

## **BAB 2**

### **LANDASAN TEORI**

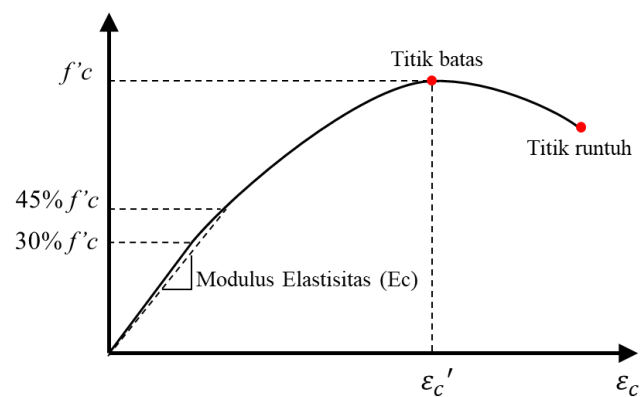
#### **2.1 Beton Bertulang**

Berdasarkan SNI 2847-2019, beton (*concrete*) merupakan material komposit campuran semen *portland* atau semen hidrolis lainnya, agregat halus (pasir), agregat kasar (kerikil), dan air, dengan atau tanpa bahan campuran tambahan (*admixture*). Berat beton normal tipikal memiliki kepadatan (berat jenis) sebesar 2320 hingga 2400 kg/m<sup>3</sup>. Kemudian, beton merupakan material yang kuat dalam menahan tekan namun lemah dalam menahan tarik. Oleh karena itu, beton dapat mengalami retak apabila beban yang dipikulnya menimbulkan tegangan tarik yang melebihi kuat tarik materialnya (Imran, 2019). Upaya untuk mengatasi kelemahan beton dalam menahan tarik maka ditanam tulangan baja (*rebar*) di dalam beton, khususnya di bagian yang berpotensi mengalami tarik saat menahan beban. Beton tersebut kemudian dikenal dengan beton bertulang (*reinforced concrete*).

##### **2.1.1 Kuat Tekan Beton (*Compressive Strength*)**

Kuat tekan beton dipengaruhi oleh komposisi material penyusunnya (semen, agregat halus (pasir), agregat kasar (kerikil), dan air serta *admixture*). Nilai kuat tekan beton didapatkan melalui hasil pengujian tekan *uniaxial* terhadap benda uji silinder. Umumnya ukuran silinder yang digunakan adalah diameter 150 x 300 mm. Nilai uji tekan tersebut dijadikan parameter untuk menyatakan mutu dari campuran beton dengan notasi  $f'c$  (satuan MPa). Selain benda uji silinder, ada beberapa kasus yang menggunakan benda uji berbentuk kubus dengan panjang sisi 150 mm atau 200 mm. Notasi yang digunakan untuk benda uji berbentuk kubus umumnya adalah

K (satuan  $\text{kg/m}^2$ ). Contohnya mutu K-100, yang artinya kuat tekan sebesar  $100 \text{ kg/cm}^2$ . Kuat tekan beton akan semakin meningkat kekuatannya seiring dengan bertambahnya umur beton. Umumnya sebagai standar kuat tekan beton adalah kuat tekan beton pada umur 28 hari (Afriandi, 2018). Penentuan desain kuat tekan beton diatur dalam SNI 2847-2019; Pasal 19.2.1.1. Menurut (Imran, 2019), perilaku beton pada saat dikenakan beban *uniaxial* tekan dapat digambarkan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1 Hubungan Tegangan Regangan Beton

### 2.1.2 Kuat Tarik Beton (*Tensile Strength*)

Kuat tarik beton adalah salah satu parameter penting dalam desain struktur beton untuk memperhitungkan fenomena retak (*crack*) pada struktur beton. Penentuan nilai kuat tarik beton biasanya dilakukan dengan *split cylinder test* yang sesuai dengan ASTM C496M atau dilakukan dengan uji modulus keruntuhan (*modulus of rupture*) yang sesuai dengan ASTM C78 atau C293. Benda uji yang digunakan adalah silinder diameter 150 mm dengan tinggi 300 mm. Selain dengan menggunakan hasil tes tarik, nilai kuat tarik beton ( $f_{ct}$ ) juga bisa dilakukan dengan pendekatan berdasarkan hasil kuat tekan,  $f'_c$  (Lesmana, 2020b).

$$f_{ct} = 0,5\sqrt{f'_c} \text{ hingga } f_{ct} = 0,6\sqrt{f'_c} ; \text{ untuk beton normal} \quad (2.1)$$

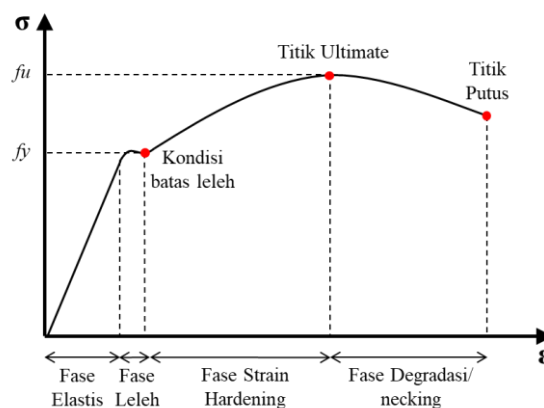
### 2.1.3 Modulus Elastisitas Beton

Besarnya modulus elastisitas ( $E_c$ ) beton bervariasi berdasarkan kekuatan dari beton itu sendiri. Selain dari itu, besaran modulus elastisitas dipengaruhi oleh umur beton, *properties* dari agregat dan semen, laju pembebanan, dan tipe atau ukuran benda uji (Lesmana, 2020b). Berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 19.2.2, nilai modulus elastisitas beton normal dapat dihitung dengan pendekatan seperti pada persamaan (2.2).

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} \quad (2.2)$$

### 2.2 Baja Tulangan (*Rebar*)

Berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 20.2.2.2 nilai modulus elastisitas baja dapat diambil sebesar 200000 MPa. Perilaku atau karakteristik dari material baja saat menerima gaya dapat digambarkan dari kurva tegangan regangannya. Kurva ini didapatkan dengan memberikan pembebanan berupa gaya tarik yang terus meningkat secara konstan. Sifat tegangan regangan baja tulangan dapat dilihat pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2 Hubungan Tegangan Regangan Baja

Berdasarkan SNI 2052-2017 terdapat dua jenis baja tulangan yang biasa digunakan, yaitu baja tulangan beton polos (BjTP) dan baja tulangan beton sirip/ulir

(BjTS). BjTP merupakan baja tulangan beton berpenampang bundar dengan permukaan rata tidak bersirip/berulir, sedangkan BjTS merupakan baja tulangan beton yang permukaannya memiliki sirip/ulir melintang dan memanjang. Umumnya, tulangan ulir/sirip biasa digunakan sebagai tulangan utama dikarenakan kekuatan (mutu) yang relatif lebih besar dibandingkan tulangan polos (Lesmana, 2020b). Keterangan mutu tulangan berdasarkan SNI 2052-2017 dapat dilihat pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Sifat Mekanis Baja Tulangan Sesuai SNI 2052-2017

<b>Kelas Baja Tulangan</b>	<b>Kuat Leleh (<math>f_y</math>) (MPa)</b>	<b>Kuat Tarik (<math>f_u</math>) (MPa)</b>
BjTP280	Min 280 Maks 405	Min 350
BjTS280	Min 280 Maks 405	Min 350
BjTS420A	Min 420 Maks 545	Min 525
BjTS420B	Min 420 Maks 545	Min 525
BjTS520	Min 520 Maks 645	Min 650
BjTS550	Min 550 Maks 675	Min 687,5
BjTS700	Min 700 Maks 825	Min 805

### 2.3 Sistem Struktur Tahan Gempa

Elemen struktur bangunan gedung difungsikan untuk memikul beban gravitasi seperti beban mati dan beban hidup. Kemudian dengan adanya beban

lateral, elemen struktur tersebut juga diharuskan mampu memikul kombinasi beban gravitasi dan beban lateral. Sistem yang umumnya digunakan sebagai sistem tahan gempa adalah struktur rangka, struktur dinding, dan struktur ganda.

### **2.3.1 Sistem Struktur Rangka (*Frame System*)**

Berdasarkan SNI 2847-2019 terdapat Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM), yaitu rangka dimana komponen balok, pelat, kolom, dan joint menahan gaya melalui lentur, geser, dan gaya aksial. Sistem ini terbagi menjadi 3, yaitu :

1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), yaitu rangka balok kolom atau rangka pelat kolom yang dicor di tempat atau pracetak dan memenuhi persyaratan pada SNI 2847-2019 ; Pasal 18.3. Pasal ini hanya berlaku untuk rangka momen biasa yang yang dikenakan KDS B.
2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), yaitu balok kolom atau rangka kolom dan pelat dua arah tanpa balok yang dicor di tempat dan memenuhi persyaratan pada SNI 2847-2019 ; Pasal 18.4. Pasal ini hanya berlaku untuk rangka momen menengah yang yang dikenakan KDS C.
3. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), yaitu rangka balok kolom yang dicor di tempat dan memenuhi persyaratan pada SNI 2847-2019 ; Pasal 18.2.3 – Pasal 18.2.8 dan Pasal 18.6 – Pasal 18.8. Bagi rangka balok kolom pracetak memenuhi Pasal 18.2.3 – Pasal 18.2.8 dan Pasal 18.9. Pasal ini hanya berlaku untuk rangka momen menengah yang yang dikenakan KDS D,E atau F.

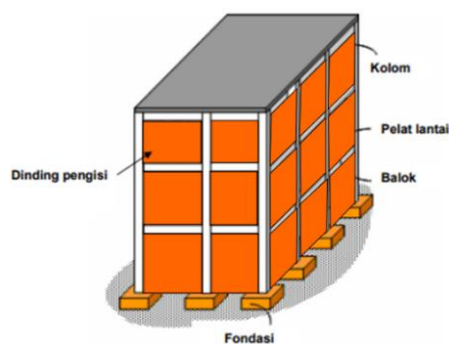
Sistem struktur rangka (*frame system*) cukup relevan untuk struktur gedung tingkat rendah dan menengah (Lesmana, 2020a). Struktur rangka pemikul momen beton bertulang dapat dilihat pada Gambar 2.3.



Gambar 2.3 Struktur Rangka Pemikul Momen Beton Bertulang

### 2.3.2 Sistem Struktur Dinding (*Wall System*)

Sistem struktur ini mempunyai ciri khas penggunaan elemen dinding sebagai struktur utama dalam memikul beban gravitasi dan gempa. Dinding yang dipakai berupa beton bertulang (*shear wall*) atau susunan batu (*masonry*) yang terhubung dengan elemen balok dan kolom. Kemudian untuk proses desain struktur balok dan kolom pengaruh gempa diabaikan dan hanya difokuskan memikul beban gravitasi. Berdasarkan kekakuan struktur dan biaya sistem ini efektif untuk gedung tingkat rendah dan menengah (Lesmana, 2020). Struktur dinding beton bertulang dapat dilihat pada Gambar 2.4.



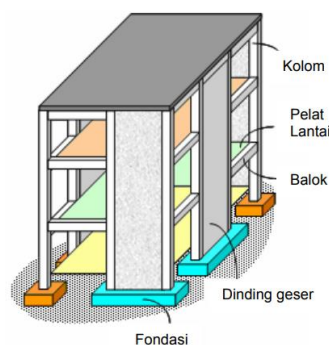
Gambar 2.4 Struktur Dinding (*Wall System*) Beton Bertulang

Berdasarkan SNI 2847-2019 terdapat Sistem Dinding Struktural Khusus (SDSK), yang digunakan pada struktur dengan KDS D,E, atau F. Sistem ini harus memenuhi Pasal 18.10. Selain SDSK, terdapat juga dinding struktural umum untuk

struktur dengan KDS A,B, atau C. Secara prinsip desain, tidak terdapat perhitungan yang berbeda dari struktural khusus. Hal yang menjadi pembeda pada struktural umum, yaitu tidak mewajibkan penggunaan *Boundary Element* (BE) (Lesmana, 2020).

### 2.3.3 Sistem Struktur Ganda (*Dual System*)

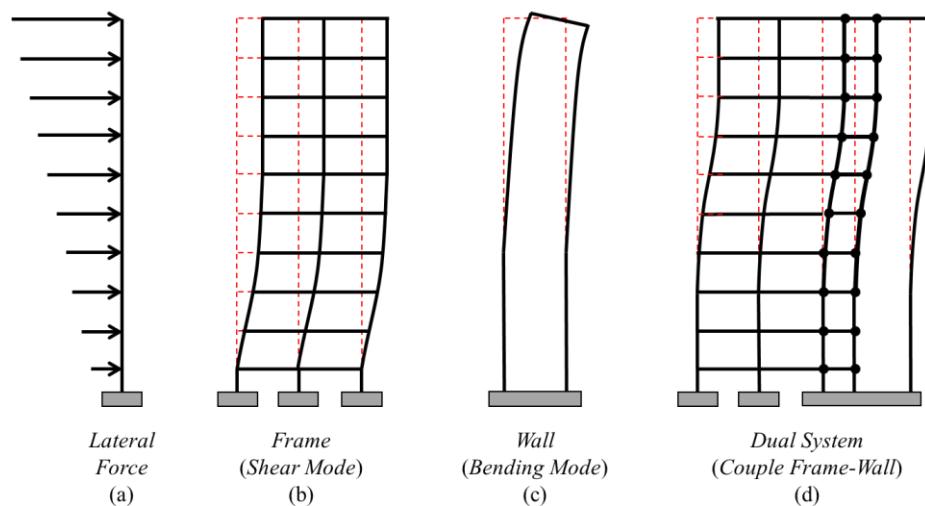
Sistem ini merupakan gabungan dari sistem rangka dengan sistem dinding (*wall*) dalam memikul beban, baik berupa beban gravitasi maupun beban lateral. Berdasarkan SNI 1726-2019 ; Pasal 7.2.5.8, terdapat pembagian peran dalam memikul beban lateral antara struktur rangka dan struktur dinding. Struktur rangka sekurang-kurangnya harus mampu menahan 25% dalam memikul beban gempa dan struktur dinding sekurang-kurangnya harus mampu menahan 75%. Hal ini dikarenakan upaya memberikan tahanan gempa redundansi dari struktur, supaya struktur tidak runtuh. Minimal bisa menahan beban gravitasi setelah terjadi gempa kuat. Jangan sampai balok kolom rusak berlebih, maka rangka minimum harus mampu menahan 25% beban gempa. Jenis struktur ini paling banyak digunakan sebagai struktur gedung khususnya untuk gedung tingkat menengah dan gedung tinggi (*high rise building*) (Lesmana, 2020). Struktur ganda beton bertulang dapat dilihat pada Gambar 2.5.



Gambar 2.5 Struktur Ganda Beton Bertulang

### 2.3.3.1 Perilaku Struktur *Dual System*

Struktur *dual system* memiliki beberapa kelebihan, seperti adanya sistem penyerapan gaya gempa yang merupakan hasil dari interaksi rangka yang daktail dengan struktur *shear wall*. Selain itu, kontrol terhadap *story drift* struktur yang sangat baik, karena adanya kekauan lateral yang besar dari struktur *wall*. Kemudian dapat menghindari terjadinya *soft story* (Lesmana, 2020). Besarnya simpangan yang terjadi pada sistem *dual system* diperoleh dengan cara menggabungkan perilaku elemen *frame* dengan *shear wall* seperti yang terdapat pada Gambar 2.6.



Gambar 2.6 Pola Deformasi pada Struktur *Dual System* Akibat Beban Gempa

Apabila dilihat secara terpisah ketika struktur rangka menerima beban lateral, perilaku struktur rangka didominasi oleh perilaku geser (*shear mode*) seperti pada Gambar 2.6(b). Terlihat pada gambar tersebut, besaran perpindahan pada lantai level atas relatif sama. Sudut deformasi (lendutan) paling besar berada di dasar struktur dimana terjadi geser maksimum. Kemudian perilaku *shear wall* saat menerima beban lateral akan didominasi oleh perilaku lentur (*flexural mode*) seperti pada Gambar 2.6(b). Perpindahan terjadi pada bagian atas *shear wall* yang kemudian diikuti bagian bawahnya sampai pada pertengahan tinggi *shear wall*.

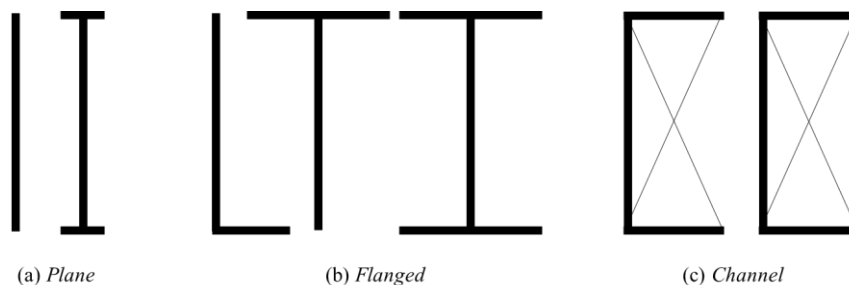


Sehingga sistem *shear wall* memberikan kekakuan paling kecil pada bagian atas bangunan. Apabila kedua sistem tersebut digabungkan maka terbentuklah *dual system* yang memiliki perilaku seperti pada Gambar 2.6 (d). Dapat dilihat pada level bawah (*lower stories*) struktur rangka dan *shear wall* sama-sama menunjukkan kecenderungan pola perpindahan geser (*shear mode*). Sedangkan pada bagian level atas struktur, interaksi kedua sistem saling berlawanan. Perilaku ini dipengaruhi oleh respons dinamis dari sistem gabungan dan kemunculan sendi plastis pada *frame* saat level gempa tinggi (Lesmana, 2020). Maka dari itu, geser akibat gaya lateral akan dipikul oleh *frame* pada bagian atas struktur gedung dan bagian bawah struktur gedung akan dipikul oleh *shear wall*.

### 2.3.3.2 Struktur *Shear Wall*

#### 2.3.3.2.1 Jenis Struktur *Shear Wall*

Berdasarkan penampangnya, mengacu pada ACI-SP-17M-14 terdapat 3 jenis penampang *shear wall* yaitu *plane*, *flanged*, dan *channel*. Seperti ditunjukkan pada Gambar 2.7.



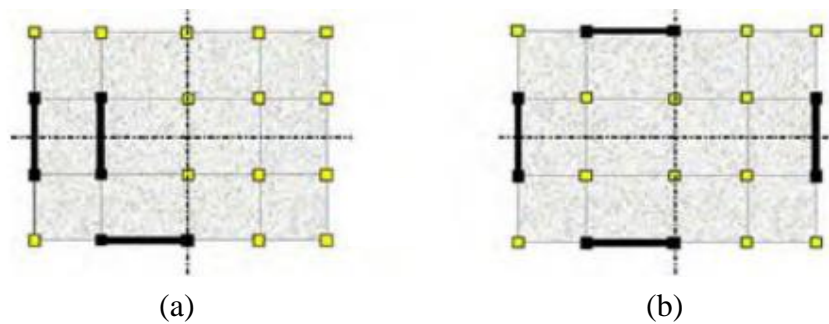
Gambar 2.7 Kategori Penampang *Shear Wall*

Terdapat dua jenis *shear wall*, yaitu dinding langsing (*slender wall*) dan dinding pendek (*squat wall*). Tipe *slender wall* umumnya digunakan pada struktur bangunan medium dan bangunan tinggi. Secara geometri, penampangnya

mempunyai rasio  $h_w/l_w \geq 2$ . Struktur tipe ini cenderung mempunyai perilaku seperti kantilever. Sedangkan tipe *squad wall* umumnya digunakan pada struktur bangunan rendah, dengan mempunyai rasio  $h_w/l_w \leq 2$  (Lesmana, 2020).

#### 2.3.3.2.2 Penempatan *Shear Wall*

Kemampuan *shear wall* pada struktur gedung dapat efektif apabila memperhatikan penempatannya, yaitu seperti memperhatikan posisi *center off mass*(CM) dan *center of rigidity*(CR) agar sedekat mungkin untuk memberikan tahanan torsi yang baik (Wijanto, 2009). Hal ini dapat dicapai dengan meletakan *shear wall* secara simetris seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.8(b).

