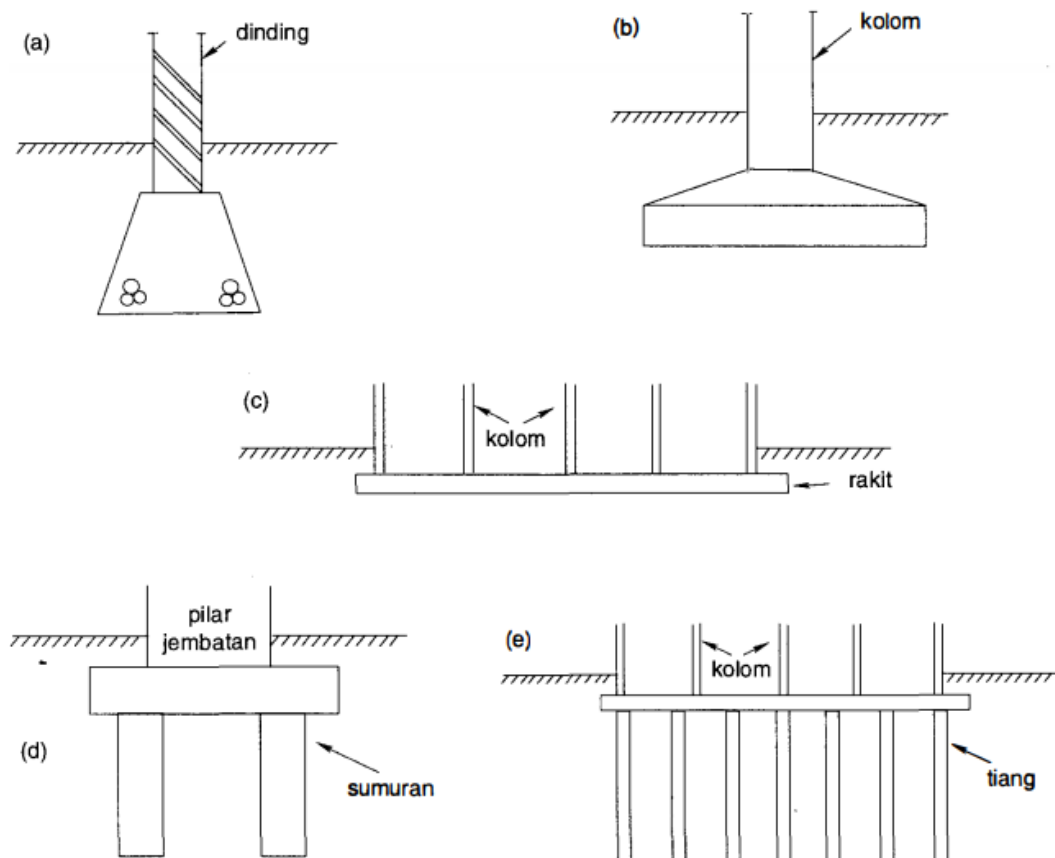
klasifikasi fondasi, yaitu fondasi dangkal dan fondasi dalam. Fondasi dangkal merupakan fondasi yang mendukung bebannya secara langsung, seperti: fondasi telapak, fondasi memanjang dan fondasi rakit. Fondasi dalam didefinisikan sebagai fondasi yang meneruskan beban beban bangunan ke tanah keras atau batu yang relatif jauh dari permukaan, contohnya fondasi sumuran dan fondasi tiang. Berikut merupakan macam-macam tipe fondasi :

1. Fondasi memanjang adalah fondasi yang digunakan untuk mendukung dinding memanjang atau digunakan untuk mendukung sederetan kolom yang berjarak dekat, sehingga bila dipakai fondasi telapak sisi-sisinya akan berimpit satu sama lain.
2. Fondasi telapak adalah fondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom.
3. Fondasi rakit (*raft foundation* atau *mat foundation*) adalah fondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak. Fondasi ini diperlukan apabila daya dukung tanah yang diizinkan sangat kecil pada kedalaman yang cukup besar. Kedalaman fondasi harus ditempatkan pada tekanan dukung tanah ke fondasi cukup dekat dengan tegangan akibat beban dari struktur. Fondasi ini harus terentang di seluruh denah struktur sehingga keseluruhan struktur tersebut dapat dianggap terapung pada rakit. Sistem lantai terbalik dibutuhkan apabila tanah terus-menerus berkonsolidasi. Fondasi tiang yang dipancang sampai batuan keras diperlukan apabila tidak digunakan fondasi rakit.
4. Fondasi sumuran (*pier foundation*) merupakan bentuk peralihan antara fondasi dangkal dan fondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam. Peck, dkk. (1953) membedakan fondasi sumuran dengan fondasi dangkal dari nilai kedalaman ( $D_f$ ) dibagi lebarnya ( $B$ ). Fondasi sumuran nilai  $D_f / B > 4$  dan fondasi dangkal nilai  $D_f / B \leq 1$ .
5. Fondasi tiang (*pile foundation*) digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah keras terletak sangat dalam. Fondasi tiang juga bisa digunakan untuk mendukung bangunan yang menahan gaya angkat keatas pada bangunan tingkat tinggi yang dipengaruhi gaya lateral.

Tiang tersebut dapat berupa tiang pracetak atau tiang bor yang dicor di tempat (*in situ*). Fondasi tiang yang berkelompok diikat oleh satu *pile cap* dari beton yang ditulangi pada kedua arah.

6. Fondasi gabungan, fondasi yang menerima beban dari dua atau lebih kolom. Fondasi ini diperlukan untuk kolom dinding harus ada pada garis bangunan dan *slab* fondasinya tidak dapat terletak pada garis bangunan.
7. Fondasi kantilever atau *strap*. Fondasi ini serupa dengan fondasi gabungan kecuali dalam hal fondasi untuk kolom interior dan eksterior yang dibuat sendiri-sendiri yang dihubungkan dengan balok *strap* untuk meneruskan momen lentur akibat eksentrisitasnya.

Berikut merupakan gambar macam-macam tipe fondasi :



Gambar 2.42 Macam-Macam Tipe Fondasi. (a) Fondasi Memanjang (b) Fondasi Telapak (c) Fondasi Rakit (d) Fondasi Sumuran (e) Fondasi Tiang.