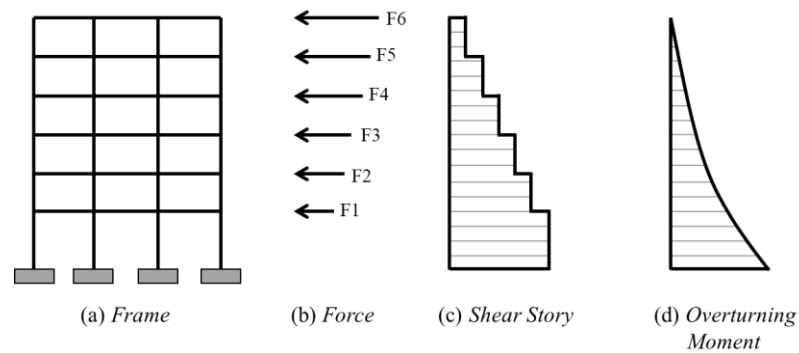


Gambar 2.8 Penempatan *Shear Wall* : (a) asimetris dan (b) simetris

## 2.4 Respon Dinamik pada Struktur

### 2.4.1 Respon Struktur pada Arah Vertikal

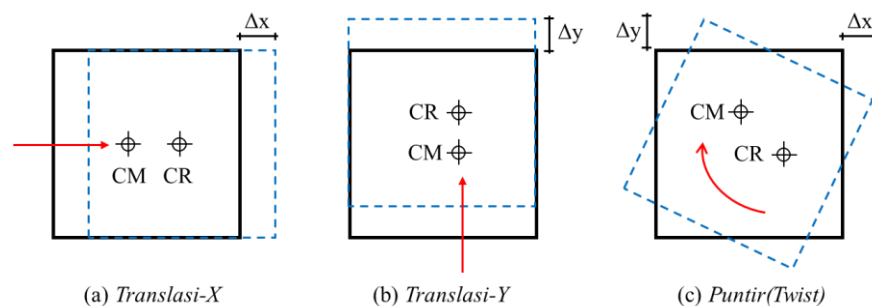
Ketika struktur menerima beban gempa, maka gedung akan cenderung berperilaku seperti elemen struktur kantilever vertikal. Struktur akan menerima beban berupa gaya horizontal (*story shear forces*) dan *overtuning moment* pada tiap level lantai. Pada kondisi tersebut, gaya dan momen pada tiap lantai akan ditransfer ke bagian dasar gedung yang kemudian akan dipikul oleh struktur fondasi. Pengaruh gaya lateral pada struktur dapat dilihat pada Gambar 2.9.



Gambar 2.9 Pengaruh Gaya Lateral pada Struktur Gedung

### 2.4.2 Respon Struktur pada Arah Horizontal

Perilaku struktur pada arah horizontal dipengaruhi oleh dua parameter, yaitu titik pusat massa (*center of mass*) dan titik pusat kekakuan (*center of rigidity*). Ilustrasinya terdapat pada Gambar 2.10.



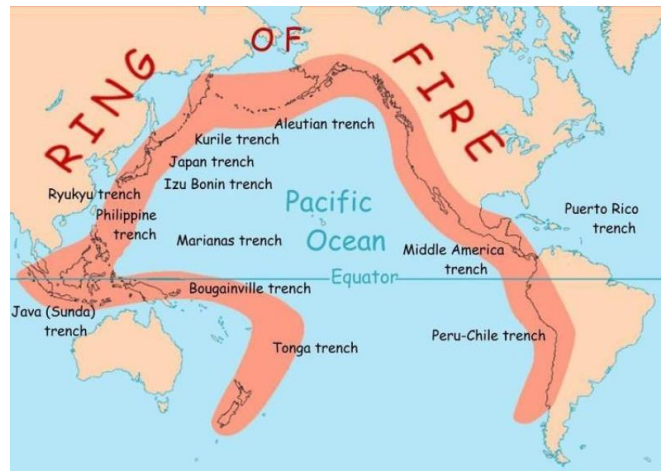
Gambar 2.10 Perpindahan Relatif pada Lantai Gedung

Semakin besar jarak antara CM dengan CR, maka semakin besar pula efek torsi pada struktur gedung. Hal ini menjadi alasan perencana selalu berusaha untuk mendesain struktur dengan jarak CM dan CR sedekat mungkin, supaya efek torsi yang terjadi pada struktur dapat diminimalisir (Lesmana, 2020).

### 2.5 Gempa

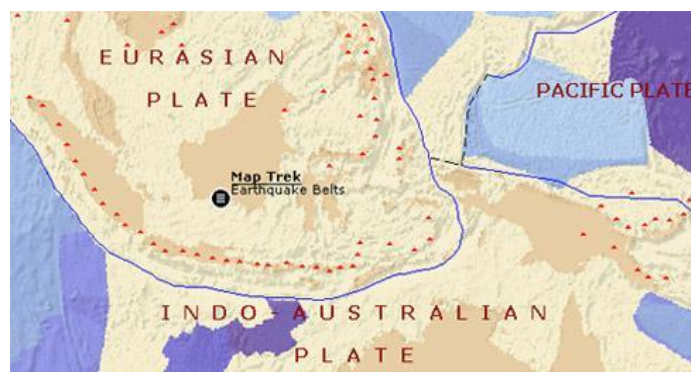
Gempa bumi merupakan bencana alam yang dapat dikategorikan dalam dua jenis yaitu gempa vulkanik dan gempa tektonik. Gempa vulkanik terjadi

diakibatkan aktivitas vulkanik atau aktivitas magma (Hardiyatmo, 2022). Indonesia sendiri termasuk dalam jalur cincin api pasifik (*ring of fire*), yaitu rangkaian gunung aktif dunia. Jalur cincin api pasifik dalam dilihat pada Gambar 2.11.



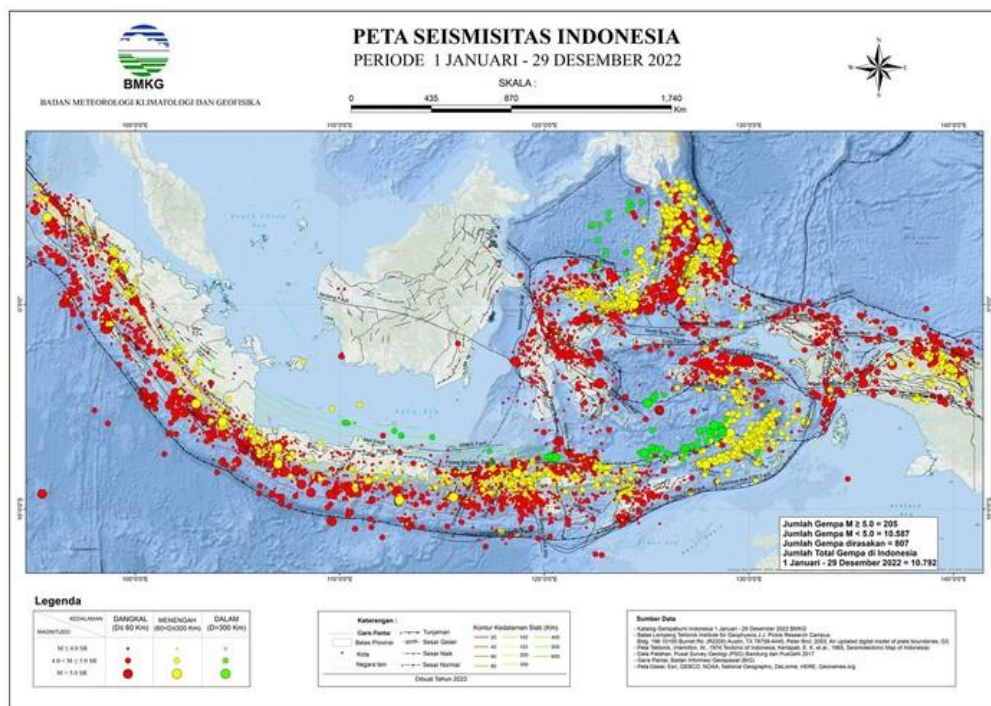
Gambar 2.11 Jalur Cincin Api Pasifik

Selanjutnya adalah gempa tektonik, gempa tektonik ini terjadi dikarenakan lempeng-lempeng tektonik bergeser oleh adanya aktivitas tektonik. Wilayah Indonesia sendiri dilewati oleh Lempeng Pasifik, Indo-Australia, dan Eurasia (Hardiyatmo, 2022). Kondisi geologi Indonesia yang terletak di pertemuan tiga lempeng tektonik besar ini memberikan pengaruh pada daerah yang terkena tumbukan lempeng tektonik tersebut, seperti bencana gempa dapat terjadi kapan saja. Peta tektonik Indonesia dapat dilihat pada Gambar 2.12.



Gambar 2.12 Peta Tektonik Indonesia

Melihat kondisi geologi yang demikian, membuat Indonesia menjadi negara yang rawan terjadi bencana gempa bumi. Hal ini dibuktikan dengan banyaknya peristiwa gempa bumi tiap tahunnya. Berdasarkan data BMKG edisi 2022 mencatat 10.792 kejadian gempa bumi terjadi di Indonesia dalam kurun periode 1 Januari – 29 Desember 2022, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.13.



Gambar 2.13 Peta Seismisitas Indonesia Periode 1 Januari – 29 Desember 2022

Berdasarkan data tersebut, sudah sepatutnya digunakan teknologi desain tahan gempa disetiap perencanaan struktur gedung di Indonesia.

## 2.6 Teknologi Desain Tahan Gempa

Berdasarkan (Tavio, 2018), sistem perencanaan gedung tahan gempa terus dilakukan evaluasi terkait perilaku saat terjadi gempa. Saat ini sudah terdapat tiga konsep desain, yaitu :

1. Metode desain layan, diutamakan kemampuan layan (*serviceability*), kontrol pada tegangan yang terjadi. Maka, metode ini hanya memastikan

kapasitas material, defleksi, dan vibrasi, untuk beban layan di dalam batas izin tetapi tidak untuk kekuatan dan kekakuan

2. Metode desain ultimit (desain berbasis gaya / *force based design*), diutamakan kekuatan (*strength*), kontrol pada regangan. Dimana elemen struktur didesain berdasarkan konsep kuat material penyusunnya sehingga penampang yang digunakan umumnya berukuran besar. Metode ini dilakukan menggunakan analisis elastik (*linear*) meliputi analisis statik ekuivalen (*linear static equivalent*) dan analisis respons spektrum (*linear dynamic response spectrum*) sesuai dengan SNI 1726-2019.
3. Metode desain berbasis kinerja (*performance based design*), dilakukan dengan menganalisis komponen struktur secara bertahap hingga memberikan gambaran perilaku nonlinear(*inelastic*) struktur ketika pertama kali mengalami kegagalan, maka dapat menunjukkan kinerja struktur terhadap gempa. Ciri khas dari konsep PBD adalah struktur gedung didesain dengan level kerusakan (*building performance level*) tertentu sesuai dengan level gempa (*earthquake hazard level*) yang terjadi, struktur diperkenankan rusak namun tidak boleh runtuh (*collapse*).

### **2.6.1 Level Kerusakan (*Building Performance Level*)**

Level kerusakan (*building performance level*) adalah parameter penting dalam mengklasifikasikan kerusakan yang terjadi pada struktur saat terjadi gempa. Level kinerja ini terdairi dari level *operational* (OP), *Immediate Occupancy*(OC), *Life Safety*(LS), dan *Collapse Prevention*(CP). Setiap level kinerja memnyui

batasan-batasan berdasarkan *code* yang dikeluarkan oleh *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) dan *Applied Tekhnology Council* (ATC).

### **2.6.2 Level Gempa (*Earthquake Hazard Level*)**

Konsep level gempa ini terdapat pada FEMA 237 / FEMA349 / FEMA356 yang membagi bencana menjadi 3 level berdasarkan intensitas gempa, yaitu *Serviceability Earthquake* (SE), *Design Basis Earthquake* (DBE), dan *Maximum Capable Earthquake* (MCE) atau *Maximum Considered Earthquake* (MCE).

#### **2.6.2.1 *Serviceability Earthquake* (SE)**

Gempa dikategorikan sebagai *Serviceability Earthquake* (SE), dimana besaran intensitas gempanya setara dengan  $0,5 \times$  DBE. Gempa level ini termasuk gempa dengan intensitas kecil dan probabilitas terjadinya sebesar 50% dalam 50 tahun (kemungkinan terjadi satu kali dalam 100 tahun).

#### **2.6.2.2 *Design Basis Earthquake* (DBE)**

Gempa level ini mempunyai probabilitas terjadinya gempa 10% dalam 50 tahun (kemungkinan terjadi satu kali dalam 500 tahun).

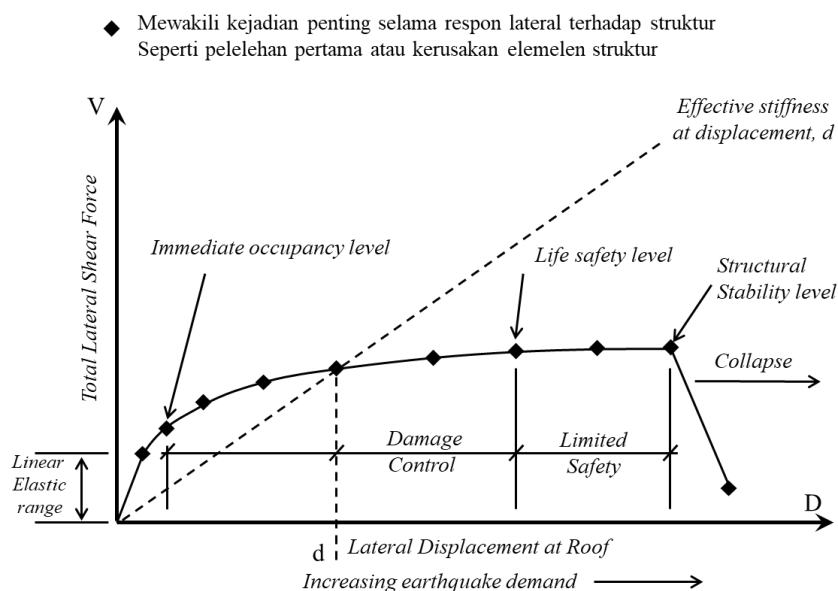
#### **2.6.2.3 *Maximum Capable Earthquake* (MCE) atau *Maximum Considered Earthquake* (MCE).**

Gempa level ini mempunyai intensitas gempa setara dengan  $1,5 \times$  DBE. Berdasarkan FEMA, gempa level ini tergolong gempa dengan intensitas yang sangat tinggi dengan probabilitas sebesar 2% dalam 50 tahun (kemungkinan terjadi satu kali dalam 2500 tahun). Sedangkan berdasarkan ATC, probabilitas terjadinya gempa level ini sebesar 5% dalam 50 tahun kemungkinan terjadi satu kali dalam 1000 tahun). Level inilah yang umumnya digunakan pada desain struktur bangunan gedung seperti yang diatur dalam SNI 1726-2019.

## 2.7 Kinerja Struktur

### 2.7.1 Metode ATC-40

Tingkatan kinerja sesuai ATC-40 digambarkan kurva hubungan antara perpindahan lateral dengan besar gaya yang bekerja, atau yang kemudian disebut dengan kurva kapasitas. Kurva tersebut dapat dilihat pada Gambar 2.14.



Gambar 2.14 Kurva Kapasitas Tingkat Kinerja Struktur (ATC-40,1996)

Respon struktur bangunan terhadap gerakan tanah yang diakibatkan gempa menyebabkan perpindahan lateral dan deformasi pada setiap elemen struktur. Apabila level respon rendah, deformasi elemen akan dalam rentang *linear elastic* dan tidak akan ada kerusakan yang timbul. Namun, pada respon tinggi deformasi elemen akan melebihi kapasitas *linear elastic* dan bangunan akan mengalami kerusakan. Bangunan sebenarnya tidak memiliki kapasitas *linear elastic*, maka kurva kapasitas biasanya terdiri dari serangkaian segmen garis lurus dengan penurunan kemiringan yang merupakan degradasi progresif dalam kekakuan struktural yang terjadi akibat struktur bangunan mengalami perpindahan lateral, pelelehan, dan kerusakan (Tavio, 2018).



Kurva kapasitas suatu struktur terhadap beban lateral telah diketahui pada Gambar 2.14, diimana terdapat level-level kinerja tertentu. Level kinerja tersebut kemudian dideskripsikan lagi atas bagaimana kondisi bangunan pasca gempa dan kategori bangunan yang di izinkan terhadap level kinerja tertentu. Seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.2.

Tabel 2.2 Kondisi Bangunan Pasca Gempa dan Kategori Bangunan pada Tingkat Kinerja Struktur (ATC-40,1996)

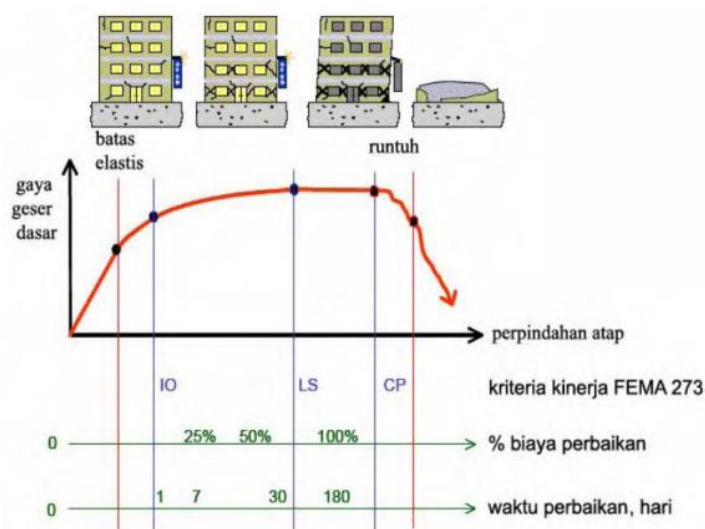
<b>Tingkat Kinerja</b>	<b>Kondisi Bangunan Pasca Gempa dan Kategori Bangunan Kinerja Struktur</b>
SP-1 <i>Immediate Occupancy</i> (IO)	Ketika terjadi gempa bangunan aman, resiko korban jiwa dan kegagalan struktur minor. Kemudian dapat segera difungsikan kembali. Kategori bangunan merupakan bangunan sarana penyelamatan, penyimpanan barang berbahaya, dan bangunan yang dapat mempengaruhi ekonomi sosial. Seperti Rumah sakit, gudang bahan bakar atau bahan berbahaya, dan bangunan lainnya yang sesuai dengan keterangan sebelumnya.
SP-2 <i>Damage Control</i> (DO)	Transisi antara <i>Immediate Occupancy</i> (IO) dan <i>Life Safety</i> (LS). Bangunan masih mampu menahan gaya gempa dan resiko korban jiwa sangat kecil. Kategori bangunan merupakan bangunan bersejarah dan bangunan yang menjadi tempat penyimpanan barang-barang berharga.
SP-3 <i>Life Safety</i> (LS)	Bangunan mengalami kerusakan namun tidak diperkenankan mengalami keruntuhan yang dapat menyebabkan korban jiwa. Setelah terjadi gempa, bangunan dapat berfungsi kembali setelah dilakukan perbaikan pada komponen struktural maupun non struktural. Kategori bangunan merupakan fasilitas-fasilitas umum, gedung perkantoran, perumahan, gudang, dan fasilitas umum lainnya.

Tingkat Kinerja	Kondisi Bangunan Pasca Gempa dan Kategori Bangunan Kinerja Struktur
SP-4 <i>Limited Safety</i>	Bukan merupakan tingkatan serta tidak memperhitungkan aspek ekonomis dalam melakukan perbaikan pasca gempa.
SP-5 <i>Struktural Stability (SS)</i>	Struktur pasca gempa mengalami kerusakan hingga diambang keruntuhan total maupun parsial. Komponen struktur penahan beban gravitasi masih bekerja meskipun keseluruhan kesetabilan sudah diambang keruntuhan.
SP-6 <i>Not Considered</i>	Bukan merupakan tingkatan kinerja struktur, tetapi hanya untuk melakukan evaluasi seismik non-struktural atau retrofit.

### 2.7.2 Metode FEMA 356

Tingkatan kinerja pada FEMA ini secara garis besar sama dengan ATC-40.

Kinerja struktur bangunan saat terjadi gempa terdapat pada Gambar 2.15.



Gambar 2.15 Kurva Kapasitas Tingkat Kinerja Struktur (FEMA356)

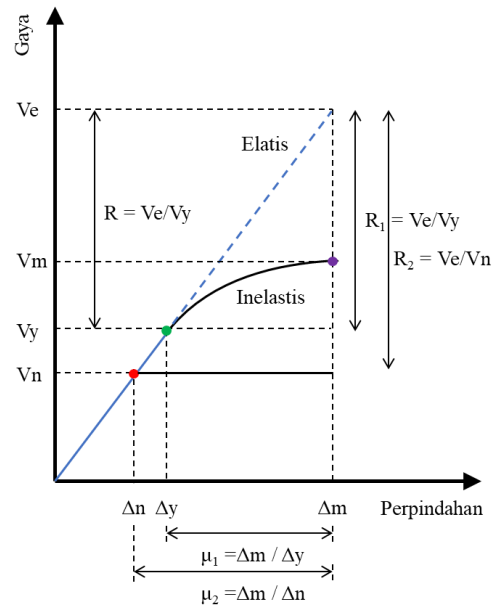
Level kinerja tersebut kemudian dideskripsikan lagi atas bagaimana kondisi bangunan pasca gempa dan kategori bangunan yang diizinkan terhadap level kinerja tertentu. Seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.3.

Tabel 2.3 Kondisi Bangunan Pasca Gempa dan Kategori Bangunan pada Tingkat Kinerja Struktur (FEMA 356)

<b>Tingkat Kinerja</b>	<b>Kondisi Bangunan Pasca Gempa dan Kategori Bangunan Kinerja Struktur</b>
<i>Operasional(OP)</i>	Tidak ada kerusakan yang berarti pada komponen struktural maupun non struktural. Hal ini ditandai dengan tidak ada pergeseran permanen pada bangunan, sebagian besar struktur dapat mempertahankan kekuatan dan kekakuannya, sedikit retak, dan semua sistem penting pada gedung dapat beroperasi dengan normal.
<i>Immediate Occupancy(IO)</i>	Tidak ada kerusakan yang berarti pada komponen struktural. Kekuatan dan kekakuan gedung masih hampir sama dengan kondisi sebelum struktur menerima gempa. Komponen non struktural, peralatan, dan isi bangunan umumnya masih aman, tetapi secara operasional tidak dapat bekerja karena kegagalan mekanik atau kurangnya utilitas.
<i>Life Safety(LS)</i>	Terjadi beberapa kerusakan komponen struktur dan kekuatan serta kekakuannya berkurang. Struktur masih mempunyai kekuatan yang cukup untuk memikul beban-beban yang terjadi pada ambang keruntuhan. Komponen non struktural masih ada namun tidak dapat berfungsi, harus dilakukan perbaikan terlebih dahulu agar dapat digunakan kembali.
<i>Collapse Prevention (CP)</i>	Terjadi kerusakan yang parah pada komponen struktural maupun non-struktural pada bangunan. Kekuatan dan kekakuan struktur banyak berkurang, tetapi kolom dan dinding pemikul beban masih berfungsi meski sudah berada pada ambang keruntuhan. Struktur sudah tidak lagi mampu menahan gaya lateral.

## 2.8 Metode *Direct Displacement Based Design* (DDBD)

Hubungan gaya dan perpindahan pada beberapa kondisi diilustrasikan pada Gambar 2.16.



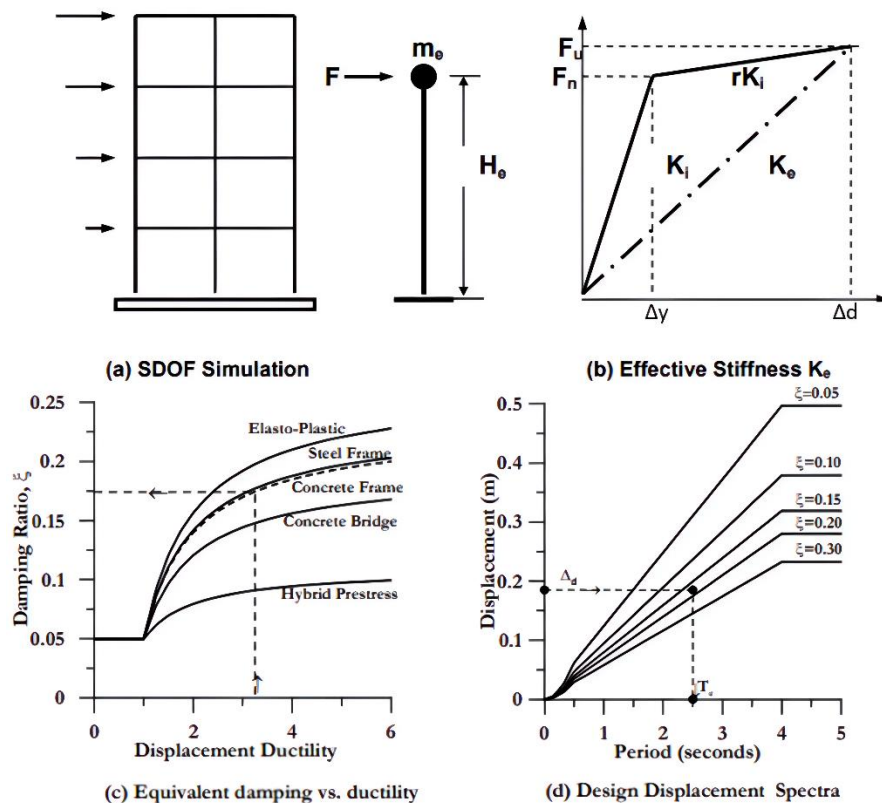
Gambar 2.16 Kurva Gaya dan Perpindahan ketika Respon Elastis dan Inelastis

Dalam *Force Based Design* (FBD), beban gempa didesain pada saat respon elastis dengan menggunakan gaya geser nominal ( $V_n$ ) yang nilainya diambil dari gaya geser elastis ( $V_e$ ) dibagi faktor modifikasi respon ( $R$ ). Sedangkan dalam *Performance Based Design* (PBD) beban gempa didesain pada saat respon inelastis. Melihat dari keadaan sebenarnya struktur akan mampu menyerap energi gempa dalam bentuk inelastis, maka dalam FBD diberikan faktor modifikasi respon ( $R$ ) yang nilainya tergantung pada kemampuan sistem untuk berdeformasi inelastis atau menyerap energi gempa (Priestley, 2007).

Apabila kita desain secara inelastis dengan batasan deformasi ( $\Delta_m$ ), maka struktur harus memikul beban gempa sebesar ( $V_m$ ). Sedangkan apabila kita mendesain secara elastis, dengan batasan deformasi yang sama ( $\Delta_m$ ), maka struktur

harus memikul beban gempa yang lebih besar yaitu ( $V_e$ ). Sehingga pada kondisi inelastis, kekuatan/gaya kurang berpengaruh daripada deformasi. Dikarenakan gaya geser  $V_y$  dan  $V_n$  mempunyai pengaruh kecil pada deformasi akhir ( $\Delta_m$ ).

Kemudian, (Priestley, 2007) membuat suatu metode *Direct Displacement Based Design* (DDBD) yang menekankan pada nilai *displacement* sebagai acuan untuk menentukan kekuatan yang diperlukan bangunan terhadap gempa rencana. Perbedaan dari metode FBD adalah ditandai dengan mengubah sistem struktur bangunan berderajat banyak atau *Multi Degree Of Freedom* (MDOF) menjadi sistem struktur satu derajat kebebasan atau *Single Degree of Freedom* (SDOF) dengan representasi dari kinerja pada respon perpindahan puncak, bukan oleh karakteristik elastik awal. Konsep desain berbasis perpindahan *Direct Displacement Based Design* dapat dilihat pada Gambar 2.17.

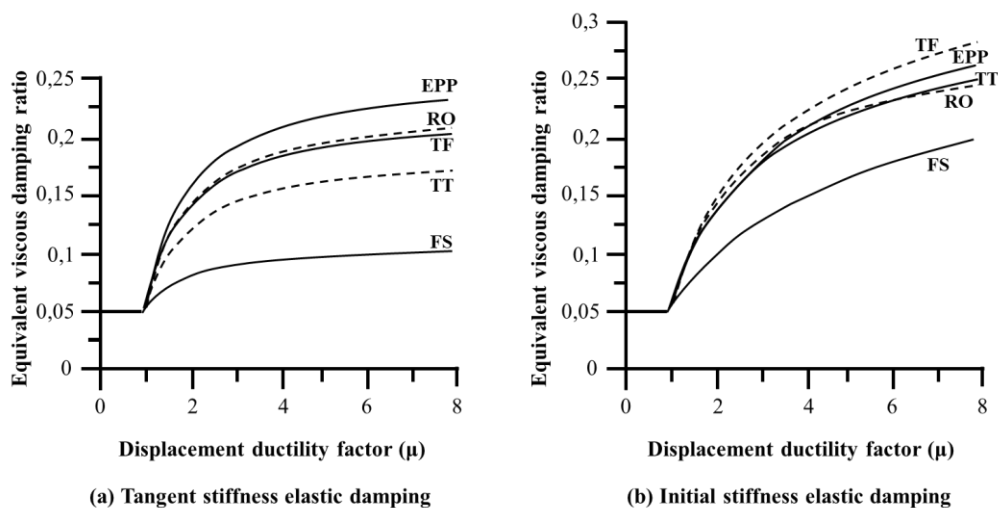


Gambar 2.17 Konsep *Direct Displacement Based Design*

Berdasarkan Gambar 2.17 konsep *Direct Displacement Based Design* (DBBD) dapat dijelaskan sebagai berikut :

1. Gambar 2.17(a), struktur *Multi Degree Of Freedom* (MDOF) yang diidealisasikan menjadi *Single Degree of Freedom* (SDOF) sederhana masih dapat diprediksi responnya dengan cukup baik. Maka, struktur MDOF dalam metode Priestley dinyatakan dalam struktur SDOF ekuivalen sebagai struktur pengganti.
2. Gambar 2.17(b), nilai perpindahan maksimum ( $\Delta_d$ ) pada keadaan inelastik maksimum didapatkan dari kekakuan efektif atau *secant stiffness* ( $K_e$ ).
3. Gambar 2.17(c), tingkat redaman viscous ekuivalen ( $\xi_{eq}$ ) merupakan gabungan dari redaman elastis awal yang biasanya 5% ( $\xi_{el}$ ) dengan energi histeresis yang diserap selama respon inelastik ( $\xi_{hyst}$ ) yang nilainya bergantung pada nilai *displacement ductility* dari sistem struktur.

Hubungan daktilitas perpindahan dan redaman *viscous* ekuivalen untuk berbagai sistem struktur dapat dilihat pada Gambar 2.18.



Gambar 2.18 Desain Redaman *Viscous* Ekuivalen Redaman Elastis Awal 5%

Gambar 2.18(a) adalah grafik target kekakuan saat redaman elastis awal 5% sedangkan Gambar 2.18(b) adalah kekakuan awal saat redaman elastis awal 5%. Gambar 2.17(d), metode DDBD digunakan karakteristik struktur pada keadaan inelastis, maka respon gempa elastis harus dikonversi ke redaman inelastis dari struktur kemudian diubah menjadi spektra perpindahan (*displacement spectra*) untuk mendapatkan nilai periode efektif struktur sistem SDOF. Nilai periode efektif sistem ini yang nantinya akan mempengaruhi besar nilai kekakuan efektif sistem hingga nilai gaya geser dasar pada saat keadaan inelastis dapat ditentukan.

### 2.8.1 Konsep Perhitungan *Base Shear* dengan DDBD

Berikut merupakan tahapan dalam menentukan nilai gaya geser dasar (*base shear*) desain untuk struktur dengan sistem ganda (*dual system*).

#### 2.8.1.1 Menentukan Proporsi Gaya Geser pada Rangka dan Dinding Geser

Langkah pertama dalam desain struktur menggunakan metode *Direct Displacement Based Design* (DDBD) dengan sistem ganda (*dual system*) adalah menentukan proporsi gaya geser yang akan diterima oleh sistem rangka dan dinding geser. Proporsi gaya geser pada rangka dan dinding geser ditentukan dengan persamaan (2.3) dan (2.4).

$$V_F = \beta_F \cdot V_{Base} \quad (2.3)$$

$$V_W = (1 - \beta_F) \cdot V_{Base} \quad (2.4)$$

Keterangan :

$V_F$  = gaya geser dasar pada rangka

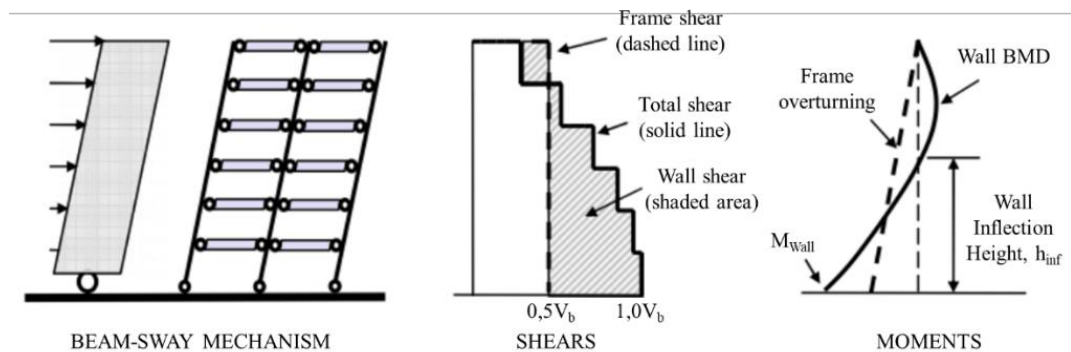
$V_W$  = gaya geser dasar pada dinding geser

$V_{Base}$  = gaya geser dasar total

$\beta_F$  = rasio gaya geser dasar pada rangka

### 2.8.1.2 Menentukan Tinggi *Wall Contraflexure* ( $H_{CF}$ )

Nilai  $H_{CF}$  akan bervariasi sesuai dengan besar gaya geser dasar yang mampu ditahan oleh rangka ( $V_F$ ) terhadap gaya geser dasar total ( $V_{Base}$ ). Tinggi dinding pada kondisi *contraflexure/inflection* dapat dilihat pada Gambar 2.19.



Gambar 2.19 Tinggi Dinding *Contraflexure* Berdasarkan Proporsi Gaya Geser dan Momen *Overtuning* Relatif

Besar nilai *wall inflection* ( $H_{CF}$ ) bergantung pada besarnya nilai *overturning moment* relatif dan besar proporsi gaya geser yang dapat ditahan oleh rangka. Dalam mencari nilai *overturning moment* relatif, diawali dengan menghitung nilai rasio gaya geser relatif ( $F_i$ ) menggunakan persamaan (2.5). Berdasarkan nilai  $F_i$ , dapat diketahui nilai gaya geser dasar relatif ( $V$ ) yang nilainya merupakan kumulatif dari nilai rasio gaya geser relatif. Selanjutnya nilai *overturning moment* relatif dapat dihitung menggunakan persamaan (2.6).

$$F_i = \frac{m_i H_i}{\sum m_i H_i} \quad (2.5)$$

$$M_{OTM,i} = V_i H_i \quad (2.6)$$

Keterangan :

$F_i$  = rasio gaya relatif lantai ke- $i$

$m_i$  = massa pada lantai ke- $i$  (ton)



$H_i$  = total tinggi struktur lantai ke-i (m)

$M_{OTM,i}$  = total momen *overturning* lantai ke-i

$V_i$  = total gaya geser lantai ke-i

$H_n$  = tinggi struktur pada lantai ke-i

### 2.8.1.3 Menentukan Profil Perpindahan Leleh Dinding Geser

Berdasarkan SNI 1726-2019 disyaratkan bahwa rangka harus menerima sedikitnya 25% gaya geser dasar. Oleh karena itu, pola perpindahan pada saat leleh lebih efektif diberikan untuk momen pada dinding geser saja. Dalam menentukan profil perpindahan rencana diasumsikan bahwa regangan ultimit pada rangka tidak akan mencapai keadaan kritis, karena profil perpindahan rencana akan mencapai batas limit oleh regangan material pada sendi plastis dinding geser atau oleh batas perpindahan. Perpindahan akan mencapai maksimum pada tinggi *contraflexure* (Priestley, 2007).

Untuk  $H_i \leq H_{CF}$

$$\Delta_{yw} = \phi_{yW} \left[ \frac{H_e^2}{2} - \frac{H_e^3}{6H_{CF}} \right] \quad (2.7)$$

Untuk  $H_i > H_{CF}$

$$\Delta_{yw} = \phi_{yW} \left[ \frac{H_{CF}H_e}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right] \quad (2.8)$$

Keterangan :

$\Delta_{yi}$  = profil perpindahan leleh (m)

$\phi_{yW}$  = kelengkungan leleh pada dasar dinding (m)

$\varepsilon_y$  = regangan material tulangan pada dasar dinding geser ( $f_{ye}/E$ )

$f_{ye}$  = *yield strength* tulangan ( $1,1f_y$ ) (MPa)

$L_w$  = panjang dinding geser (m)

$H_i$  = tinggi struktur pada lantai ke- $i$

Kelengkungan leleh pada dinding geser dapat dihitung sesuai dengan persamaan (2.9) s/d (2.10).

$$\text{Dinding beton persegi} \quad \phi_y = 2,00 \cdot \varepsilon_y / l_w \quad (2.9)$$

$$\text{Dinding beton bersayap} \quad \phi_y = 1,50 \cdot \varepsilon_y / l_w \quad (2.10)$$

#### 2.8.1.4 Menentukan Profil Perpindahan Rencana

Profil perpindahan rencana untuk sistem MDOF dihitung dengan mempertimbangkan parameter-parameter rencana kegunaan bangunan yang akan di desain.

Langkah pertama, menentukan kelengkungan desain dinding geser. Kelengkungan desain ditentukan sesuai dengan desain ketahanan bangunan yang didesain terhadap beban yang bekerja. Nilai dari kelengkungan desain tersebut harus direduksi sebesar 10%.

Untuk desain pada keadaan *service ability* :

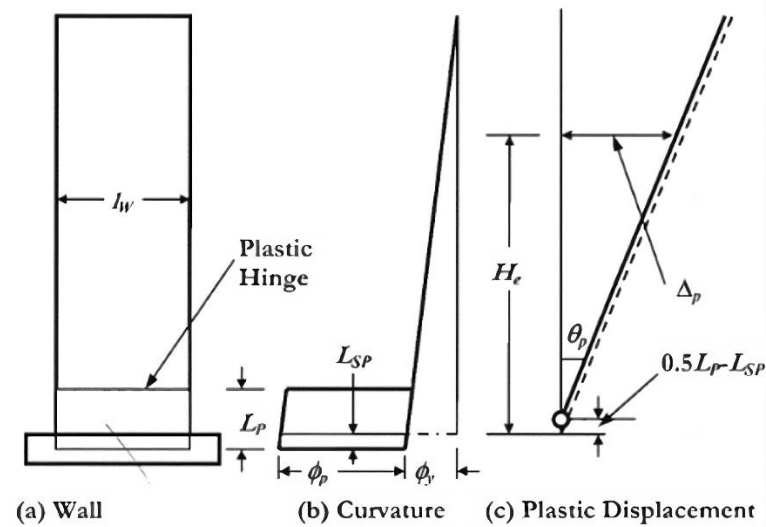
$$\phi_s = 0,0175 / l_w \quad (2.11)$$

Untuk desain pada keadaan *damage control* :

$$\phi_{dc} = 0,072 / l_w \quad (2.12)$$

Langkah kedua, menentukan panjang sendi plastis pada dinding geser. Karena sendi plastis terjadi pada dasar dinding geser maka panjang sendi plastis bergantung pada panjang penetrasi regangan tulangan pada dasar dinding geser ke

fondasi. Mekanisme deformasi diidealisasikan sebagai struktur dinding kantilever seperti pada Gambar 2.20.