(Sumber : Teknik Fondasi I, Hary Christady Hardiyatmo)

### 2.4.1.3. Kapasitas Daya Dukung Aksial Tiang

#### 1. Kapasitas Ultimit Tiang dari *Standard Penetration Test* (SPT)

Kapaitas ultimit tiang dapat dihitung secara empiris dari nilai N hasil uji SPT dengan menggunakan metode mayerhof.

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p \dots\dots\dots(2.194)$$

Persamaan Mayerhof (1976) untuk menghitung tahanan ujung tiang :

$$Q_b = A_b (38 \bar{N})(L/d) \leq 380 \bar{N}(A_b) \dots\dots\dots(2.195)$$

Dengan :

$\bar{N}$  = nilai N rata-rata yang dihitung dari 8d di atas dasar tiang sampai 4d dibawah dasar tiang.

L/d = rasio kedalaman

Tahanan ujung tiang dengan memperhatikan faktor kedalaman, maka persamaan Meyerhof (1976) sebagai berikut :

a. Untuk tiang dalam pasir dan kerikil :

$$f_b = 0,4N_{60}'(L/d)\sigma_r \leq 4N_{60}'\sigma_r \dots\dots\dots(2.196)$$

b. Untuk tiang dalam lanau tidak plastis :

$$f_b = 0,4N_{60}'(L/d)\sigma_r \leq 3N_{60}'\sigma_r \dots\dots\dots(2.197)$$

Nilai maksimum dari persamaan tahanan ujung tiang diatas diberikan, bila L/d  $\geq$  10 untuk pasir dan kerikil L/d  $\geq$  7,5 untuk lanau.

Tahanan gesek satuan dihitung dengan persamaan Meyerhof (1976), sebagai berikut :

a. Untuk tiang perpindahan besar

$$f_s = \frac{1}{50} \sigma_r N_{60} \dots\dots\dots(2.198)$$

b. Untuk tiang perpindahan kecil

$$f_s = \frac{1}{100} \sigma_r N_{60} \dots\dots\dots(2.199)$$

Dengan :

$f_s$  = tahanan gesek satuan tiang (kN/m<sup>2</sup>)

$\sigma_r$  = tegangan referensi = 100 kN/m<sup>2</sup>

$N_{60}$  = N-SPT yang dikoreksi terhadap pengaruh prosedur lapangan saja

L = kedalaman penetrasi tiang (m)

$d$  = diameter tiang (m)

## 2. Kapasitas Daya Dukung dari Sondir (*Cone Penetration Test*)

Kapasitas dukung tiang dapat diperoleh dengan dari data uji sondir. Tahanan ujung yang termobilisasi pada tiang harus setara dengan tahanan ujung saat uji penetrasi. Perhitungan kapasitas dukung tiang disesuaikan dengan kondisi tanah yakni granuler atau kohesif.

### a. Kapasitas Dukung Tiang dalam Tanah Granuler

Kapasitas dukung ultimit neto ( $Q_u$ ) dihitung dengan metode Schmertmann dan Nottingham, sebagai berikut :

$$Q_u = A_b \cdot f_b + A_s \cdot f_s - W_p \dots\dots\dots(2.200)$$

dengan,

$A_b$  = luas ujung bawah tiang ( $\text{cm}^2$ )

$A_s$  = luas selimut tiang ( $\text{cm}^2$ )

$f_b$  = tahanan ujung satuan ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$f_s$  = tahanan gesek satuan ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

Tahanan ujung tiang diperoleh dari nilai rata-rata  $q_c$  di sepanjang  $8d$  di atas dasar tiang sampai  $0,7d$  atau  $0,4$  di bawah tiang.

$$f_b = \omega q_{ca} \leq 150 \text{ kg} / \text{cm}^2 \dots\dots\dots(2.201)$$

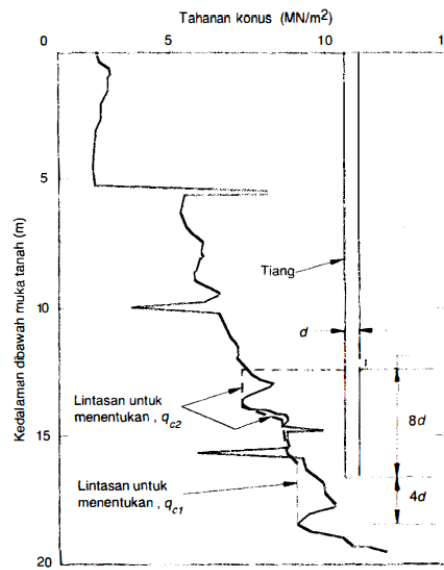
dengan :

$\omega$  = Koefisien korelasi yang bergantung pada OCR

$q_{ca}$  =  $\frac{1}{2}(q_{c1} + q_{c2})$  ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

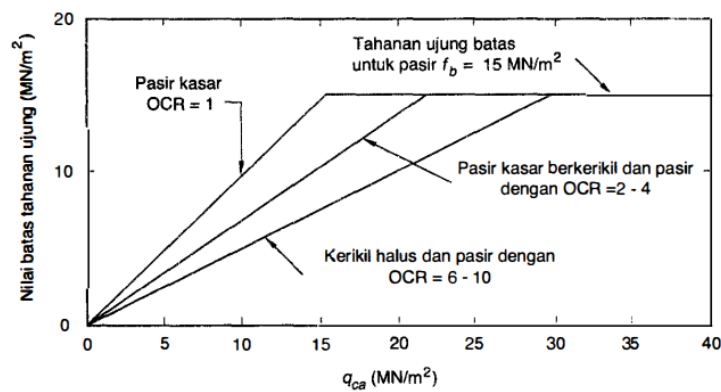
$q_{c1}$  =  $q_c$  rata-rata pada zona  $0,7d$  atau  $0,4d$  di bawah dasar tiang

$q_{c2}$  =  $q_c$  rata-rata pada zona  $8d$  di atas dasar tiang

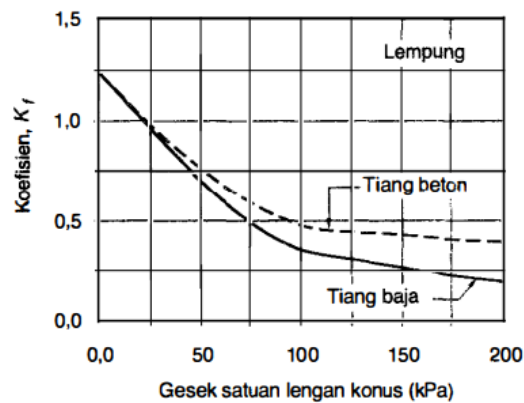


Gambar 2.43 Cara Menghitung Tahanan Ujung dari Sondir

Berikut merupakan cara menentukan  $\omega$  dengan menggunakan gambar dan tabel dibawah ini.