Gambar 2.20 *Plastic Deformation* pada Dinding Kantilever

Nilai panjang sendi plastis dan panjang penetrasi regangan tulangan pada dasar dinding geser dihitung dengan persamaan (2.13) dan (2.14).

$$L_p = k H_{CF} + 0,1l_w + L_{sp} \quad (2.13)$$

$$L_{sp} = 0,022f_{ye}d_{bi} \quad (2.14)$$

Keterangan :

$L_p$  = panjang sendi plastis (m)

$L_{sp}$  = panjang penetrasi regangan ke fondasi (m) yang nilainya bergantung dengan besarnya diameter tulangan pokok dinding geser dengan  $f_{ye} = 1,1f_y$

$d_{bi}$  = diameter tulangan pokok dinding geser (mm)

$k$  = konstanta, nilainya dihitung dengan persamaan (2.15).

$$k = 0,2(f_u/f_y - 1) \leq 0,08 \quad (2.15)$$

Setelah panjang sendi plasis ( $L_p$ ) diketahui, maka dapat langsung menghitung nilai simpangan (*drift*) pada tinggi *contraflexure* ( $\theta_{CF}$ ) dihitung dengan menggunakan persamaan (2.16).

$$\theta_{CF} = \phi_{yW}H_{CF}/2 + (\phi_{dc} - \phi_{yW})L_p \quad (2.16)$$

Simpangan pada tinggi *contraflexure* ( $\theta_{CF}$ ) harus di cek dengan nilai simpangan (*drift*) rencana ( $\theta_C$ ) sesuai dengan tingkat kinerja desain. jika nilai  $\theta_{CF} > \theta_C$ , maka nilai  $\theta_C$  harus di koreksi dengan dikalikan faktor koreksi  $\omega_\theta$ .

$$\omega_\theta = \left(1 - \frac{(n-5)}{100}\right) \left(\frac{M_{OTM.F}}{M_{OTM}} + 0,25\right) \quad (2.17)$$

Keterangan :

$\omega_\theta, n$  = faktor koreksi dan jumlah lantai

$M_{OTM.F}$  = total momen *overturning* pada *frame*

$M_{OTM}$  = total momen *overturning* pada dasar bangunan

Sehingga nilai profil perpindahan rencana dapat dihitung menggunakan persamaan (2.18) dan (2.19).

Jika  $\theta_{CF} \leq \theta_C$  maka,

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + (\phi_{dc} - \phi_{yW})L_p H_i \quad (2.18)$$

Jika  $\theta_{CF} > \theta_C$  maka,

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + (\theta_C - \phi_{yW}H_{CF}/2)H_i \quad (2.19)$$

Keterangan :

$\Delta_{Di}$  = profil perpindahan rencana (m)

$\theta_{CF}$  = simpangan pada tinggi *contraflexure* ( $H_{CF}$ )

$\theta_C$  = batas simpangan desain rencana

### 2.8.1.5 Desain Perpindahan SDOF

Desain perpindahan tingkat sistem MDOF harus dikonversi kedalam sistem SDOF, dimana perpindahan maksimum merupakan ekuivalen dari sistem SDOF yang besarnya ditentukan oleh persamaan (2.20).

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (2.20)$$

Keterangan :

$\Delta_d$  = perpindahan maksimum rencana SDOF (m)

$m_i, \Delta_i$  = massa pada tingkat ke-i (ton) dan perpindahan pada lantai ke-i (m)

### 2.8.1.6 Tinggi Efektif

Tinggi efektif struktur yang setara dengan sistem SDOF seperti ilustrasi pada Gambar 2.17(a), dapat dihitung dengan persamaan (2.21).

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i h_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (2.21)$$

Keterangan :

$H_e$  = tinggi efektif struktur (m)

### 2.8.1.7 Massa Efektif

Massa efektif untuk sistem SDOF dapat dihitung sesuai dengan persamaan(2.22).

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (2.22)$$

Keterangan :

$m_e$  = massa efektif (ton/g)

### 2.8.1.8 Redaman *Viscous* Ekuivalen

Redaman *viscous* ekuivalen pada sistem SDOF bergantung pada daktalitas perpindahan sistem struktur yang didesain. Pada sistem ganda yang merupakan perpaduan antara sistem rangka dengan sistem dinding geser, maka akan mempunyai daktalitas perpindahan dan redaman ekuivalen masing-masing. Daktalitas perpindahan pada dinding geser dapat dihitung dengan persamaan (2.23). Sedangkan untuk redaman *viscous* ekuivalen pada dinding geser beton bertulang dapat dihitung dengan persamaan (2.24)

$$\mu_w = \Delta_d / \Delta_{yw} \quad (2.23)$$

$$\xi_w = 0,05 + 0,444 \left( \frac{\mu_w - 1}{\mu_w \pi} \right) \quad (2.24)$$

Keterangan :

$\mu_w$  = daktalitas perpindahan dinding geser

$\Delta_{yw}$  = perpindahan leleh pada dinding geser saat mencapai tinggi efektif  
(ditentukan dengan persamaan (2.7) dan (2.8))

$\xi_w$  = redaman efektif RC-Wall terhadap arah yang ditinjau

Kemudian untuk daktalitas perpindahan pada sistem rangka dapat dihitung dengan persamaan (2.25). Perpindahan leleh untuk sistem rangka ditentukan dengan karakteristik simpangan leleh pada rangka sesuai dengan persamaan (2.26).

Simpangan leleh pada rangka untuk tingkat ke-i dipengaruhi dengan karakteristik geometri bangunan dan kekakuan elemen. Kekuatan elemen dipengaruhi oleh nilai regangan material, panjang balok dan tinggi efektif balok.

$$\mu = \Delta_d / \Delta_y \quad (2.25)$$

$$\Delta_y = \theta_y / H_e \quad (2.26)$$

Untuk rangka beton :

$$\theta_y = 0,5 \varepsilon_y (L_b / h_b) \quad (2.27)$$

Untuk rangka baja :

$$\theta_y = 0,65 \varepsilon_y (L_b / h_b) \quad (2.28)$$

Keterangan :

$\mu$  = daktalitas perpindahan dsistem

$\Delta_d$  = perpindahan rencana SDOF ekuivalen sistem

$\Delta_y$  = perpindahan leleh SDOF ekuivalen sistem

$\theta_y$  = simpangan leleh pada rangka

$L_b$  = panjang bentang bersih balok pada rangka

$h_b$  = tinggi efektif balok pada rangka

$\varepsilon_y$  = regangan material tulangan pada balok ( $f_{ye}/E$ )

$f_{ye}$  = *yield strength* tulang ( $1,1f_y$ ) (MPa)

Nilai redaman *viscous* ekuivalen untuk sistem SDOF dihitung dengan persamaan (2.29) untuk *frame* beton tertulang, sedangkan untuk *frame* baja nilainya dihitung dengan persamaan (2.30).

$$\xi_F = 0,05 + 0,565 \left( \frac{\mu_F - 1}{\mu_F \pi} \right) \quad (2.29)$$

$$\xi_F = 0,05 + 0,577 \left( \frac{\mu_F - 1}{\mu_F \pi} \right) \quad (2.30)$$

Sehingga nilai redaman ekuivalen untuk sistem SDOF pada sistem ganda dapat dihitung dengan persamaan (2.31).

$$\xi_{eq} = \frac{M_{OTM.W} \xi_w + M_{OTM.F} \xi_F}{M_{OTM}} \quad (2.31)$$

Keterangan :

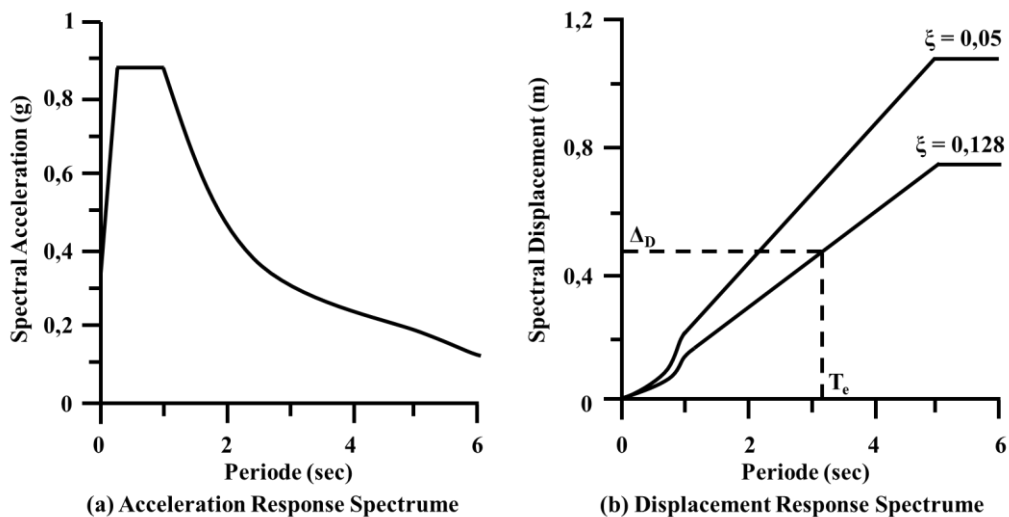
$\xi_{eq}$  = redaman efektif ekuivalen

$\xi_w$  = redaman efektif RC-Wall terhadap arah yang ditinjau

$\xi_F$  = redaman efektif rangka beton bertulang terhadap arah yang ditinjau

### 2.8.1.9 Periode Efektif

Periode efektif sisten SDOF pada saat respon perpindahan puncak dengan redaman inelastis dari sistem dihitung dengan mengkonversi responspektrum desain ke grafik spektra perpindahan ( $S_d$ ) dengan mengkoreksi ke tingkat redaman *viscous* ekuivalen ( $\xi_{eq}$ ). Kemudian pada grafik spektra perpindahan ditarik nilai perpindahan rencana ( $\Delta_d$ ) sehingga nilai periode efektif sistem dapat diketahui. Ilustrasi konversi kurva respon spektrum desain ke spektra perpindahan dapat dilihat pada Gambar 2.21.



Gambar 2.21 Respon Spektrum Desain dan *Spektra Displacement*



Nilai *spektra displacement* ( $S_d$ ) dihitung dengan persamaan (2.32) dan Nilai *spektra displacement* ( $S_d$ ) pada tingkat redaman efektif ekivalen ( $\xi_{eq}$ ) harus dikalikan dengan faktor koreksi untuk tingkat redaman yang dihitung dengan persamaan (2.33).

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \cdot (g) \quad (2.32)$$

$$R_\xi = \left[ \frac{0,07}{0,02 + \xi} \right]^{1/2} \quad (2.33)$$

Keterangan :

$S_d, S_a$  = *spectra displacement* (m) , *spectra acceleration* (g)

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

$R_\xi$  = faktor koreksi *spectra displacement* pada tingkat redaman

$T$  = periode getar fundamental (detik)

#### 2.8.1.10 Kekakuan Efektif

Nilai kekakuan efektif bergantung pada nilai masa efektif dan periode efektif, dapat dihitung dengan persamaan (2.34).

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (2.34)$$

Keterangan :

$K_e$  = kekakuan efektif sistem (kN/m)

#### 2.8.1.11 Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Nilai gaya geser dasar (*base shear*) desain dapat dihitung sesuai dengan persamaan (2.35).

$$V_{Base} = K_e \Delta_d \quad (2.35)$$

### 2.8.1.12 Distribusi Gaya Geser Dasar DDBD

Nilai gaya geser dasar nantinya akan didistribusikan pada tiap-tiap lantai bangunan ( $F_i$ ) dengan menggunakan persamaan (2.36) tepat pada pusat massa bangunan.

$$F_i = F_t + 0,9V_{Base}(m_i\Delta_i) / \sum_{i=1}^n m_i\Delta_i \quad (2.36)$$

Keterangan :

$V_{Base}$  = gaya geser desain (kN)

$\Delta_i$  = perpindahan yang terjadi pada lantai ke-i (m)

$F_t$  =  $0,1 \cdot V_{Base}$ , untuk lantai atap (kN)

## 2.9 Beban Gempa Sesuai SNI 1726-2019

Respon gempa di desain sesuai dalam SNI 1726-2019; Pasal 6.10.2.1, dengan probabilitas terjadinya gempa 2% dalam kurun waktu 50 tahun atau gempa dengan periode ulang 2500 tahun, yang merupakan gempa *Max Considered Earthquake Targeted Risk* (MCER). Respon gempa elastis ini mempunyai redaman 5%.

### 2.9.1 Kategori Risiko Bangunan

Berdasarkan SNI 1726-2019; Pasal 4.1.2, kategori risiko bangunan tergantung pada jenis pemanfaatan ataupun kegunaan bangunan tersebut, seperti yang ada pada Tabel 2.4.

Tabel 2.4 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan	I

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur</li> </ul>	
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p>	III

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul> <p>Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	
<p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah ibadah</li> <li>- Rumah sakit memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk telekomunikasi, penyimpanan bahan bakar, pendingin, struktur stasiun</li> </ul>	IV

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
listrik, air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat.	

### 2.9.2 Faktor Keutamaan Gempa

Berdasarkan SNI 1726-2019; Pasal 4.1.2 berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan nongedung sesuai pada Tabel 2.4, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan gempa ( $I_e$ ), yang ditunjukkan pada Tabel 2.5.

Tabel 2.5 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa ( $I_e$ )
I atau II	1,00
III	1,25
IV	1,50

### 2.9.3 Klasifikasi Situs

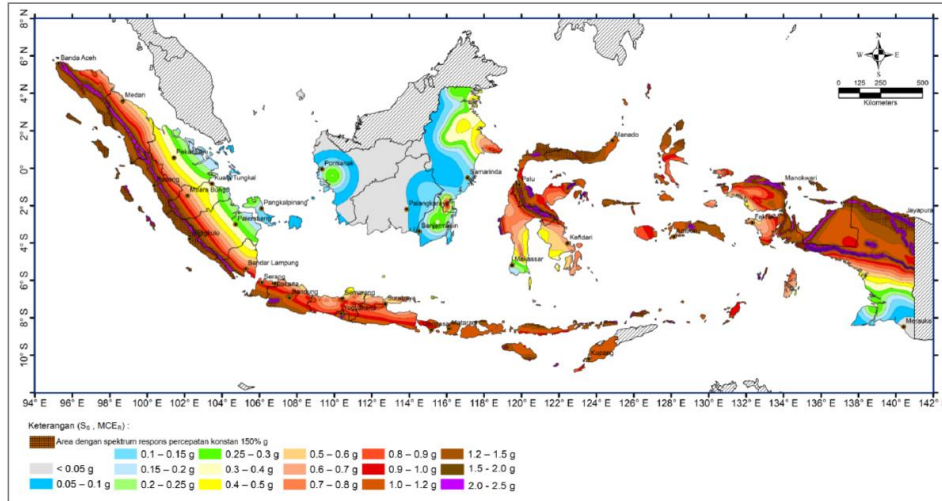
Berdasarkan SNI 1726-2019; Pasal 5, profil tanah di situs harus diklasifikasikan sesuai dengan dengan Tabel 2.6 dengan profil tanah lapisan 30 m paling atas. Apabila tidak tersedia data tanah yang spesifik pada situs hingga 30 m, maka sifat-sifat tanah harus diestimasi oleh seorang ahli geoteknik yang tersertifikasi keahliannya dengan memberikan laporan penyelidikan tanah berdasarkan kondisi geotekniknya. Kemudian, apabila sifat tanah tidak memadai untuk penentuan kelas situs, maka kelas situs SE (tanah lunak) harus digunakan sesuai dengan syarat pada SNI 1726-2019; Pasal 6.2.

Tabel 2.6 Klasifikasi Situs

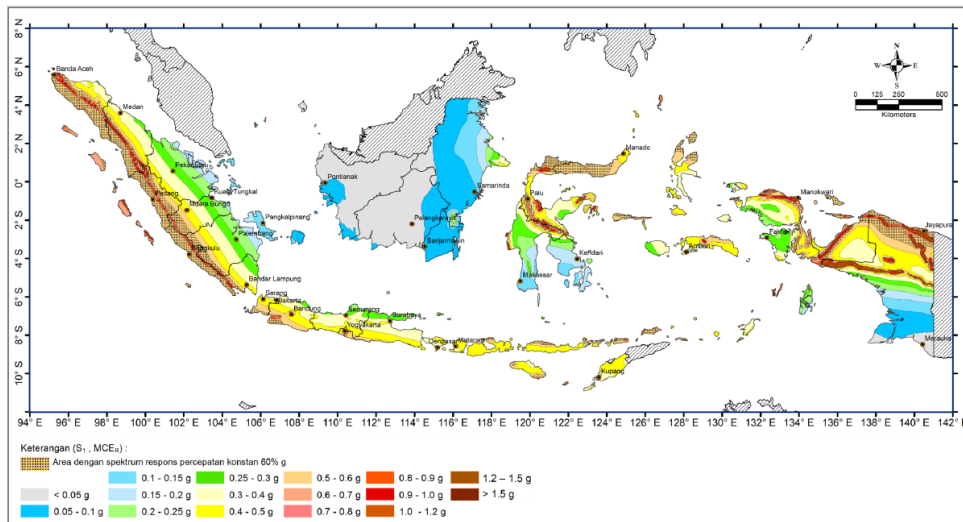
Kelas situs	$v_s$ (m/detik)	$N$ atau $N_{ch}$	$s_u$ (kPa)
SA (Batuan Keras)	>1500	N/A	N/A
SB (Batuan)	750 – 1500	N/A	N/A
SC (Tanah keras)	350 – 750	>50	>100
SD (Tanah sedang)	175 – 350	15 – 50	50 - 100
SE (Tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $w > 40\%$ , dan 3. Kuat geser niralir $s_u < 25$ kPa		
SF (Tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik situs)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/ atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$ ) Lapisan lempung lunak / setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $s_u < 50$ kPa		

#### 2.9.4 Wilayah Gempa Indonesia

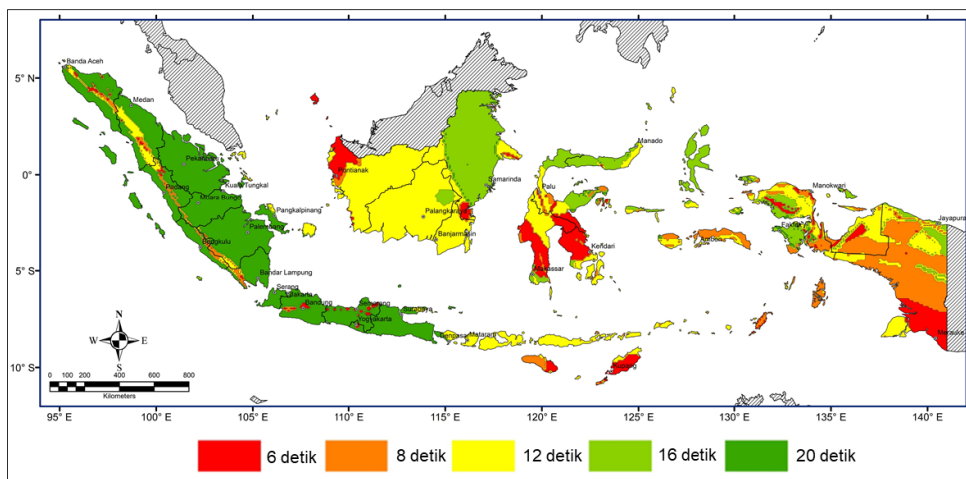
Parameter percepatan gempa batuan dasar terdiri dari  $S_s$  (percepatan batuan dasar pada periode pendek 0,2 detik) dan  $S_1$  (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik), yang harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0.2 dan 1 detik dalam peta gempa untuk periode ulang 2500 tahun. Data peta zonasi gempa yang menggunakan peta gempa tahun 2017.



Gambar 2.22 Percepatan Batuan Dasar Pada Periode Pendek 0,2 Detik ( $S_s$ )



Gambar 2.23 Percepatan Batuan Dasar Pada Periode Pendek 1 Detik ( $S_1$ )



Gambar 2.24 Peta Transisi Periode Panjang,  $T_L$ , Wilayah Indonesia

### 2.9.5 Faktor Koefisien Situs

Berdasarkan SNI 1726-2019; Pasal 6.2, penentuan respons spektral percepatan gempa  $MCE_R$  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 ( $F_v$ ). Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek ( $S_{MS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{M1}$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, ditentukan dengan persamaan (2.37) dan (2.38).

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (2.37)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (2.38)$$

Tabel 2.7 Koefisien Situs,  $F_a$

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum Dipertimbangkan Risiko-Tertarget ( $MCE_R$ ) Terpetakan pada Periode Pendek, $T = 0,2$ detik, $S_s$					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s > 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SF	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	$SS^{(a)}$					

Tabel 2.8 Koefisien Situs,  $F_v$

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum Dipertimbangkan Risiko-Tertarget ( $MCE_R$ ) Terpetakan pada Periode 1 detik, $S_1$					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_s = 0,2$	$S_s = 0,3$	$S_s = 0,4$	$S_s = 0,5$	$S_s > 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8



Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum Dipertimbangkan Risiko-Tertarget ( $MCE_R$ ) Terpetakan pada Periode 1 detik, $S_I$					
	SB	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
SF	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	$SS^{(a)}$					

(a) Situs dibutuhkan investigasi geoteknik spesifik & analisis respons situs spesifik.

### 2.9.6 Respon Spektra Desain

Berdasarkan SNI 1726-2019; Pasal 6.3-6.4, respon spektra atau respon spektrum merupakan nilai yang menggambarkan respon maksimum dari sistem berderajat kebebasan tunggal (SDOF) pada berbagai frekuensi alami (periode alami) teredam akibat suatu goyangan tanah. Sebelum dapat membuat kurva spektrum respons desain, harus ditentukan terlebih dahulu parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek ( $S_{DS}$ ) dan pada perioda 1 detik ( $S_{D1}$ ) menggunakan persamaan (2.39) dan (2.40).

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.39)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.40)$$

Apabila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu Gambar 2.25 dan mengikuti ketentuan di bawah ini :

1. Setiap periode yang lebih kecil dari  $T_0$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , harus diambil dari persamaan (2.41).

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.41)$$

2. Setiap periode yang lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$  sama dengan  $S_{DS}$ ;
3. Untuk periode lebih besar dari  $T_s$  tetapi lebih kecil atau sama dengan  $T_L$ , respons spektral percepatan desain,  $S_a$ , diambil berdasarkan persamaan (2.42).

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.42)$$

4. Untuk periode lebih besar dari  $T_L$ , respons spektral percepatan desain,  $S_a$ , diambil berdasarkan persamaan (2.43).

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad (2.43)$$

Keterangan :

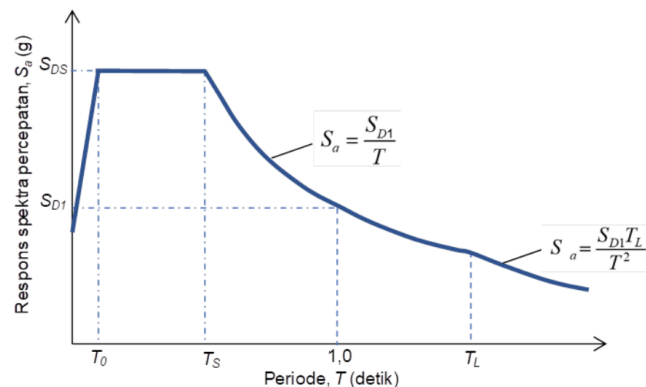
$S_{DS}$  = parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek

$S_{D1}$  = parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik

$T$  = periode getar fundamental struktur

$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$  ;  $T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$

$T_L$  = periode panjang berdasarkan peta pada Gambar 2.24



Gambar 2.25 Spektrum Respons Desain

### 2.9.7 Kategori Desain Seismik

Berdasarkan SNI 1726-2019; Pasal 6.5, kategori desain seismik ditentukan dari kategori risiko bangunan dan tingkat gerakan tanah akibat gempa pada lokasi situs sesuai pada Tabel 2.9 dan Tabel 2.10.

Tabel 2.9 Kategori Risiko Berdasarkan Nilai  $S_{DS}$

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 2.10 Kategori Risiko Berdasarkan Nilai  $S_{DI}$

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

Catatan :

Lokasi dengan nilai  $S_1 \geq 0,75$  g, maka  $K_{DS} = E$ , untuk kategori risiko I,II,III dan  $K_{DS} = F$ , untuk katategori risiko IV

### 2.9.8 Parameter Sistem Penahan Gaya Seismik

Elemen-elemen sistem pemikul gaya seismik harus memenuhi persyaratan pendetailan pada Tabel 2.11 untuk sistem struktur yang dipilih.

Tabel 2.11 Faktor R, C<sub>d</sub>, dan Ω<sub>o</sub> untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem Pemikul Gaya Seismik	R	Ω <sub>o</sub>	C <sub>d</sub>	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Struktur, h <sub>n</sub> (m)				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
<b>D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 % gaya seismik yang ditetapkan</b>								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khususg,h	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasag	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7½	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5½	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3½	TB	TB	TI	TI	TI
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	2½	6½	TB	TB	TB	TB	TB

Keterangan : TB = Tidak dibatasi , TI = Tidak diizinkan

## 2.9.9 Perhitungan Gaya Lateral Ekuivalen

### 2.9.9.1 Gaya Geser Dasar Seismik (V)

Gaya geser dasar merupakan jumlah gaya-gaya horizontal yang bekerja di dasar struktur oleh pengaruh guncangan tanah akibat gempa (Hardiyatmo, 2022). Gaya geser dasar seismik (V), dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan (2.44).

$$V = C_s \cdot W \quad (2.44)$$

Keterangan :

$C_s$  = Koefisien respons seismik

$W$  = Berat seismik efektif

### 2.9.9.2 Koefisien Respons Seismik ( $C_s$ )

Nilai dari koefisien respons seismik harus ditentukan sesuai dengan Persamaan (2.45).

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.45)$$

Keterangan :

$S_{DS}$  = Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek

$R$  = Koefisien modifikasi respons dalam Tabel 2.11

$I_e$  = Faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dalam Tabel 2.5

Nilai  $C_s$  yang dihitung sesuai dengan Persamaan (2.45) tidak perlu melebihi nilai  $C_s$  maksimum, pada persamaan (2.46) atau (2.47).

untuk  $T \leq T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.46)$$

untuk  $T \geq T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left( \frac{R}{I_e} \right)} \quad (2.47)$$

Nilai  $C_s$  yang dihitung sesuai dengan Persamaan (2.45) tidak kurang dari nilai  $C_s$  minimum, pada persamaan (2.48).

$$C_s = 0,044 S_{D1} I_e \geq 0,01 \quad (2.48)$$

Sebagai tambahan, untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana  $S_1$  sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka  $C_s$  harus tidak kurang dari  $C_s$  minimum, pada persamaan (2.49).

$$C_s = \frac{0,5S_1}{\left( \frac{R}{I_e} \right)} \quad (2.49)$$

Keterangan :

$S_{D1}$  = Parameter percepatan spektral desain untuk perioda 1,0 detik

$S_1$  = Parameter percepatan respons spektral maksimum

$T$  = Periode fundamental struktur (detik)

$R$  = Koefisien modifikasi respons dalam Tabel 2.11

$I_e$  = Faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dalam Tabel 2.5

### 2.9.9.3 Berat Seismik Efektif (W)

Berat seismik efektif struktur, harus menyertakan seluruh beban mati dan minimum 25% beban hidup lantai yang terdapat dalam SNI 1726-2019; Pasal 7.7.2.

### 2.9.9.4 Periode Fundamental (T)

Periode fundamental struktur ( $T$ ) tidak boleh melebihi hasil perkalian koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung ( $C_u$ ) dari Tabel 2.13 dan periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ) yang ditentukan sesuai persamaan (2.50).

Sebagai alternatif dalam melakukan analisis apabila nilai T tidak tersedia, diizinkan secara langsung menggunakan periode bangunan pendekatan ( $T_a$ ).

1. Periode Fundamental Pendekatan ( $T_a$ )

$$T_a = C_t h_n^x \quad (2.50)$$

Keterangan :

$h_n$  = Ketinggian struktur (m)

$C_t$  dan  $x$  = Koefisien, sesuai pada Tabel 2.12

Tabel 2.12 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:		
• Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
• Rangka beton pemikul momen	0,0466	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

Bagi struktur dinding geser (*shear wall*) batu bata atau dinding geser beton dengan tinggi tidak melebihi 36.6 m, perhitungan periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ) diizinkan menggunakan Persamaan (2.51). Kemudian untuk nilai  $C_w$  dapat dihitung menggunakan Persamaan (2.52).

$$T_a = \frac{0,00058}{\sqrt{C_w}} h_n \quad (2.51)$$

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \frac{A_i}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{h_n}{D_i}\right)^2\right]} \quad (2.52)$$

Keterangan :

$h_n$  = Ketinggian struktur (m)

$A_B$  = Luas dasar struktur (m<sup>2</sup>)

$A_i$  = Luas badan dinding geser ke-i (m<sup>2</sup>)

$D_i$  = Panjang dinding geser ke-i (m)

$x$  = jumlah dinding geser dalam bangunan yang efektif memikul gaya lateral dalam arah yang ditinjau.

## 2. Batas Atas Periode Fundamental ( $C_u.T_a$ )

Batas atas periode fundamental seperti yang sudah dijelaskan sebelumnya dapat dihitung dengan mengalikan  $C_u$  dengan  $T_a$ .

Tabel 2.13 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

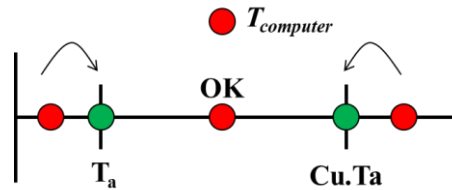
Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, $S_{D1}$	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

## 3. Pemilihan periode fundamental yang menentukan

Berdasarkan SNI 1726-2019; Pasal 7.8.2, periode fundamental struktur tidak boleh melebihi ( $T = C_u.T_a$ ) dan tidak boleh kurang dari periode fundamental pendekatan ( $T_a = C_t(h_n)^x$ ). Kemudian berdasarkan SNI 1726-2019; Pasal 7.9.1.4.1 apabila periode fundamental hasil analisis struktur menggunakan



komputer ( $T_c$ ) lebih besar dari ( $T = C_u.T_a$ ) pada suatu arah tertentu, maka periode struktur ( $T$ ) harus diambil sebesar ( $T = C_u.T_a$ ). Ilustrasinya dapat dilihat pada Gambar 2.26.



Gambar 2.26 Pemilihan Periode Fundamental

### 2.9.9.5 Distribusi Beban Gempa Perlantai

Gaya seismik lateral,  $F_x$ , (kN) di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan (2.53). Ilustrasinya terdapat pada Gambar 2.27.

$$F_x = C_{vx}V \quad (2.53)$$

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.54)$$

Keterangan :

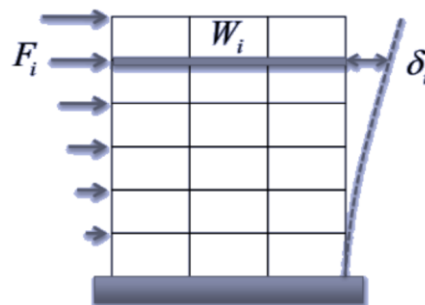
$C_{vx}$  = Faktor distribusi vertikal

$V$  = Gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)

$W_i, W_x$  = Berat seismik efektif total struktur yang dikenakan pada tingkat  $i$  atau  $x$

$h_i, h_x$  = Tinggi dasar sampai tingkat  $i$  atau  $x$  (m)

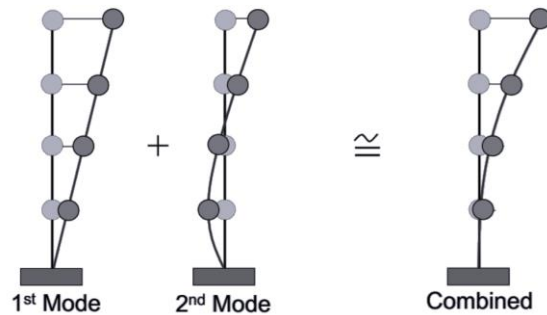
$k$  = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur



Gambar 2.27 Distribusi Beban Gempa Perlantai

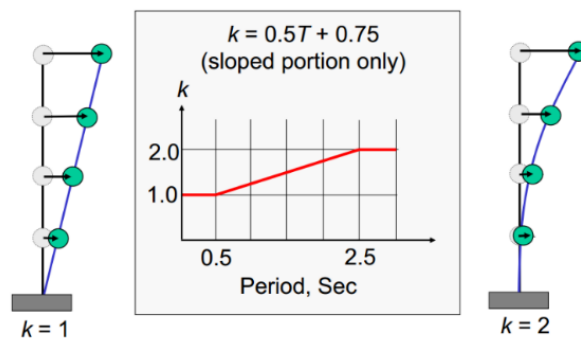
### 2.9.9.6 Nilai Eksponen k

Pola distribusi pembebanan untuk mode pertama yang dominan translasi, mode kedua dan mode kombinasi atau mode ragam tinggi dapat dilihat pada Gambar 2.28.



Gambar 2.28 Mode Kombinasi

Eksponen yang terkait dengan periode struktur ( $k$ ) dapat dihitung dengan menggunakan ketentuan seperti pada Gambar 2.29.



Gambar 2.29 Eksponen yang Terkait dengan Periode Struktur

Struktur dengan  $T \leq 0,5$  detik,  $k = 1$  ; Struktur dengan  $T \geq 2,5$  detik,  $k = 2$  ; Struktur dengan  $0,5 < T < 2,5$  detik,  $k = 2$  atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

### 2.9.9.7 Base Shear Per Lantai

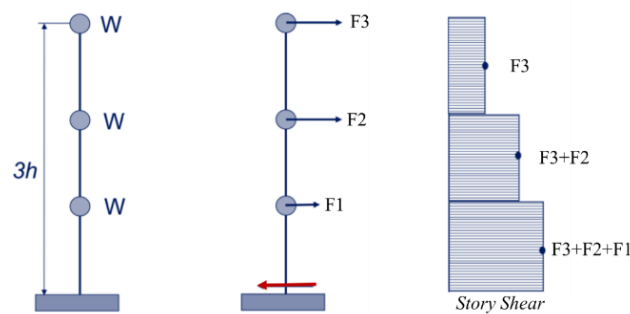
Geser tingkat desain seismik di semua tingkat,  $V_x$  (kN) harus ditentukan dengan persamaan (2.55).

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (2.55)$$

Keterangan :

$F_i$  = bagian dari geser dasar seismik ( $V$ ) pada tingkat ke- $i$  (kN)

Geser tingkat desain seismik,  $V_x$  (kN) harus didistribusikan pada berbagai elemen vertikal sistem pemikul gaya seismik di tingkat yang ditinjau berdasarkan pada kekakuan lateral relatif elemen pemikul vertikal dan diafragma. Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.30.



Gambar 2.30 *Story Shear*

### 2.10 *Pushover Analysis*

*Pushover analysis* merupakan analisis statis nonlinier, dimana pengaruh gempa rencana terhadap struktur gedung dianggap sebagai beban statik dengan pola pembebanan lateral pada pusat massa tiap lantai dari suatu bangunan. Penambahan beban berangsur-angsur ditingkatkan samapai tercapai keruntuhan pada elemen struktur karena terbentuknya pelelehan (sendi plastis) pada elemen struktur bangunan tersebut (Sultan, 2016). Bedanya dengan analisis statis linear yang dilakukan dengan asumsi deformasi komponen selalu berbanding lurus dengan gaya yang diberikan, pada *pushover analysis* deformasi komponen inelastis struktur dan pengaruh distribusi gaya yang diakibatkan dapat dievaluasi dengan

menyimulasikan fenomena berikut dengan mendefinisikan sendi plastis pada tiap komponen struktur (Ulza, 2021).

Dibutuhkan tiga elemen penting untuk dapat memahami *pushover analysis* ini yaitu kurva kapasitas, *spectrum demand*, dan kinerja (*performance*). Kurva kapasitas merupakan hubungan antara gaya geser dasar (*base shear*) dengan perpindahan atap akibat beban lateral yang dikerjakan dengan pola pembebanan tertentu, atau dapat dikatakan sebagai kurva representasi dari kemampuan struktur menahan *demand* gempa. Kemudian *demand* merupakan respon maksimum struktur terhadap gerakan tanah dasar akibat gempa yang terjadi, sehingga mengakibatkan perpindahan lantai. Gempa (*demand*) nantinya akan digambarkan sebagai kurva *response spectrum*. Kinerja struktur (*performance*) bisa didapatkan apabila kurva kapasitas dan *spectrum demand* telah diketahui. Kemudian perpotongan dua kurva tersebut didapat titik kinerja (*performance poin*) dari struktur. Setelah itu dapat diketahui tingkat kerusakan struktur berdasarkan perpindahan lateralnya (Tavio, 2018).

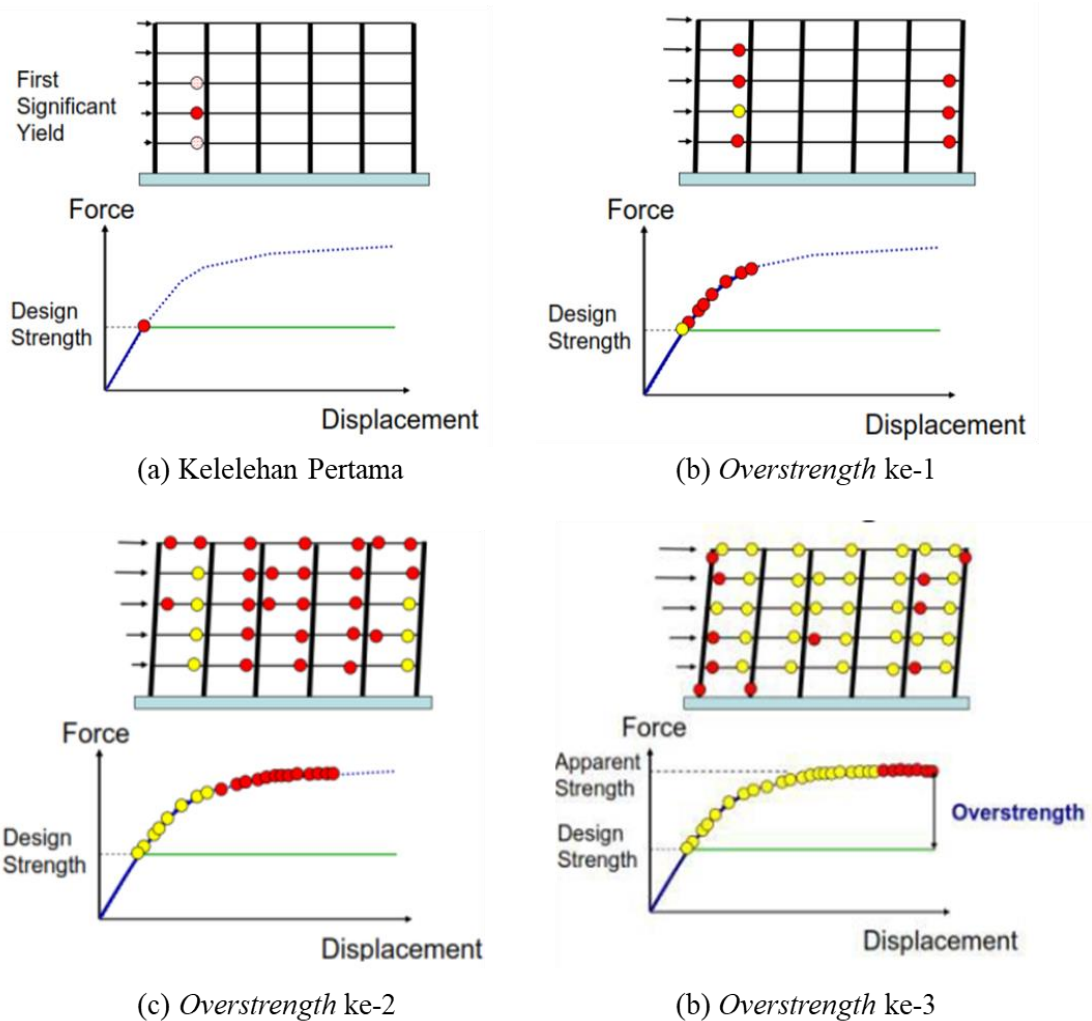
### **2.10.1 Distribusi Sendi Plastis**

Berdasarkan SNI 2847-2019, daerah sendi plastis adalah panjang elemen rangka dimana pelelehan lentur diharapkan terjadi akibat perpindahan desain gempa, yang memanjang tidak kurang dari jarak  $h$  dari penampang kritis dimana pelelehan lentur berawal.