Gambar 2.44 Penyesuaian koefisien terhadap OCR (pasir)



Gambar 2.45 Koefisien Kf

Tahanan gesek satuan ditentukan dari gesekan lokal sisi konus :

$$f_s = K_f q_f \text{ (kg / cm}^2\text{)} \dots\dots\dots(2.202)$$

dengan :

$K_f$  = koefisien tak berdimensi

$q_f$  = gesek satuan lokal sisi konus (*sleeve friction*) (kg/cm<sup>2</sup>)

Berikut merupakan faktor menentukan  $\omega$  :

Tabel 2.30 Faktor  $\omega$  (deRuiter dan Beringen,1979)

| Kondisi Tanah  | Faktor $\omega$ |
|--|-----------------|
| Pasir terkonsolidasi normal (OCR=1)                                  | 1               |
| Pasir mengandung banyak kerikil kasar; Pasir dengan OCR = 2 sampai 4 | 0,67            |
| Kerikil halus; pasir dengan OCR = 6 sampai 10                        | 0,5             |

(Sumber : Analisis dan Perancangan Fondasi II)

#### b. Kapasitas Dukung Tiang dalam Tanah Kohesif

Kapasitas dukung tiang untuk tanah kohesif menggunakan metode deRuiter dan Beringen, tahanan ujung tiang dihitung sebagai berikut :

$$f_b = 5 \frac{q_c}{N_k} \dots\dots\dots(2.203)$$

dengan :

$c_u$  = kohesi tak terdrainase (*undrained*)

$N_k$  = Koefisien tak berdimensi, nilainya antara 15 sampai 20

Tahanan gesek tiang pada pasir dipilih dari nilai terkecil dari gesek satuan sisi konus ( $q_f$ ) dan  $q_c/300$ . Tahanan gesek pada tanah kohesif (lempung) ditentukan dari nilai kohesi tak terdrainase sebagai berikut :

$$f_s = \alpha \frac{q_c}{N_k} \dots\dots\dots(2.204)$$

dengan :

$\alpha$  = faktor adhesi, diambil 1 untuk lempung terkonsolidasi normal, dan 0,5 untuk lempung terkonsolidasi berlebihan

#### 2.4.1.4. Kapasitas Dukung Beban Lateral Tiang

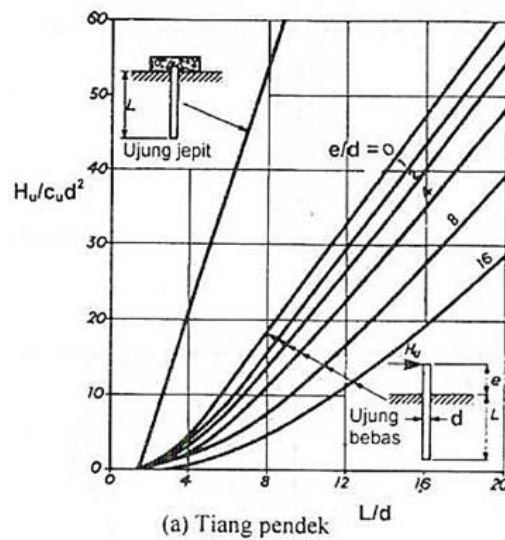
Fondasi tiang harus dirancang dengan memperhitungkan beban horizontal atau lateral. Besarnya beban lateral yang ditahan oleh fondasi bergantung pada

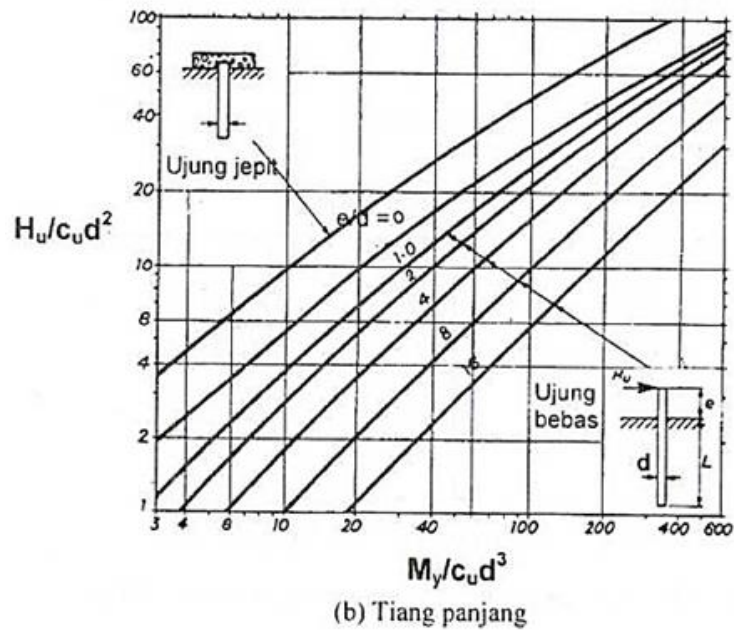


rangka bangunan yang mendistribusikan gaya lateral ke kolom bagian bawah. Balok pengikat atau *basement* digunakan untuk mendistribusikan beban horizontal ke seluruh tiang. Salah satu cara yang digunakan dalam menghitung daya dukung lateral tiang dengan metode yang diusulkan Broms.

### 1. Tiang Tanah Kohesif

Tahanan tanah ultimit tiang yang terletak pada tanah kohesif atau lempung bertambah dengan kedalamannya, yaitu dari  $2c_u$  dipermukaan tanah sampai  $8 - 12c_u$  pada kedalaman 3 kali diameter tiang. Broms (1964a) mengusulkan cara pendekatan sederhana untuk mengestimasi distribusi tekanan tanah yang menahan tiang dalam lempung, yaitu tahanan tanah dianggap sama dengan nol dipermukaan tanah sampai kedalaman 1,5 kali diameter tiang ( $1,5d$ ) dan konstan sebesar  $9c_u$  untuk kedalaman yang lebih besar dari  $1,5d$  tersebut. Berikut merupakan gambar grafik tahanan lateral tiang dalam tanah kohesif (Broms, 1964).

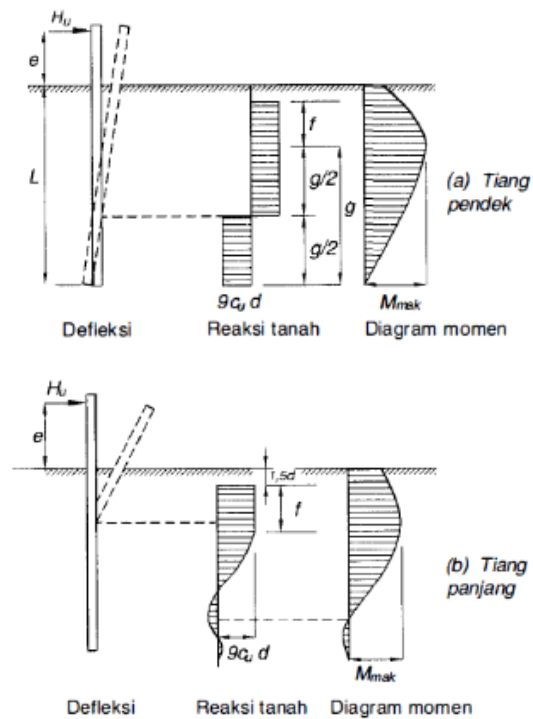




Gambar 2.46 Tahanan Lateral Tiang Dalam Tanah Kohesif (Broms, 1964)

a. Tiang ujung bebas

Mekanisme keruntuhan tiang ujung bebas untuk tiang panjang (tiang tidak kaku) dan tiang pendek (tiang kaku) diperlihatkan dalam gambar berikut :



Gambar 2.47 Mekanisme keruntuhan tiang pendek dan tiang panjang pada tiang ujung bebas dalam tanah kohesif (Broms, 1964)

Momem maksimum pada tiang dapat diperoleh dengan persamaan berikut :

$$M_{mak} = H_u (e + 3d/2 + 1/2 f) \dots\dots\dots (2.205)$$

atau,

$$M_{mak} = (9/4) d g^2 c_u \dots\dots\dots (2.206)$$

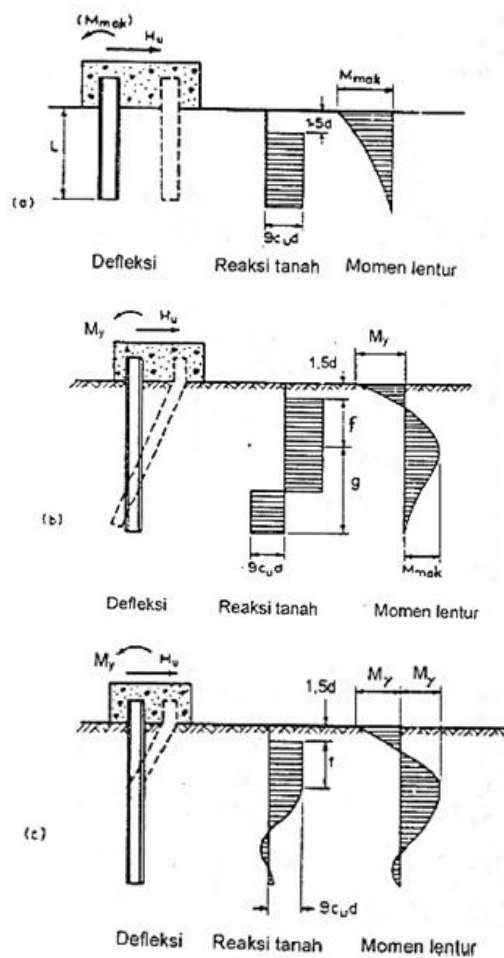
Dengan :

$$f = H_u / (9c_u d) \dots\dots\dots (2.207)$$

$$g = L - 3d/2 - f \dots\dots\dots (2.208)$$

b. Tiang ujung jepit

Mekanisme keruntuhan tiang ujung jepit, diagram distribusi reaksi tanah dan momen terjadi secara pendekatan ditunjukkan dalam gambar berikut :



Gambar 2.48 Mekanisme Keruntuhan Tiang Ujung Jepit dalam Tanah Kohesif (Broms, 1964)

Pada tiang ujung jepit, *Broms* menganggap bahwa momen yang terjadi pada tubuh tiang yang tertanam di dalam tanah sama dengan momen yang terjadi di ujung atas tiang yang terjepit oleh *pile cap*. Tahanan tiang ultimit terhadap beban lateral dapat dihitung menggunakan persamaan berikut :

$$H_u = 9c_u d (L - 3d/2) \dots\dots\dots (2.209)$$

$$M_{mak} = H_u (L/2 + 3d/4) \dots\dots\dots (2.210)$$

Jika  $M_{mak} > M_y$  (momen yang dipikul tiang), maka tiang termasuk tiang panjang, dalam hal ini  $H_u$  dinyatakan dengan persamaan :

$$H_u = \frac{2M_y}{3d/2 + f/2} \dots\dots\dots (2.211)$$

Dengan :

$$M_y = (9/4)c_u d g^2 - 9c_u d f (3d/2 + f/2) \dots\dots\dots (2.212)$$

## 2. Tiang dalam tanah granuler

Tiang tanah granuler ( $c = 0$ ), *Broms* (1964) menganggap tahanan tanah ultimit ( $p_u$ ) sama dengan 3 kali tekanan tanah pasif *Rankine* yang didasarkan pada bukti empiris yang diperoleh dari membandingkan hasil pengamatan dan hitungan beban ultimit yang dilakukan oleh *Broms*. Hasil ini menunjukkan bahwa pengambilan faktor pengali 3 dalam beberapa hal mungkin terlalu hati-hati, karena nilai banding rata-rata antara hasil hitungan dan beban ultimit hasil pengujian tiang adalah kira-kira 2/3. Dengan anggapan tersebut, distribusi tekanan tanah dapat dinyatakan oleh persamaan :