Sendi plastis merupakan bentuk ketidakmampuan elemen struktur (balok dan kolom) menahan gaya dalam. Apabila beban yang bekerja pada struktur tersebut relatif kecil dan terus bertambah secara linier, maka besarnya momen-momen yang ada disetiap penampangnya masih terletak dalam daerah elastis (belum melampaui

momen lelehnya). Kemudian, apabila diberikan beban lateral statik berangsur-angsur yang melebihi kapasitas momen lentur atau mencapai momen plastisnya, maka akan mengalami sendi plastis (*hange*).

Distribusi sendi plastis pada sistem struktur diharuskan memenuhi mekanisme *strong column weak beam* untuk Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM). Kemudian untuk *dual system* dimana perpaduan antara SRPM dengan dinding geser, mekanisme sendi plastisnya terdapat pada ujung-ujung balok, pangkal kolom, dan pangkal dinding geser(Hardiyatmo, 2022).

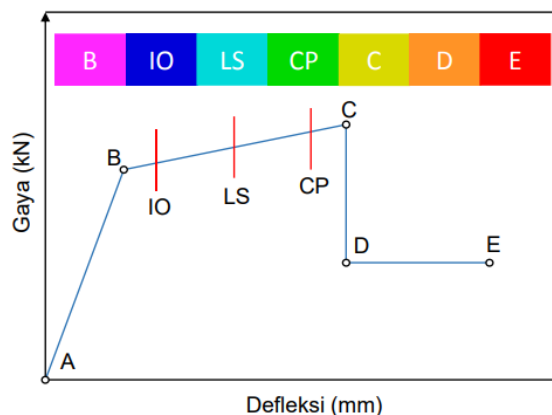


Gambar 2.31 Mekanisme Sendi Plastis dengan *Pushover*

Mekanisme terjadinya sendi plastis, mulai dari kelelahan pertama ketika diberikan beban pada struktur hingga batas elastis dapat dilihat pada Gambar 2.31(a). kemudian ditingkatkan secara berangsur-angsur, ditunjukkan pada Gambar 2.31(b) dan Gambar 2.31(c). setelah itu mencapai kapasitas ultimit, ditunjukkan pada Gambar 2.31(d).

### 2.10.2 Properties Sendi Plastis

Secara umum kurva hubungan gaya dan perpindahan serta karakteristik sendi plastis sudah terdapat pada program ETABS berdasarkan standar FEMA 356, seperti terlihat pada Gambar 2.32.



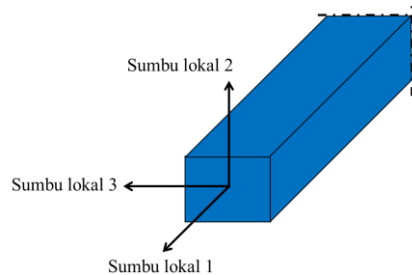
Gambar 2.32 Kurva Hubungan Gaya dan Perpindahan serta Karakteristik Sendi Plastis

Gambar 2.32 menunjukkan hubungan gaya dengan perpindahan yang bergerak dari titik A-B-C-D kemudian E. Titik tersebut mempresentasikan karakteristik sendi plastis yang timbul pada elemen struktur hasil analisis *pushover*. Titik A adalah titik origin, titik B menandakan pelepasan pertama, titik C menandakan kapasitas ultimit, titik D adalah kekuatan sisa (*residual strength*), dan titik E menandakan elemen struktur tersebut telah mengalami keruntuhan (*failure*). Level kinerja bangunan (IO, LS, dan CP) terletak diantara sendi plastis leleh

pertama sampai mencapai batas ultimitnya. Warna yang tertera pada huruf-huruf tersebut merupakan indikator karakteristik sendi plastis yang sudah build-in pada program ETABS (Tavio, 2018).

### 2.10.2.1 Properties Sendi Plastis Balok

Posisi sumbu lokal elemen struktur balok pada program di ilustrasikan sesuai dengan Gambar 2.34.

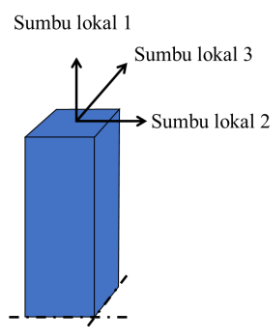


Gambar 2.33 Posisi Sumbu Lokal Balok pada Program

Setiap penampang balok dimodelkan dengan pilihan model moment M3, yang artinya sendi plastis hanya terjadi karena momen searah sumbu lokal 3.

### 2.10.2.2 Properties Sendi Plastik Kolom

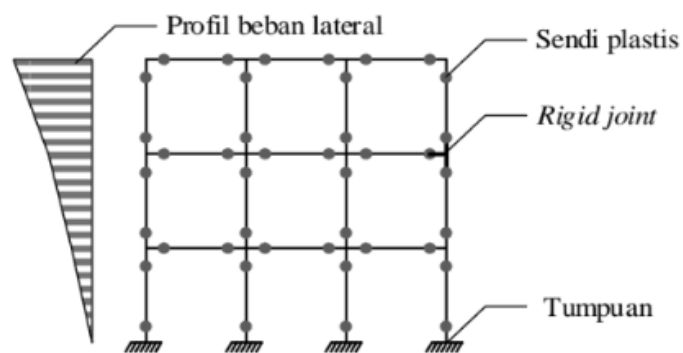
Data properties sendi plastis untuk kolom adalah model P-M2- M3, yang artinya sendi plastis terjadi karena interaksi gaya aksial (P) dan momen (M) Sumbu lokal 2 dan sumbu lokal 3. Posisi sumbu lokal 2 dan sumbu lokal 3 pada kolom struktur dapat dilihat pada Gambar 2.34.



Gambar 2.34 Posisi Sumbu Lokal Kolom pada Program

### 2.10.2.3 Penentuan Letak Sendi Plastis

Setelah pendefinisian data properties sendi plastis balok dan kolom adalah penentuan letak terjadinya sendi plastis yang diinginkan. Hal ini diatur dalam ASCE 41-17; Tabel 10-7 untuk balok dan Tabel 10-8 untuk kolom. Namun, menurut (Tavio, 2018) sendi plastis dapat di hitung secara otomatis pada *software* ETABS, dengan *relative distance* posisi 0 dan 1. Posisi 0 artinya posisi awal dari panjang bersih balok atau kolom, sedangkan posisi 1 artinya posisi akhir dari panjang bersih balok atau kolom. Ilustrasi dari sendi plastis yang terjadi pada balok dan kolom dapat dilihat pada Gambar 2.35.



Gambar 2.35 Sendi Plastis yang Terjadi pada Balok Dan Kolom

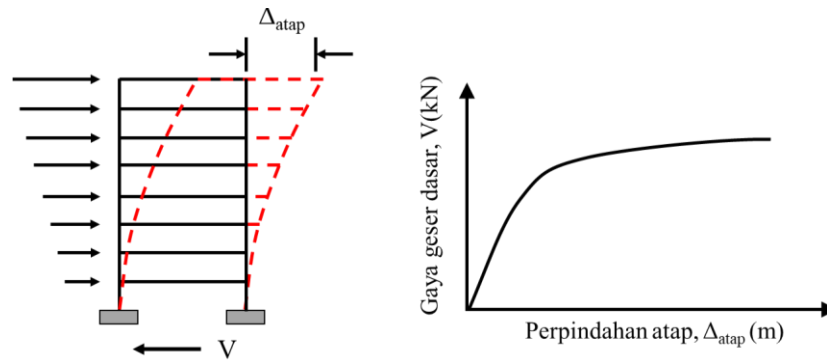
## 2.11 Prosedur Asesmen *Pushover Analysis*

### 2.11.1 Metode Spektrum Kapasitas (ATC-40)

Metode spektrum kapasitas sudah banyak melalui revidi dan modifikasi oleh para peneliti, sampai akhirnya diadopsi pada *Applied Technology Council* (ATC). Mekanisme metode ini adalah memplotkan *demand* respon spektrum dan kurva kapasitas dalam suatu format antara spektral percepatan vs spektral perpindahan atau disebut sebagai format *Acceleration-Displacement Response Spectra* (ADRS). Kurva kapasitas diperoleh dari analisis *pushover*, yaitu dengan memberikan beban lateral statik yang ditingkatkan secara bertahap hingga struktur mengalami



kegagalan. Respon struktur terhadap pemberian beban tadi dicatat dan dibuat kurva hubungan gaya geser dasar ( $V$ ) dan perpindahan pada atap ( $\Delta_{\text{atap}}$ ), yang kemudian disebut dengan kurva kapasitas. Ilustrasinya dapat dilihat pada Gambar 2.36.



Gambar 2.36 Kurva Kapasitas

Upaya untuk merubah kurva kapasitas menjadi *spectrum* kapasitas dalam format ADRS dapat menggunakan persamaan (2.56) s/d (2.59).

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \quad (2.56)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (2.57)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (2.58)$$

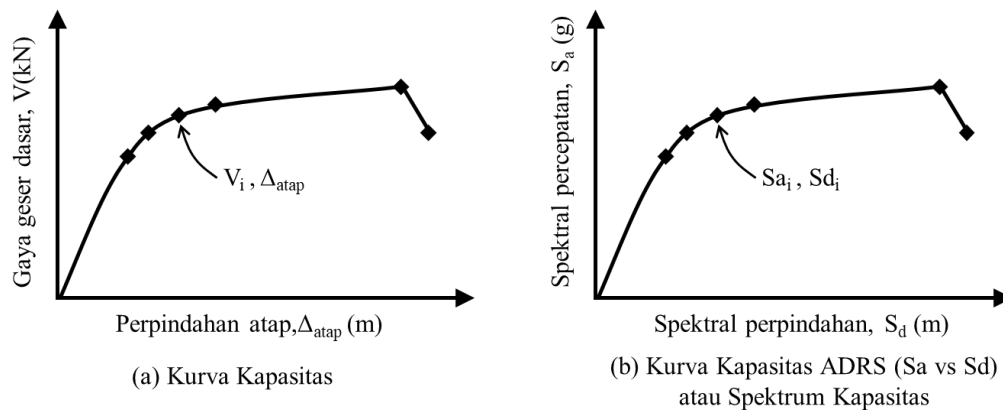
$$S_d = \frac{\Delta_{\text{atap}}}{PF_1 \phi_{\text{atap},1}} \quad (2.59)$$

Keterangan :

$PF_1$  = faktor partisipasi modal pada *mode* pertama

- $\alpha_1$  = modal koefisien massa pada *mode* pertama
- $w_i/g$  = massa pada tingkat ke-*i*
- $\phi_{i1}$  = amplitudo *mode*-1 pada tingkat ke-*i*
- $N$  = tingkat  $N$ , tingkat tertinggi pada proporsi utama struktur
- $W$  = berat bangunan ( berat sendiri dan beban hidup)
- $\Delta_{atap}$  = perpindahan atap

Proses pertama untuk merubah kurva kapasitas ke format ADRS adalah menghitung nilai faktor partisipasi massa ( $PF_1$ ) dan modal koefisien massa ( $\alpha_1$ ) menggunakan persamaan (2.56) dan (2.57). Setelah itu setiap *point* pada kurva kapasitas,  $V$  dan  $\Delta_{atap}$  dikonversi ke *point*  $S_a$  dan  $S_d$ . Maka akan diperoleh spektrum kapasitas. Ilustrasinya dapat dilihat pada Gambar 2.37.



Gambar 2.37 (a) Kurva Kapasitas (b) Spektrum Kapasitas

*Demand* apektrum didapatkan dengan cara merubah respon spektrum yang biasanya dinyatakan dalam spektra percepatan ( $S_a$ ) dan periode ( $T$ ) menjadi format spektral percepatan ( $S_a$ ) dan spektral perpindahan ( $S_d$ ). Dalam mengubah spektra percepatan ke spektra perpindahan dapat digunakan persamaan (2.60), yang akan menghasilkan kurva *demand* spektrum seperti pada Gambar 2.38.

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (2.60)$$

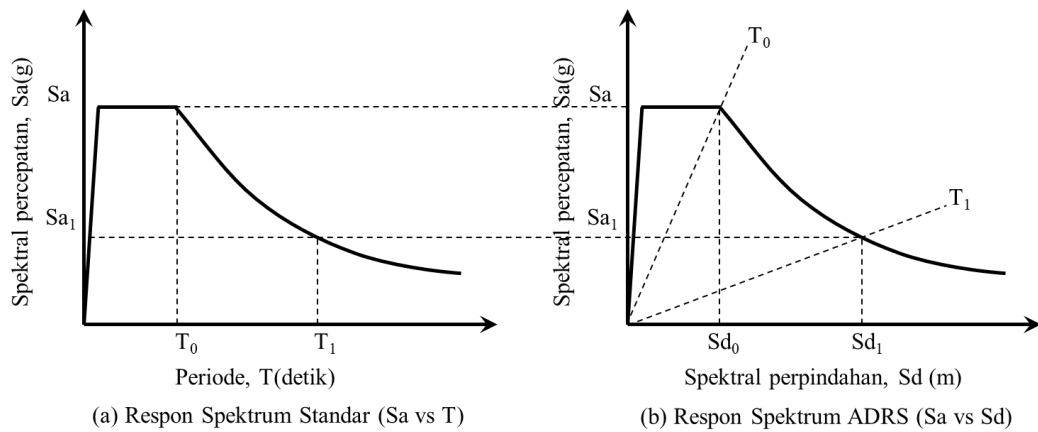
Keterangan :

$S_a$  = spektra percepatan (g)

$S_d$  = spektra perpindahan (m)

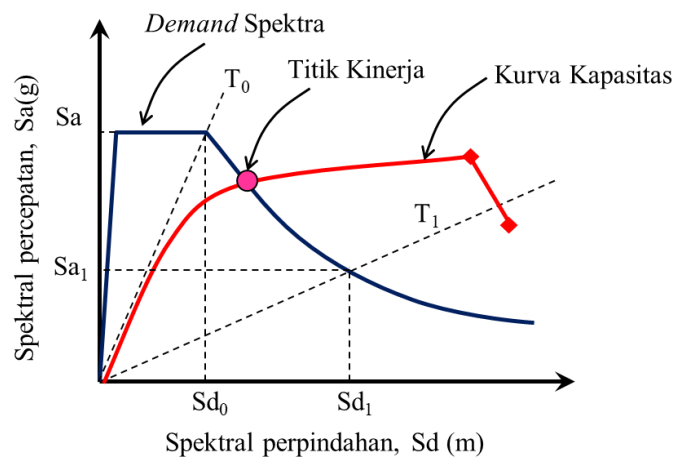
$g$  = percepatan gravitasi ( $9,81 \text{ m/s}^2$ )

$T$  = periode getar fundamental (detik)



Gambar 2.38 (a) Respon Spektrum Standar (b) Respon Spektrum ADRS

Grafik spektrum kapasitas dan spektrum *demand* disajikan dalam satu grafik ADRS. Grafik gabungan tersebut akan ada titik perpotongan antara spektrum kapasitas dan spektrum *demand* yang kemudian disebut dengan titik kinerja (*performance poin*), seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.39



Gambar 2.39 Titik Kinerja Struktur Sesuai ATC-40

Redaman yang terjadi ketika struktur menerima gempa pada keadaan inelastik dapat dilihat pada redaman *viscous* dan histerestik. Redaman histerestik ini dapat mewakili redaman *viscous* ekuivalen. Berdasarkan ATC-40 redaman *viscous* ekuivalen dihitung dengan persamaan (2.61).

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0,05 \quad (2.61)$$

Keterangan :

$\beta_{eq}$  = redaman *viscous* ekuivalen struktur

$\beta_0$  = redaman histerestik yang mewakili redaman *viscous* ekuivalen

0,05 = redaman yang melekat pada struktur

Apabila menggunakan program ETABS, maka *viscous* ekuivalen akan dihitung secara otomatis. Oleh karena itu, untuk mengetahui titik kinerja hanya perlu memasukan redaman yang melekat pada struktur sebesar 0,05 dan program akan menghitung nilai redaman histerestiknya.

Proses perhitungan spektrum gempa desain yang menggunakan parameter daam SNI 1726-2019, maka harus mengkonversi parameter respon percepatan periode 2.0 detik ( $S_{MS}$ ) ke dalam  $C_A$  dan parameter respon percepatan periode 1.0 detik ( $S_{M1}$ ) ke dalam  $C_v$ .

$$C_A = 0,4S_{MS} \quad (2.62)$$

$$C_v = S_{M1} \quad (2.63)$$

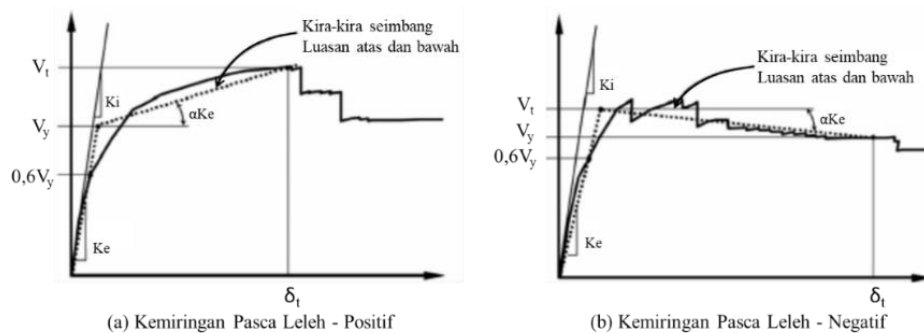
Deformasi lateral pada saat titik kinerja (*performance poin*) harus dikontrol terhadap deformasi limit pada berbagai tingkat kinerja yang ditetapkan oleh ATC-40, dapat dilihat pada Tabel 2.14.

Tabel 2.14 Batasan Simpangan pada Tingkat Kinerja Struktur (ATC-40)

Batasan Simpangan Antar Tingkat	Tingkat Kinerja Struktur			
	<i>Immediate Occupancy (IO)</i>	<i>Dmage Control (DO)</i>	<i>Life Sfety (LS)</i>	<i>Struktural Stability (SS)</i>
Simpangan Total Maksimum	0,01	0,01-0,02	0,02	0,33 $V_i/P_i$
Simpangan Inelastis Maksimum	0,005	0,005-0,015	Tidak Ada Batasan	Tidak Ada Batasan

### 2.11.2 Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 356)

Metode koefisien perpindahan dikeluarkan oleh *Federal Emergency Management Agency* (FEMA), yaitu suatu metode pendekatan yang menyediakan perhitungan numerik langsung dari perpindahan global maksimum struktur. Upaya penyelesaian dengan memodifikasi respon elastis dari sistem SDOF ekuivalen dengan faktor koefisien  $C_0, C_1, C_2$ , dan  $C_3$  hingga didapatkan perpindahan global maksimum (elastis dan inelastis) yang disebut target perpindahan ( $\delta_T$ ). Semua parameter tadi diambil dari idealisasi kurva kapasitas struktur atau kurva bilinear struktur. Biasanya kurva kapasitas mempunyai 2 kemungkinan perilaku, yaitu berkemiringan positif dan negatif. Pengambilan garis kurva bilinear pada kurva kapasitas metode FEMA 356 dapat dilihat pada Gambar 2.40.



Gambar 2.40 Perilaku Pasca Leleh Struktur (FEMA 356)

Prosedur diawali dengan menetapkan waktu getar efektif ( $T_e$ ) yang memperhitungkan kondisi elastik bangunan. Nilai  $T_e$  dapat dihitung dengan persamaan (2.64).

$$T_e = T_1 \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2.64)$$

Keterangan :

$T_e$  = waktu getar efektif

$T_1$  = waktu getar elastik

$K_i$  = kekakuan lateral elastik

$K_e$  = kekakuan lateral efektif

Kekakuan lateral efektif ditentukan tergantung dari perilaku struktur. Kekakuan lateral efektif dihitung dengan persamaan (2.65).

$$k_e = \frac{0,6 \cdot V_y}{0,6 \cdot \Delta_y} \quad (2.65)$$

Kemudian untuk target perpindahan ( $\delta_T$ ) dapat diketahui dari modifikasi respon elastik bilinear dari sitem SDOF sekuivalen dengan beberapa koefisien perpindahan, sesuai dengan persamaan (2.66).

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.66)$$

Keterangan :

$T_e$  = waktu getar edektif

$\delta_T$  = target perpindahan

$C_0$  = faktor modifikasi untuk perpindahan spektral menjadi perpindahan atap/puncak. Umumnya menggunakan faktor partisipasi ragam pertama atau berdasarkan Tabel 2.16

$C_i$  = faktor modifikasi untuk menghubungkan perpindahan inelastik maksimum dengan perpindahan yang dihitung dari respon elastik linier.

$$C_1 = 1,0 \text{ untuk } T_e \geq T_s \quad (2.67)$$

$$C_1 = [ 1,0 + (R-1)T_s / T_e ] / R, \text{ untuk } T_e < T_s \quad (2.68)$$

$T_s$  = waktu getar karakteristik yang diperoleh dari kurva respons spektrum pada titik dimana terdapat transisi bagian akselerasi konstan ke bagian kecepatan konstan.

$R$  = rasio kuat elastik perlu terhadap kuat leleh terhitung

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (2.69)$$

$S_a$  = akselerasi respons spektrum yang berkesesuaian dengan waktu getar alami efektif pada arah yang ditinjau

$V_y$  = gaya geser dasar pada saat leleh, dari idealisasi kurva *pushover* menjadi bilinear

$C_m$  = faktor masa efektif yang diambil dari Tabel 2.15

$C_2$  = faktor modifikasi yang mewakili efek dari bentuk histeresis pada perpindahan maksimum, diambil berdasarkan

Tabel 2.17.

$C_3$  = koefisien untuk memperhitungkan pembesaran lateral akibat efek P delta. Jika gedung pada kondisi pasca leleh kekakuannya positif (kurva meningkat) maka  $C_3 = 1$ , sedangkan jika perilaku pasca lelehnya negatif (kurva menurun) maka:

$$C_3 = 1,0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (2.70)$$

$C_m$  = rasio kekakuan pasca leleh terhadap kekakuan elastik efektif

Data values for effective mass factor ( $C_m$ ), values for modification factor ( $C_0$ ), dan Values for modification factor ( $C_2$ ) dapat diambil sesuai dengan dengan ketentuan FEMA 356.

Tabel 2.15 Values for Effective Mass Factor ( $C_m^1$ )

<i>No. of Stories</i>	<i>Concrete Moment Frame</i>	<i>Concrete Shear Wall</i>	<i>Concrete Pier-Spandrel</i>	<i>Steel Moment Frame</i>	<i>Steel Concrete Braced Frame</i>	<i>Steel Eccentric Braced Frame</i>	<i>Other</i>
1-2	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
3 or more	0,9	0,8	0,8	0,9	0,9	0,9	1,0

Tabel 2.16 Values for Modification Factor ( $C_0^1$ )

<i>Number of Stories</i>	<i>Shear Buildings<sup>2</sup></i>		<i>Other Buildings</i>
	<i>Triangular Load Pattern (1.1,1.2,1.3)</i>	<i>Uniform Load Pattern (2.1)</i>	<i>Any Load Pattern</i>
1	1,0	1,0	1,0
2	1,2	1,15	1,2
3	1,2	1,2	1,3
5	1,3	1,2	1,4
10+	1,3	1,2	1,5

Tabel 2.17 Values for Modification Factor ( $C_2$ )

<i>Structural Performance Level</i>	$T \leq 0,1 \text{ second}^3$		$T > T_s \text{ second}^3$	
	<i>Framing Type 1</i>	<i>Framing Type 2<sup>2</sup></i>	<i>Framing Type 1</i>	<i>Framing Type 2<sup>2</sup></i>
<i>Immediate Occupancy (IO)</i>	1,0	1,0	1,0	1,0
<i>Life Safety (LS)</i>	1,3	1,0	1,1	1,0
<i>Collapse Prevention (CP)</i>	1,5	1,0	1,2	1,0



Penentuan target level kinerja berdasarkan FEMA 356 dapat dilihat pada Tabel 2.18.

Tabel 2.18 Level Kinerja Menurut FEMA 356

Level Desain Gempa		Target Level Kinerja Bangunan Beton			
		<i>Operational</i>	IO	LS	CP
		Level(1-A)	Level(1-B)	Level(3-C)	Level(5-E)
Kala Ulang	72 tahun 50% DBE		x	x	x
	225 tahun 70% DBE			x	x
	474 tahun DBE			Desain Umum	x
	2475 tahun MCE				
<i>Drift (%)</i>		0-0,5%	0,5-1%	1%-2%	2%-4%

Diagram annotations in the table:

- Orange arrow: Faktor Keutamaan I,II (from 72 tahun to 2475 tahun)
- Blue arrow: Faktor Keutamaan (from 225 tahun to 474 tahun)
- Black arrow: Faktor Keutamaan IV (from 474 tahun to 2475 tahun)

## 2.12 Ketentuan Perencanaan Pembebanan

### 2.12.1 *Dead Load (DL)*

Jenis beban ini akan didefinisikan sebagai beban mati yang dimodelkan secara fisik pada *software* (ETABS), seperti balok, kolom, pelat, atau dinding geser.

### 2.12.2 *Superimposed Dead Load (SIDL)*

Umumnya jenis beban ini digunakan sebagai beban mati yang tidak dimodelkan secara fisik pada ETABS, seperti berat dinding, keramik, spesi, plafond dan penggantung, instalasi listrik, pipa air bersih serta kotor, dan lainnya.

### 2.12.3 *Live Load (LL)*

Jenis beban ini tergantung pada fungsi dari gedung yang ditinjau yang telah diatur dalam SNI 1727-2020; Tabel 4.3-1. Adapun detail mengenai pembebanannya terdapat pada Tabel 2.19.

Tabel 2.19 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum, Lo dan Beban Hidup Terpusat Minimum

Hunian atau penggunaan	Merata,Lo kN/m <sup>2</sup>	Reduksi beban hidup diizinkan	Reduksi beban hidup berlantai banyak diizinkan	Ter- pusat (kN)
<b>Apartemen</b> (lihat rumah tinggal)				
<b>Sistem lantai akses</b>				
-Ruang kantor	2,4	Ya	Ya	8,9
-Ruang komputer	4,79	Ya	Ya	8,9
<b>Gudang persenjataan dan ruang latihan</b>	7,18	Tidak	Tidak	
<b>Ruang pertemuan</b>				
-Kursi tetap (terikat di lantai)	2,87	Tidak	Tidak	
-Lobi	4,79	Tidak	Tidak	
-Kursi dapat dipindahkan	4,79	Tidak	Tidak	
-Panggung pertemuan	4,79	Tidak	Tidak	
-Lantai podium	7,18	Tidak	Tidak	
-Tribun penonton stadion dan arena	4,79	Tidak	Tidak	
-dengan kursi tetap (terikat dilantai)	2,87	Tidak	Tidak	
-Ruang pertemuan lainnya	4,79	Tidak	Tidak	
<b>Balkon dan dek</b>	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi (4,79)	Ya	Ya	
<b>Jalur untuk akses pemeliharaan</b>	1,92	Ya	Ya	1,33
<b>Koridor</b>				
-Lantai pertama	4,79	Ya	Ya	
-Lantai lain	Sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain			
<b>Ruang makan dan restoran</b>	4,79	Tidak	Tidak	
<b>Hunian</b> (lihat rumah tinggal)				
<b>Desain mesin elevator</b> (pada area 50 mm x 50 mm)	-	-	-	1,33
<b>Konstruksi pelat lantai finishing ringan</b> (pada area 25 mm x 25 mm)	-	-	-	0,89
<b>Jalur penyelamatan saat kebakaran</b>				

Hunian satu keluarga saja	4,79	Ya	Ya	
<b>Tangga permanen</b>		-	-	4.5.4
<b>Garasi/parkir (4.10)</b>				
-Mobil penumpang saja	1,92	Tidak	Tidak	4.10.1
-Truk dan bus	4.10.2	-	-	4.10.2
<b>Pegangan tangga dan pagar pengaman</b>				4.5.1
Batang pegangan	4.5.1	-	-	4.5.2
<b>Helipad (4.11)</b>				
-Helikopter dengan berat lepas landas sebesar 3.000 lb (13,35 kN) atau kurang	1,92	Tidak	-	4.11.2
-Helikopter dengan berat lepas landas lebih 3.000 lb (13,35 kN)	2,87	Tidak	-	4.11.2
<b>Rumah Sakit</b>				
-Ruang operasi, laboratorium	2,87	Ya	Ya	4,45
-Ruang pasien	1,92	Ya	Ya	4,45
-Koridor diatas lantai pertama	3,83	Ya	Ya	4,45
<b>Hotel (lihat rumah tinggal)</b>				
<b>Perpustakaan</b>				
-Ruang baca	2,87	Ya	Ya	4,45
-Ruang penyimpanan	7,18	Tidak	Ya	4,45
-Koridor diatas lantai pertama	3,83	Ya	Ya	4,45
<b>Pabrik</b>				
-Ringan	6,00	Tidak	Ya	8,90
-Berat	11,97	Tidak	Ya	13,35
<b>Gedung perkantoran</b>				
-Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian				
-Lobi dan koridor lantai pertama	4,79	Ya	Ya	8,90
-Kantor	2,40	Ya	Ya	8,90
-Koridor diatas lantai pertama	3,83	Ya	Ya	8,90
<b>Lembaga hukum</b>				
-Blok sel	1,92	Ya	Ya	
-Koridor	4,79	Ya	Ya	
<b>Tempat rekreasi</b>				
-Tempat bowling, billard, dan penggunaan sejenis	3,59	Tidak	Tidak	
-Ruang dansa dan ballroom	4,79	Tidak	Tidak	
-Gimnasium	4,79	Tidak	Tidak	
<b>Rumah tinggal</b>				
Hunian satu dan dua keluarga				
-Loteng yang tidak dapat dihuni tanpa gudang	0,48	Ya	Ya	4.12.1
-Loteng yang tidak dapat dihuni dengan gudang	0,96	Ya	Ya	4.12.2
-Loteng yang dapat dihuni dan ruang tidur	1,44	Ya	Ya	
-Semua ruang kecuali tangga	1,92	Ya	Ya	
Semua hunian rumah tinggal lainnya	1,92	Ya	Ya	
-Ruang pribadi dan koridor	4,79	Tidak	Tidak	

-Ruang publik -Koridor ruang publik	4,79	Ya	Ya	
<b>Atap</b>				
-Atap datar, terhubung, dan lengkung	0,96	Ya	-	4.8.1
-Atap yang digunakan penghuni	Sama dengan penggunaan yang dilayani	Ya	-	
-Atap untuk tempat berkumpul	4,70	Ya	-	
Atap vegetatif dan atap lansekap				
-Atap bukan untuk hunian	0,96	Ya	-	
-Atap untuk tempat berkumpul	4,79	Ya	-	
-Atap untuk penggunaan lainnya	Sama dengan penggunaan yang dilayani	Ya	-	
<i>Awning</i> dan kanopi				
-Atap konstruksi <i>fabric</i> yang didukung oleh struktur rangka kaku ringan	0,24	Tidak	-	
-Rangka penumpu layar penutup	0,24	Tidak	-	0,89
	berdasarkan area tributari dari atap yang didukung oleh komponen struktur rangka			
Semua konstruksi lainnya	0,96	Ya		
Komponen struktur atap utama, yang terhubung langsung dengan pekerjaan lantai tempat bekerja				
Titik panel tunggal dari kord bawah rangka batang atap atau suatu titik sepanjang komponen struktur utama pendukung atap diatas pabrik, gudang penyimpanan dan pekerjaanya, dan garasi bengkel		-	-	0,89
Semua komponen struktur atap utama lainnya		-	-	1,33
Semua permukaan atap dengan beban pekerja pemeliharaan		-	-	1,33
<b>Sekolah</b>				

-Ruang kelas	1,92	Ya	Ya	4,45
-Koridor di atas lantai pertama	3,83	Ya	Ya	4,45
-Koridor lantai pertama	4,79	Ya	Ya	4,45
<b>Scuttles, rusuk untuk atap kaca dan langit-langit yang dapat diakses</b>				0,89
<b>Jalan di pinggir untuk pejalan kaki, jalan lintas kendaraan, dan lahan/jalan untuk truk-truk</b>	11,97	Tidak	Ya	35,60
<b>Tangga dan jalan keluar</b>	4,79	Ya	Ya	1,33
Rumah tinggal untuk satu dan dua keluarga saja	1,92	Ya	Ya	1,33
<b>Gudang diatas langit-langit</b>	0,96	Ya	Ya	
<b>Gudang penyimpanan dan pekerja</b> (harus dirancang untuk beban lebih berat jika diperlukan)				
-Ringan	6,00	Tidak	Ya	
-Berat	11,97	Tidak	Ya	
<b>Toko</b>				
Eceran				
-Lantai pertama	4,79	Ya	Ya	4,45
-Lantai diatasnya	3,59	Ya	Ya	4,45
Grosir di semua lantai	6,00	Tidak	Ya	4,45
<b>Penghalang kendaraan</b>				4.5.3
<b>Susunan jalan dan panggung yang ditinggikan</b> (selain jalan keluar)	2,87	Ya	Ya	
<b>Pekarangan dan teras, jalur pejalan kaki</b>	4,79	Tidak	Tidak	

Kemudian berdasarkan SNI 1727-2020; Pasal 4.7 khusus untuk beban hidup (LL) yang melebihi  $4,79 \text{ kN/m}^2$  yang diatur SNI 1727-2020; Pasal 4.7.3 tidak boleh untuk direduksi.

#### 2.12.4 Earthquake Load (E)

Beban gempa akan di desain menggunakan PBD, besarnya *base shear* akan di hitung menggunakan metode DDBD dengan memperhitungkan wilayah gempa sesuai dengan wilayah gedung yang akan didesain.

#### 2.12.5 Kombinasi Pembebanan

Beban kombinasi diatur dalam SNI 1726-2019; Pasal 4.2.2 untuk metode ultmit dan Pasal 4.2.3 untuk metode layan.

### 2.12.5.1 Kombinasi Beban Metode Ultimit

Kombinasi beban dasar metode ultimit dapat digunakan kombinasi-kombinasi berikut :

1.  $1,4D$
2.  $1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$
3.  $1,2D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W)$
4.  $1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$
5.  $0,9D + 1,0W$

Apabila kombinasi pembebanan dengan pengaruh beban seismik, maka dapat digunakan kombinasi-kombinasi berikut :

6.  $1,2D + E_v + E_h + L$
7.  $0,9D - E_v + E_h$

Dimana :

$$E_h = \rho \cdot Q_E \text{ dan } E_v = 0,2 \cdot S_{DS} \cdot D$$

Faktor beban untuk L pada kombinasi 3,4, dan 6 diizinkan diambil sama dengan 0,5 untuk semua fungsi ruang apabila  $L_0$  dalam SNI 1727-2019 kurang dari sama dengan 4,78 kN/m<sup>2</sup>, kecuali garasi atau ruang pertemuan publik.

### 2.12.5.2 Kombinasi Beban Metode Layan

Kombinasi beban dasar metode layan dapat digunakan kombinasi-kombinasi berikut :

1.  $D$
2.  $D + L$
3.  $D + (L_r \text{ atau } R)$

4.  $D + 0,75L + 0,75(L_r \text{ atau } R)$
5.  $D + 0,6W$
6.  $D + 0,75(0,6W) + 0,75L + 0,75(L_r \text{ atau } R)$
7.  $0,6D + 0,6W$

Apabila kombinasi pembebanan dengan pengaruh beban seismik nominal, maka dapat digunakan kombinasi-kombinasi berikut :

8.  $D + 0,7E_v + 0,7E_h$
9.  $D + 0,525E_v + 0,525E_h + 0,75L$
10.  $0,6D - 0,7E_v + 0,7E_h$

Dimana :

$$E_h = \rho \cdot Q_E \text{ dan } E_v = 0,2 \cdot S_{DS} \cdot D$$

Kemudian Apabila kombinasi pembebanan dengan pengaruh beban seismik kuat, maka dapat digunakan kombinasi-kombinasi berikut :

8.  $D + 0,7E_v + 0,7E_{mh}$
9.  $D + 0,525E_v + 0,525E_{mh} + 0,75L$
10.  $0,6D - 0,7E_v + 0,7E_{mh}$

Dimana :

$$E_{mh} = \Omega_o \cdot Q_E \text{ dan } E_v = 0,2 \cdot S_{DS} \cdot D$$

### **2.12.5.3 Ketentuan Kombinasi Beban untuk Metode PBD**

Kombinasi gempa akibat pengaruh gempa horizontal ( $E_h$ ) dan gempa vertikal ( $E_v$ ) dapat diabaikan, apabila menggunakan metode PBD. Karena dua hal itu dipakai untuk desain rekayasa gempa berbasis gaya (Tavio, 2018).

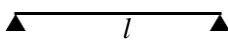
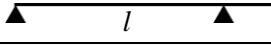
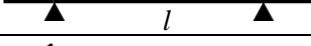
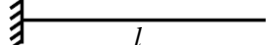
## 2.13 Perencanaan Struktur Atas

### 2.13.1 Balok

#### 2.13.1.1 Preliminary Design Balok

Tinggi minimum balok ( $h$ ) dapat ditentukan berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 9.3.1. Adapun detailnya dapat dilihat pada Tabel 2.20. Kemudian untuk lebar minimum dari balok sesuai Pasal 18.6.2, yaitu minimum lebar balok ( $b_w$ ) harus sekurangnya nilai terkecil dari  $0,3h$  dan  $250$  mm.

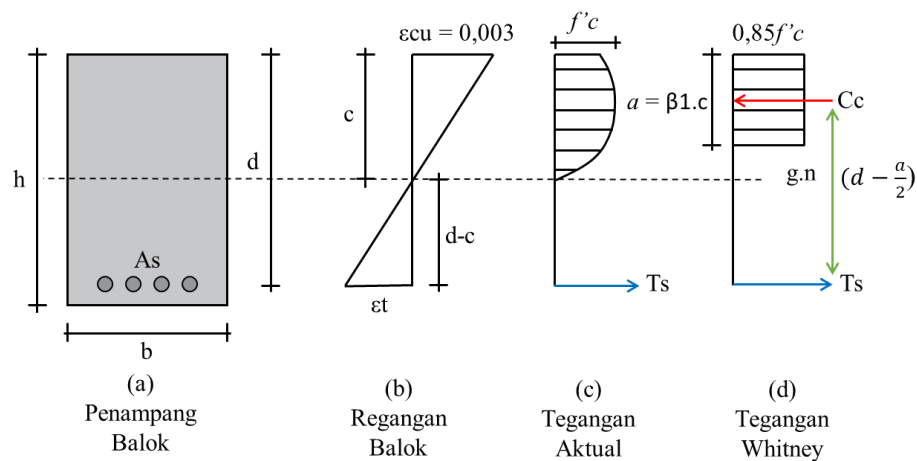
Tabel 2.20 Tinggi Minimum Balok

Kondisi Perletakan	Ilustrasi	Tinggi Minimum Balok ( $h$ )
Perletakan sederhana		$l/16$
Menerus satu sisi		$l/18,5$
Menerus dua sisi		$l/21$
Kantilever		$l/8$

#### 2.13.1.2 Kuat Lentur Balok

##### 2.13.1.2.1 Tulangan Tunggal (*single reinforced*)

Detail terkait perilaku lentur balok tulangan tunggal berdasarkan tegangan-regangan akibat momen lentur yang bekerja dapat dilihat pada Gambar 2.41.



Gambar 2.41 Kondisi Tegangan-Regangan Balok Tulangan Tunggal



Berdasarkan Gambar 2.41(b), nilai regangan tulangan tarik dapat dihitung dengan persamaan (2.71). Kemudian untuk regangan leleh tulangan tarik dengan  $f_y = 400$  MPa dan  $E = 200000$  MPa, dapat dihitung dengan persamaan (2.72).

$$\varepsilon_t = \frac{d_t - c}{c} \varepsilon_{cu} \quad (2.71)$$

$$\varepsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002 \quad (2.72)$$

Keterangan :

$\varepsilon_{cu}$  = regangan maksimum serat tekan penampang beton (0,003)

$\varepsilon_t$  = regangan tulangan tarik netto

$\varepsilon_{ty}$  = regangan leleh tulangan tarik

$d_t$  = jarak tulangan tarik terluar dari penampang balok.