$$p_u = 3 p_o' K_p \dots\dots\dots (2.213)$$

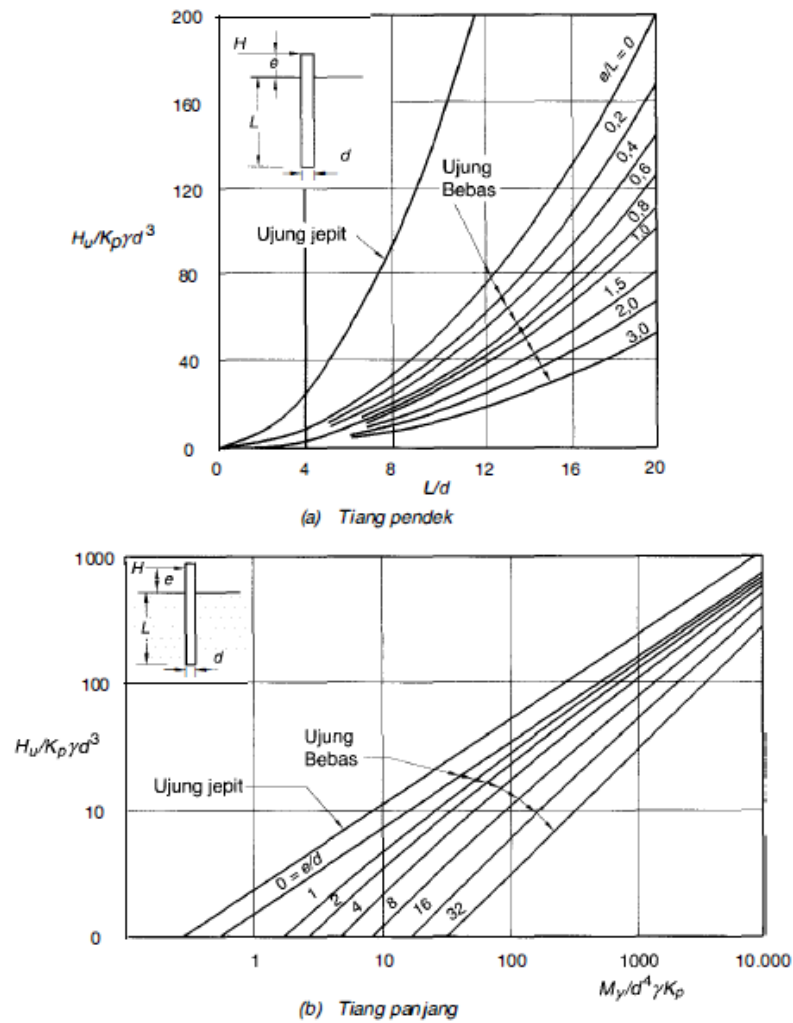
Dengan,

$$p_o' = \text{tekanan } overburden \text{ efektif}$$

$$K_p = (1 + \sin \varphi') / (1 - \sin \varphi') = \text{tg}^2 (45^\circ + \varphi'/2)$$

$$\varphi' = \text{sudut gesek dalam efektif}$$

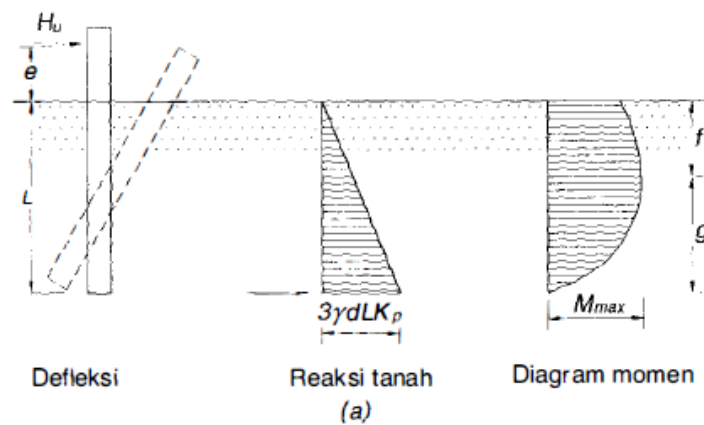
Tahanan lateral ultimit tiang dalam tanah granuler dapat diperhitungkan dengan grafik pada gambar berikut :

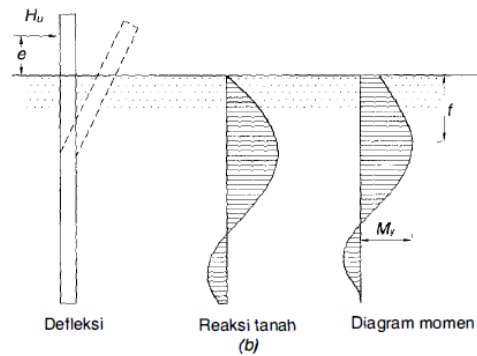


Gambar 2.49 Tahanan lateral ultimit tiang dalam tanah granuler (Broms, 1964)

a. Tiang ujung bebas

Estimasi bentuk keruntuhan tiang, distribusi tahanan tanah dan distribusi momen lentur pada tiang panjang dan tiang, ditunjukkan pada gambar berikut :





Gambar 2.50 Tiang Ujung Bebas Tanah Granuler (Broms, 1964)

Dengan mengambil momen terhadap ujung bawah,

$$H_u = \frac{(1/2)\gamma dL^3 K_p}{e + L} \dots\dots\dots(2.214)$$

Momen maksimum terjadi pada jarak  $f$  di bawah permukaan tanah, dengan :

$$H_u = (3/2)\gamma dK_p f^2 \dots\dots\dots(2.215)$$

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{dK_p \gamma}} \dots\dots\dots(2.216)$$

Momen maksimum dapat dinyatakan oleh persamaan :

$$M_{mak} = H_u (e + 2f/3) \dots\dots\dots(2.217)$$

Jika  $M_{mak} > M_y$ , momen maksimum dapat diperhitungkan dengan menganggap  $M_{mak} = M_y$ .

b. Tiang ujung jepit

Tiang ujung jepit yang kaku, keruntuhan tiang akan berupa translasi, beban lateral ultimit dinyatakan oleh :

$$H_u = (3/2)\gamma dL^2 K_p \dots\dots\dots(2.218)$$

Momen negatif yang terjadi pada kepala tiang untuk tiang pendek dihitung dengan persamaan :

$$M_{mak} = (2/3)H_u L = \gamma dL^3 K_p \dots\dots\dots(2.219)$$

Jika  $M_{mak} > M_y$ , maka keruntuhan tiang dapat diharapkan akan berbentuk seperti gambar (b) diatas, dengan memperhatikan keseimbangan horizontal tiang dapat diperoleh persamaan :

$$F = (3/2)\gamma dL^2 K_p - H_u \dots\dots\dots(2.220)$$

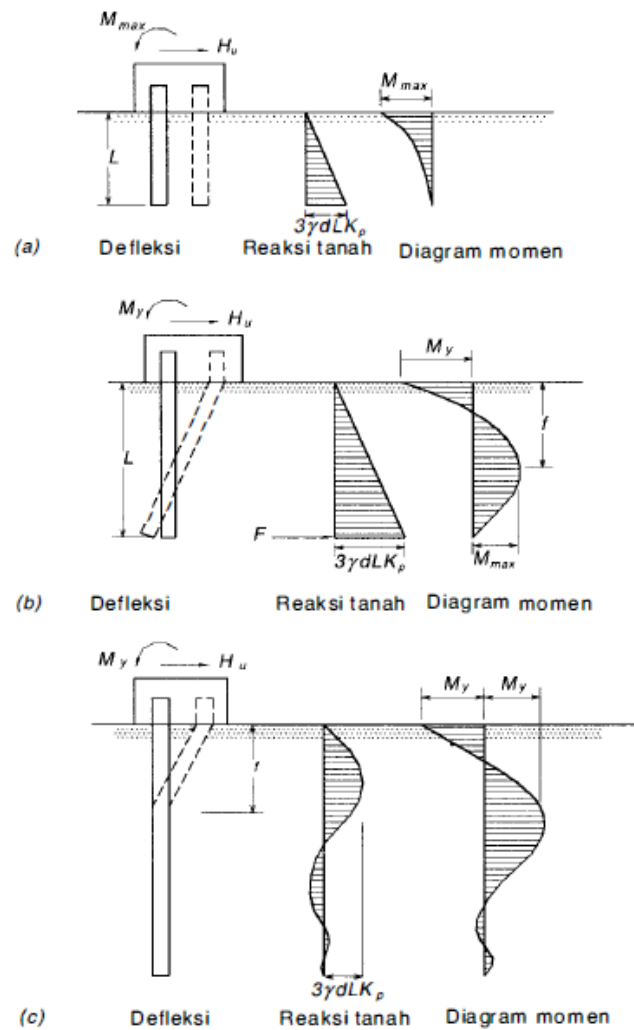
Dengan mengambil momen terhadap kepala tiang (pada permukaan tanah) dan dengan mensubstitusikan  $F$ , maka diperoleh persamaan (untuk  $M_{mak} > M_y$ ) :

$$M_y = (1/2)\gamma dL^3 K_p - H_u L \dots\dots\dots(2.221)$$

Jika tiang berperilaku seperti yang ditunjukkan gambar (c) diatas (momen maksimum mencapai  $M_y$  di dua lokasi),  $H_u$  dapat diperoleh dari persamaan :

$$H_u = \frac{2M_y}{e + 2f/3} \dots\dots\dots(2.222)$$

Mekanisme keruntuhan untuk tiang pendek, sedang dan panjang pada tiang ujung jepit tanah granuler ditunjukkan pada gambar berikut ini :



Gambar 2.51 Tiang Ujung Jepit Tanah Granuler (Broms, 1964)

#### 2.4.1.5. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Kapasitas kelompok tiang tidak selalu sama dengan jumlah kapasitas tiang tunggal yang berada dalam kelompoknya. Penurunan kelompok tiang lebih besar dari penurunan tiang tunggalnya, pada beban struktur yang sama, hal tersebut terjadi karena pada tiang tunggal luas zona tertekan pada bagian bawah tiang sangat kecil dari pada luas zona tertekan kelompok tiang. Perhitungan kapasitas tiang Terzaghi dan Peck (1948) mengambil asumsi-asumsi sebagai berikut :

1. Pelat penutup tiang (pile cap) sangat kaku.
2. Tanah yang berada di dalam kelompok tiang berkelakuan seperti blok padat.

Kapasitas ultimit kelompok tiang dinyatakan oleh persamaan (Terzaghi dan Peck 1948) sebagai berikut :

$$Q_g = 2D(B + L)c + 1,3c_b N_c BL \dots\dots\dots (2.223)$$

dengan :

$Q_g$  = kapasitas ultimit kelompok dengan nilai  $Q_g < nQ_n$  ( $n$  = jumlah tiang dalam kelompoknya) (kN)

$c$  = kohesi tanah di sekeliling kelompok tiang (kN/m<sup>2</sup>)

$c_b$  = kohesi tanah di bawah dasar kelompok tiang (kN/m<sup>2</sup>)

$B$  = lebar kelompok tiang, dihitung dari pinggir tiang-tiang (m)

$L$  = panjang kelompok tiang (m)

$D$  = kedalaman tiang di bawah permukaan tanah (m)

$N_c$  = faktor kapasitas dukung

Faktor pengali 1,3 pada suku persamaan ke-2 adalah untuk luasan kelompok tiang yang berbentuk segi empat. Bentuk luasan lainnya dapat disesuaikan dengan persamaan-persamaan kapasitas dukung Terzaghi untuk fondasi dangkal.

Kapasitas dukung tiang gesek (*friction pile*) dalam tanah lempung akan berkurang jika jarak tiang semakin dekat. Besarnya kapasitas dukung total tereduksi tergantung dari ukuran, bentuk kelompok, jarak dan panjang tiangnya. Nilai pengali terhadap kapasitas dukung ultimit tiang tunggal dengan memperhatikan pengaruh kelompok tiang, disebut efisiensi tiang ( $E_g$ ).



Persamaan efisiensi tiang yang disarankan oleh Converse-Labarre formula sebagai berikut :

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90mn'} \dots\dots\dots(2.224)$$

Dengan :

$E_g$  = efisiensi kelompok tiang

$m$  = jumlah baris tiang

$n'$  = jumlah tiang dalam satu baris

$\theta$  = arc tg  $d/s$ , dalam derajat

$d$  = diameter tiang

$s$  = jarak pusat ke pusat tiang (m)

Efisiensi kelompok tiang didefinisikan sebagai :

$$E_g = \frac{Q_g}{nQ_u} \dots\dots\dots(2.225)$$

Dengan :

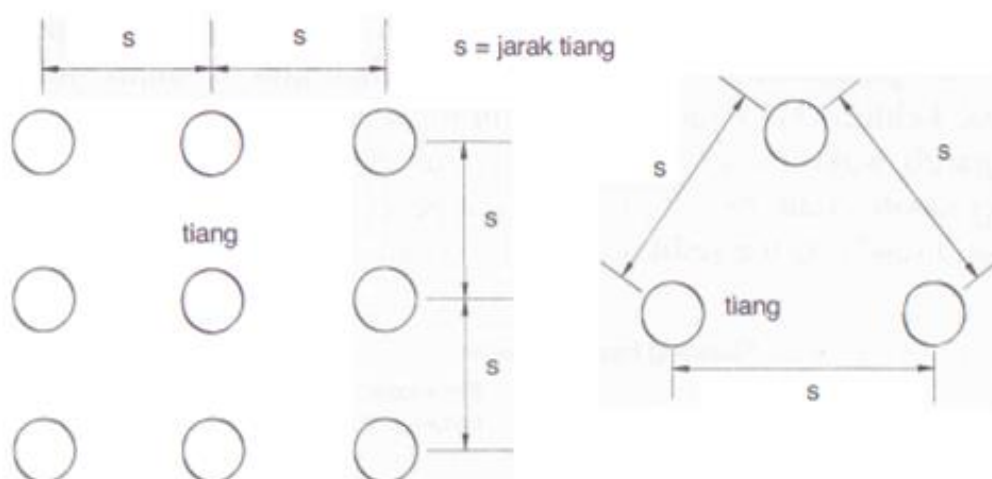
$E_g$  = efisiensi kelompok tiang

$Q_g$  = beban maksimum kelompok tiang

$Q_u$  = beban maksimum tiang tunggal

$n$  = jumlah tiang dalam kelompok

Berikut untuk penjelasan gambar yang dimaksud jarak antar tiang :



Gambar 2.52 Jarak  $s$  dalam Hitungan Efisiensi Kelompok Tiang

(Sumber : Analisis dan Perancangan Fondasi II, Hary Christady Hardiyatmo)

Berikut merupakan jarak antar tiang yang disajikan dalam tabel :

Tabel 2.31 Jarak Antar Tiang dalam Kelompok Tiang

| Fungsi Tiang                           | Jarak as-as minimum (m) |
|--|-------------------------|
| Tiang dukung ujung dalam lapisan keras | $2 - 2,5d$ atau 75 cm   |
| Tiang dukung ujung pada batuan keras   | $2d$ atau 60 cm         |
| Tiang Gesek                            | $3 - 5d$ atau 105 cm    |

(Sumber : Analisis dan Perancangan Fondasi II, Hary Christady)

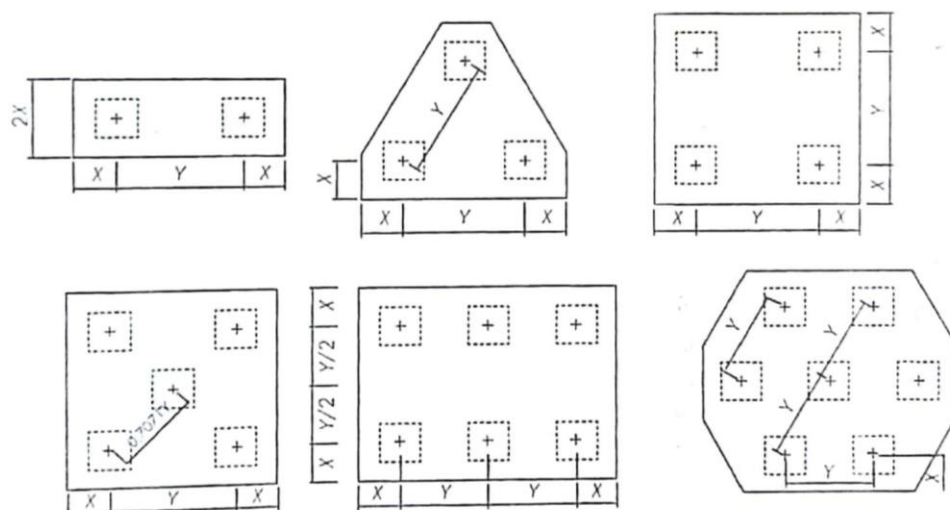
#### 2.4.1.6. Pelat Penutup Tiang (*Pile Cap*)

Pelat penutup tiang (*pile cap*) berfungsi untuk menyebarkan beban dari kolom ke tiang-tiang. Jumlah minimum tiang dalam satu pelat penutup tiang umumnya 3 tiang, bila hanya terdapat 2 tiang dalam 1 kolom maka *pile cap* harus dihubungkan dengan *sloof* ke kolom lain. Balok *sloof* dibuat melewati pusat berat tiang-tiang ke arah tegak lurus deretan tiang.

Perancangan pelat penutup tiang dilakukan dengan anggapan sebagai berikut (Teng, 1962) :

- Pile cap* sangat kaku.
- Ujung atas tiang menggantung pada *pile cap*. Karena itu, tidak ada momen lentur akibat oleh *pile cap* ke tiang.
- Tiang merupakan kolom pendek dan elastis.

Berikut merupakan gambar susunan kelompok tiang pada *pile cap* :



Gambar 2.53 Susunan Kelompok Tiang dalam *Pile Cap*

(Sumber : Analisis dan Perancangan Fondasi II, Hary Christady Hardiyatmo)

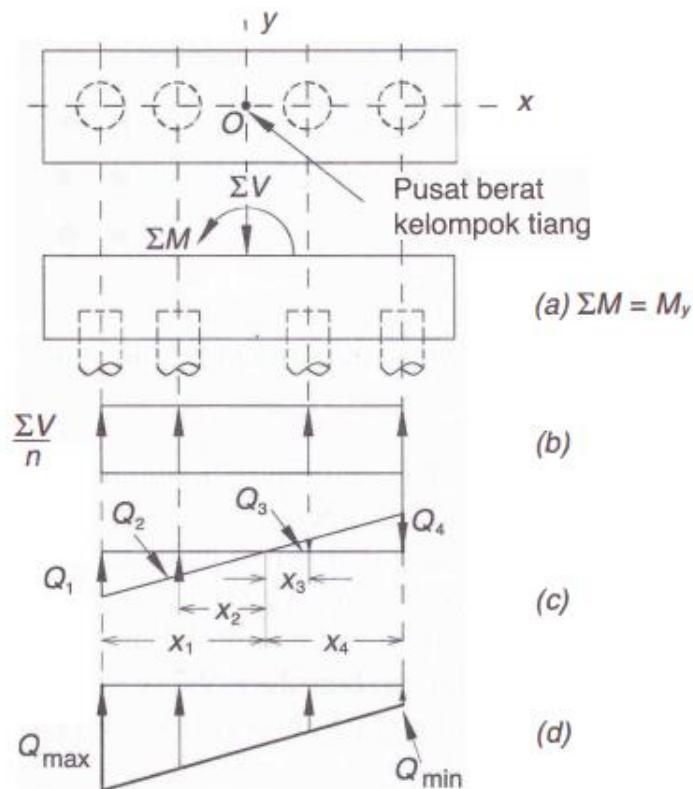
1. Reaksi yang bekerja pada tiang diakibatkan oleh beban aksial ( $V$ ) dan momen ( $M_y$ ). Berikut persamaan reaksinya :

$$Q_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x^2} + \frac{M_x y_i}{\sum y^2} \dots\dots\dots (2.226)$$

Dengan :

- $Q_i$  = reaksi tiang atau beban aksial tiang ke-i (kN)  
 $V$  = jumlah gaya-gaya vertikal (kN)  
 $M_x, M_y$  = momen terhadap sumbu x dan y (kN.m)  
 $e_x, e_y$  = eksentrisitas resultan beban searah sumbu x dan y (m)  
 $n$  = jumlah tiang dalam kelompok  
 $x_i, y_i$  = jarak tiang terhadap sumbu x dan y  
 $\sum x^2, \sum y^2$  = jumlah kuadrat dari jarak tiap-tiap tiang ke pusat kelompok tiang arah sumbu x dan y (m<sup>2</sup>)

Berikut merupakan gambar diagram reaksi tiang akibat beban vertikal ( $V$ ) dan momen ( $M$ ) dari kedua arah :



Gambar 2.54 Diagram Reaksi Tiang.

(Sumber : Analisis dan Perancangan Fondasi II, Hary Christady Hardiyatmo)

## 2. Kontrol terhadap geser

a. Geser 1 (satu) arah ditentukan sebagai berikut:

$$a = (L/2) - (h_k/2) - d \dots\dots\dots(2.227)$$

$$\sigma_a = \sigma_{\min} + \frac{(L-a)(\sigma_{\max} - \sigma_{\min})}{L} \dots\dots\dots(2.228)$$

Tekanan tanah ke atas :

$$V_u = aB(\sigma_{\max} + \sigma_a)/2 \dots\dots\dots(2.229)$$

Gaya geser yang ditahan beton berdasarkan SNI 2847:2019 :

$$\phi V_n \geq V_u \dots\dots\dots(2.230)$$

dimana,

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'c} b_w d \dots\dots\dots(2.231)$$

b. Kontrol geser 2 (dua) arah

Dalam SNI 2847:2019 gaya geser dua arah diakibatkan oleh  $V_c$ , diperoleh dari nilai terkecil antara :

$$V_c = 0,33\lambda\sqrt{f'c} b_o d \dots\dots\dots(2.232)$$

$$V_c = 0,17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'c} \dots\dots\dots(2.233)$$

$$V_c = 0,083\left(2 + \frac{a_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'c} b_o d \dots\dots\dots(2.234)$$

Tekanan tanah keatas :

$$V_u = [BL - (b + d)(h + d)] \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \dots\dots\dots(2.235)$$

$$\beta c = hk/bk \dots\dots\dots(2.236)$$

$$b_o = 2[(b + d)(h + d)] \dots\dots\dots(2.237)$$

## 3. Penulangan pile Cap

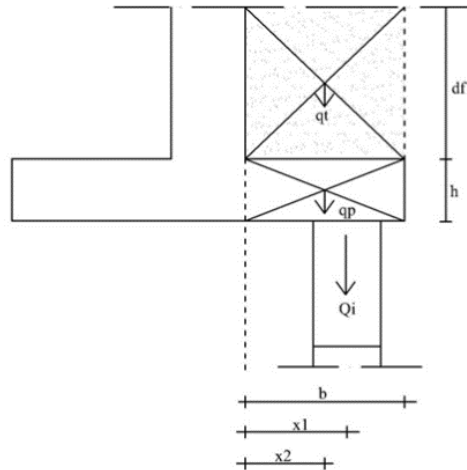
Momen yang terjadi pada sisi kolom dihitung dengan rumus berikut :

$$M_u = \sigma_i x_1 + q_p x_2 + q_t x_3 \dots\dots\dots(2.238)$$

Perhitungan luas tulangan *pile cap* menggunakan rumus sebagai berikut :

$$A_s = \rho b d \dots\dots\dots(2.239)$$

Berikut merupakan gambar gaya-gaya yang bekerja pada *pile cap* :



Gambar 2.55 Gaya-gaya yang terjadi pada *Pile Cap*

Rasio tulangan ( $\rho$ ) dihitung sebagai berikut :

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots(2.240)$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots(2.241)$$

$$\rho_{maks} = \left( \frac{0,003 + f_y / E_s}{0,008} \right) \rho_b \dots\dots\dots(2.242)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right] \dots\dots\dots(2.243)$$

Dengan syarat  $\rho_{\min} < \rho_{perlu} < \rho_{mak}$

Jarak antar tulangan dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$s = \frac{1/4 \pi d^2 S}{A_s} \dots\dots\dots(2.244)$$

Dengan  $s \leq 2h$

**2.5. Analisa Struktur Menggunakan Perangkat Lunak ETABS v.18.1.1**

Perangkat lunak ETABS v.18.1.1 merupakan salah satu program analisa struktur yang telah dikenal luas dikalangan Teknik Sipil. Seiringan dengan perkembangannya perangkat keras komputer, terutama prosesor yang mempunyai kemampuan kecepatan semakin tinggi, perangkat lunak juga berkembang mengikuti kemajuan perangkat keras. Salah satu kelebihan program ini adalah kita

tidak hanya berhenti pada analisa struktur (untuk mengetahui gaya dalam yang terjadi) saja, tapi juga bisa melanjutkan ke bagian *check*/desain struktur untuk mengetahui luas tulangan lentur dan geser untuk balok dengan terlebih dahulu melakukan koversi reduksi dari *ACI* ke SNI.

Perancangan model struktur baik *truss* maupun *frame* dengan perangkat lunak *ETABS v.18.1.1* ini akan melalui 10 tahapan yaitu :

1. Samakan satuan
2. Buat model struktur
3. Definisikan material yang akan digunakan
4. Definisikan profil penampang yang digunakan
5. Aplikasikan profil pada struktur
6. Definisikan beban
7. Aplikasikan beban
8. Cek model struktur
9. Jalankan analisa
10. Cek hasil analisa