Dalam SNI 2847-2019 terdapat tiga jenis penampang beton bertulang berdasarkan besaran regangannya ( $\varepsilon_t$ ), yaitu :

$\varepsilon_t = \varepsilon_{ty}$  : Kondisi regangan berimbang (*balance*)

$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$  : Penampang terkendali tekan (*over reinforced*) ; keruntuhan getas

$\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty}$  : Penampang terkendali tarik (*under reinforced*) ; keruntuhan daktail

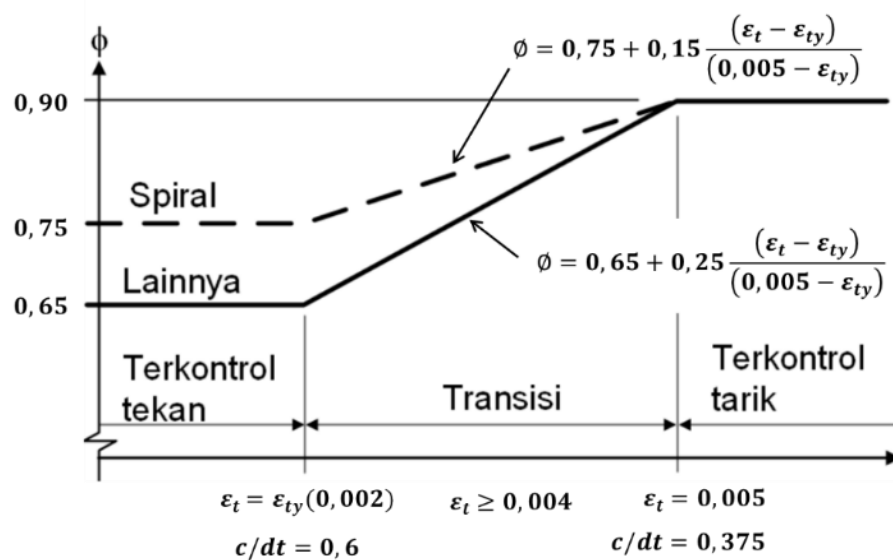
Parameter  $\varepsilon_t$  bisa juga diganti dengan  $c/d_t$ . Sehingga berdasarkan Gambar 2.41(b), nilai parameter  $c/d_t$  dapat dihitung dengan persamaan (2.74).

$$\varepsilon_t = 0,005 \quad (2.73)$$

$$\frac{c}{d_t} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_t} = \frac{0,003}{0,003 + 0,005} = 0,375 \quad (2.74)$$

Adanya fenomena perilaku tersebut, maka akan berpengaruh pada nilai faktor reduksi ( $\phi$ ) yang akan digunakan selama proses desain. Nilai faktor reduksi tersebut dibagi menjadi dua berdasarkan sengkang yang digunakan. Hal ini diatur dalam SNI 2847-2019 ; Pasal 21.2.2, seperti yang terlihat pada Gambar 2.42.

Selanjutnya adalah distribusi tegangan tekan pada penampang balok dapat dilihat pada Gambar 2.41(c), yang kemudian disederhanakan oleh *Whitney* seperti ditunjukkan pada Gambar 2.41(d). Nilai  $\beta_1$  diatur dalam SNI 2847-2019, seperti yang ada pada Tabel 2.21. Kapasitas momen nominal ( $M_n$ ) dapat dihitung berdasarkan gaya-gaya yang timbul pada penampang balok. Kemudian nilai gaya aksial tekan balok ( $P_u$ ) harus kurang dari  $0,1 A_g f'_c$ .



Gambar 2.42 Variasi Nilai Faktor Reduksi

Dalam mendesain elemen balok beton bertulang, diusahakan supaya balok yang didesain tergolong dalam penampang terkendali tarik (*under reinforced*).

Tabel 2.21 Nilai  $\beta_1$  untuk Distribusi Tegangan Ekuivalen

$f'_c$ (MPa)	$\beta_1$
$17 \leq f'_c \leq 28$	0,85
$28 < f'_c < 55$	$0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7}$
$f'_c \geq 55$	0,65

Gaya tekan dari beton ( $C_c$ )

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (2.75)$$

Gaya tarik dari tulangan ( $T_s$ )

$$T_s = A_s \cdot f_y \quad (2.76)$$

Momen nominal ( $M_n$ ) :

$$M_n = C_c \left( d - \frac{a}{2} \right) = T_s \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.77)$$

$\sum H = 0$ ,  $C_c = T_s$  ; maka nilai tinggi blok tegangan tekan ( $a$ ) :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (2.78)$$

Luas tulangan ( $A_s$ )

$$A_s = \rho b d \quad (2.79)$$

Koefisien kapasitas penampang ( $R_n$ ) :

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} \quad (2.80)$$

Rasio tulangan ( $\rho$ )

$$\rho = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f'_c}} \right) \quad (2.81)$$

Rasio tulangan berimbang ( $\rho_b$ )

$$\rho_b = 0,85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (2.82)$$

Batas maksimum rasio tulangan ( $\rho_{maks}$ )

$$\rho_{maks} = \frac{0,003 + \frac{f_y}{E_s}}{0,003 + \varepsilon_t} \rho_b \quad (2.83)$$

atau sesuai dengan SNI 2847-2019; Pasal 18.6.3.1, ( $\rho_{maks}$ ) :

$$\rho_{maks} = 0,025 \quad (2.84)$$

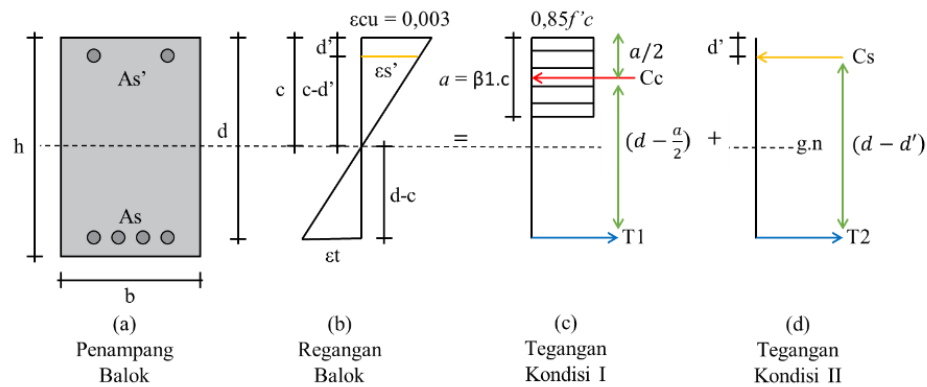
Batas minimum rasio tulangan ( $\rho_{min}$ ), diambil nilai terbesar :

$$\rho_{min} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} \quad (2.85)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.86)$$

### 2.13.1.2.2 Tulangan Rangkap (*double reinforced*)

Detail terkait perilaku lentur balok tulangan rangkap berdasarkan tegangan-regangan akibat momen lentur yang bekerja dapat dilihat pada Gambar 2.43.



Gambar 2.43 Kondisi Tegangan-Regangan Balok Tulangan Rangkap

Dalam tulangan rangkap balok memiliki tulangan tekan ( $A_s'$ ), sehingga terdapat parameter gaya tekan ( $C_s$ ). Kemudian pada analisis nilai gaya tekan tulangan tarik ( $T$ ) dibagi menjadi  $T_1$  (kondisi I) dan  $T_2$  (kondisi II), atau dapat ditulis  $T = T_1 + T_2$ . Momen nominal pada kondisi I dapat dihitung menggunakan persamaan berikut :

Gaya tekan pada beton ( $C_c$ ) :

$$C_c = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \quad (2.87)$$

Gaya tarik pada tulangan ( $T_1$ ) :

$$T_1 = A_{s1} f_y \quad (2.88)$$

Momen nominal pada kondisi I ( $M_{n1}$ ) :

$$M_{n1} = A_{s1} f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.89)$$

Dimana luas tulangan tarik ( $A_s$ ) :

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (2.90)$$

Sedangkan Momen nominal pada kondisi II dapat dihitung menggunakan persamaan berikut :

Gaya tarik dari tulangan ( $T_2$ ) :

$$T_2 = A_{s2} f_y \quad (2.91)$$

Gaya tekan dari tulangan ( $C_s$ ) :

$$C_s = A'_s f'_s \quad (2.92)$$

Momen nominal pada kondisi II ( $M_{n2}$ ), dimana  $T_2 = C_s$  dan  $f'_s$  merupakan tegangan leleh pada tulangan tekan ( $A'_s$ ) :

$$M_{n2} = A'_s f'_s (d - d') \quad (2.93)$$

Dimana luas tulangan tekan ( $A'_s$ ) :

$$A'_s = A_{s2} \quad (2.94)$$

Berdasarkan kondisi I dan kondisi II, maka dapat diperoleh momen nominal ( $M_n$ ) untuk balok beton bertulang tulangan rangkap, sebagai berikut :

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad (2.95)$$

$$M_n = Cc \left( d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \quad (2.96)$$

$$Cc = C_s - T = (A'_s f'_s) - (A_{s1} f_y) \quad (2.97)$$

$$M_n = [(A'_s f'_s) - (A_{s1} f_y)] \left( d - \frac{a}{2} \right) + (A'_s f'_s)(d - d') \quad (2.98)$$

Dalam analisis apabila  $M_{n1} < M_n$ , maka diperlukan tulangan tekan (digunakan perhitungan tulangan rangkap). Sedangkan apabila  $M_{n1} > M_n$ , maka tidak diperlukan tulangan tekan (digunakan perhitungan tulangan tunggal). Kemudian dalam analisis tulangan rangkap, terdapat kondisi tulangan tekan sudah leleh ( $f'_s > f_y$ ) sehingga tegangan leleh pada tulangan tekan diambil sama dengan  $f_y$ . Kondisi yang kedua

tulangan tekan belum leleh ( $f'_s < f_y$ ) sehingga tegangan leleh pada tulangan tekan tetap  $f'_s$ . Nilai tegangan tulangan tekan ( $f'_s$ ) dapat dihitung menggunakan persamaan (2.100).

$$\varepsilon'_s = 0,003 \left( \frac{c - d'}{c} \right) \quad (2.99)$$

$$f'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s = 600 \left( \frac{c - d'}{c} \right) \quad (2.100)$$

### 2.13.1.3 Kuat Geser Balok

Perhitungan kuat geser nominal ( $V_n$ ) merupakan penjumlahan kuat geser beton ( $V_c$ ) dan tulangan geser ( $V_s$ ). Seperti pada persamaan (2.101).

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.101)$$

Dalam metode desain kuat geser balok berdasarkan SNI 2847-2019, persyaratan geser nominal seperti pada persamaan (2.102). Dimana faktor reduksi  $\phi = 0,75$ .

$$V_u \leq \phi V_n \quad (2.102)$$

Kemudian dimensi penampang balok harus mampu memikul beban geser dengan persyaratan seperti pada persamaan (2.103). Apabila tidak memenuhi syarat, dimensi penampang harus diperbesar.

$$V_u \leq \phi V_n = \phi \left( V_c + 0,66 \sqrt{f'_c} b_w d \right) \quad (2.103)$$

$M_u$  dan  $V_u$  terjadi secara serentak pada penampang balok ketika menerima pembebanan, dan terdapat persyaratan seperti pada persamaan (2.104).

$$\frac{V_u \cdot d}{M_u} < 1,0 \quad (2.104)$$

Nilai kuat geser beton ( $V_c$ ) sesuai pada SNI-2847-2019 ;Pasal 22.5.5.1 atau yang lebih detail berdasarkan Tabel 22.5.5.1 yang kemudian diambil nilai terkecil. Adapun detailnya seperti persamaan (2.105) s/d (2.108).

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad (2.105)$$

$$V_c = \left(0,16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u \cdot d}{M_u}\right)b_wd \quad (2.106)$$

$$V_c = \left(0,16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w\right)b_wd \quad (2.107)$$

$$V_c = 0,29\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad (2.108)$$

Keterangan :

$\lambda$  = faktor modifikasi, untuk beton normal = 1,0

$\rho_w$  = rasio tulangan tarik (  $A_s/b_w \cdot d$  )

$V_u$  = gaya geser *ultimate* hasil analisis struktur (N)

$M_u$  = momen *ultimate* hasil analisis struktur (Nmm)

$b_w$  = lebar penampang balok (mm)

$d$  = tinggi efektif balok (mm)

Tulangan geser ( $V_s$ ) apabila digunakan tulangan geser dengan posisi tegak lurus ( $\alpha = 90^\circ$ ), maka digunakan persamaan (2.109).

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s} < V_{s, max} = 0,66\sqrt{f'_c} b_wd \quad (2.109)$$

Rasio luas tulangan geser ( $A_v$ ) dengan jarak tulangan geser ( $s$ ) dapat dihitung menggunakan persamaan (2.110), dimana ( $n$ ) merupakan jumlah kaki tulangan geser (sengkang).

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_{yt} d} \quad (2.110)$$

$$A_v = n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi D^2 \quad (2.111)$$

Jumlah luasan minimum ( $A_{v, min}$ ) untuk tulangan geser juga harus dipertimbangkan, maka dari itu nilai  $A_v$  diambil nilai terbesar.

$$\frac{A_{v, \min}}{s} = 0,062 \sqrt{f'c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (2.112)$$

$$\frac{A_{v, \min}}{s} = \frac{0,35 b_w s}{f_{yt}} \quad (2.113)$$

Dalam menentukan jarak tulangan geser (s), nilai jarak maksimum juga harus dipertimbangkan. Kemudian diambil nilai terkecil.

$$V_s \leq V_{c1} = 0,33 \sqrt{f'c} b_w d ; S_{maks} = d/2 \text{ atau } 600 \text{ mm} \quad (2.114)$$

$$V_s > V_{c1} = 0,33 \sqrt{f'c} b_w d ; S_{maks} = d/4 \text{ atau } 300 \text{ mm} \quad (2.115)$$

Terdapat beberapa kategori yang digunakan dalam menentukan kebutuhan tulangan geser balok berdasarkan gaya geser *ultimate*. Bagi  $V_u < 0,5\phi V_c$ , tulangan geser tidak perlu dipasang, kemudian apabila  $0,5\phi V_c < V_u < \phi V_c$ , digunakan tulangan geser dengan nilai  $V_s$  dan  $A_v$  yang digunakan merupakan nilai minimal. Selanjutnya apabila  $V_u > \phi V_c$ , digunakan tulangan geser dengan mengambil nilai terbesar dari  $V_s$  dan  $A_v$  yang ada.

#### 2.13.1.4 Momen Torsi Balok

Berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 22.7.1.1 pengaruh torsi pada penampang balok ( $T_u$ ) dapat diabaikan apabila persyaratan pada persamaan (2.116) terpenuhi.

$$\phi T_{th} \geq T_u \quad (2.116)$$

$$T_{th} = 0,083 \lambda \sqrt{f'c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad (2.117)$$

Keterangan :

$T_u$  = nilai torsi terfaktor dari hasil analisis struktur (Nmm)

$T_{th}$  = nilai torsi *threshold* (Nmm)

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

$\lambda$  = faktor modifikasi, untuk beton normal = 1,0



$A_{cp}$  = luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton ( $m^2$ )

$P_{cp}$  = keliling luar penampang beton (mm)

Terdapat batasan penampang balok dalam pengaruh torsi, hal ini diatur pada SNI 2847-2019; Pasal c. Adapun persamaannya dapat dilihat pada persamaan (2.118).

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot P_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66 \sqrt{f'_c}\right) \quad (2.118)$$

Keterangan :

$A_{oh}$  = luas daerah dalam tulangan geser ( $mm^2$ )

$P_h$  = keliling daerah dalam tulangan geser (mm)

$d \geq 0,85$  ; yang dimana  $h$  merupakan tinggi penampang balok. Apabila penampang tidak memenuhi persyaratan maka dimensi penampang perlu diperbesar.

Kuat nominal torsi ( $T_n$ ) diatur dalam SNI 2847-2019; Pasal 22.7.6.1. Nilai  $T_n$  diambil dari nilai minimum antara persamaan (2.119) dan (2.120).

$$T_n = \frac{2A_0 A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \quad (2.119)$$

$$T_n = \frac{2A_0 A_t f_y}{P_h} \cot \theta \quad (2.120)$$

Keterangan :

$T_n$  = kuat nominal torsi nominal (Nmm)

$A_0$  = Luas bruto yang dilingkup oleh lintasan alir geser,  $A_0 = 0,85 A_{oh}$  ( $mm^2$ )

$A_t$  = luas 1 kaki sengkang tertutup yang menahan torsi dalam spasi  $s$  ( $mm^2$ )

$A_l$  = kuat momen torsi nominal (Nmm)

$f_{yt}$  = kuat leleh tulangan transversal (MPa)

- $f_y$  = kuat leleh tulangan yang disyaratkan (MPa)  
 $s$  = spasi tulangan transversal yang terpasang (mm)  
 $\theta$  =  $45^\circ$ , untuk balok beton nonprategang.

Pengaruh torsi diproyeksikan pada tulangan transversal dan tulangan torsi memanjang. Jumlah luasan minimal dari tulangan tersebut diatur pada SNI 2847-2019, yaitu :

#### 1. Tulangan transversal (torsi)

Luasan minimum yang diambil harus lebih besar dari persamaan (2.121) dan (2.122).

$$\frac{(A_v + 2A_t)_{\min}}{s} \geq 0,062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}} \quad (2.121)$$

$$\frac{(A_v + 2A_t)_{\min}}{s} \geq 0,35 \frac{b_w}{f_{yt}} \quad (2.122)$$

Nilai  $A_v$  didapatkan dari luasan tulangan geser yang dihitung dengan persamaan geser. Adapun nilai  $A_t$  dapat diperoleh dengan persamaan (2.123).

$$A_t = \frac{Tu \cdot s}{\phi 2A_0 f_{yt}} \tan \theta \quad (2.123)$$

#### 2. Tulangan longitudinal (torsi)

Luasan tulangan longitudinal ( $A_l$ ), dapat dihitung menggunakan persamaan (2.124) atau (2.125).

$$A_l = \left( \frac{A_t}{s} \right) Ph \left( \frac{f_{yt}}{f_y} \right) \cot^2 \theta \quad (2.124)$$

$$A_l = \frac{Tu \cdot Ph}{\phi 2A_0 f_y} \cot \theta \quad (2.125)$$

Luasan minimum tulangan ( $A_{l,\min}$ ) harus lebih kecil dari persamaan (2.126) dan (2.127).

$$A_{l,min} = 0,42\sqrt{f'c} \frac{A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{A_t}{s}\right) Ph \frac{f_{yt}}{f_y} \quad (2.126)$$

$$A_{l,min} = 0,42\sqrt{f'c} \frac{A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{0,175b_w}{f_{yt}}\right) Ph \frac{f_{yt}}{f_y} \quad (2.127)$$

Selanjutnya mengenai batasan spasi tulangan torsi, diatur pada SNI 2847-2019. Tulangan transversal sesuai pada persamaan (2.128) dan tulangan longitudinal sesuai pada persamaan (2.129).

$$s \leq \frac{Ph}{8} \leq 300 \text{ mm} \quad (2.128)$$

$$s \leq (bt + d) \quad (2.129)$$

Dalam analisis torsi terdapat batasan mutu material, yaitu mutu beton bertulang  $\sqrt{f'c} \leq 8,3 \text{ MPa}$ . Kemudian mutu tulangan harus memenuhi syarat,  $f_y$  atau  $f_{yt} \leq 420 \text{ MPa}$ .

### 2.13.1.5 Syarat Perencanaan Balok SRPMK

Syarat perencanaan balok Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPMK) diatur pada SNI 2847-2019 ; Pasal 18.6.

#### 2.13.1.5.1 Syarat Dimensi Balok SRPMK

Berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 18.6.2.1 disyaratkan bahwa dimensi balok harus memenuhi poin 1 hingga 3.

1. Bentang bersih ( $l_n$ ), tidak boleh diambil kurang dari  $4d$  ( $l_n \geq 4d$  ;  $d$  = tinggi efektif penampang balok).
2. Lebar penampang balok ( $b_w$ ), tidak boleh kurang dari  $0,3h$  ( $h$  = tinggi penampang balok) atau tidak boleh kurang dari  $250 \text{ mm}$  ( $b_w \geq 0,3 h$  atau  $250 \text{ mm}$ ).

3. Proyeksi lebar balok yang melampaui lebar kolom penumpu tidak boleh melebihi nilai terkecil dari  $c_2$  dan  $0,75c_1$  pada masing-masing sisi kolom.

#### 2.13.1.5.2 Syarat Tulangan Longitudinal Balok SRPMK

Berdasarkan SNI 2847-2019 ; Pasal 18.6.3, disyaratkan bahwa tulangan longitudinal balok harus mempertimbangkan beberapa poin berikut:

1. Balok-balok harus memiliki setidaknya dua batang tulangan menerus pada sisi atas dan bawah penampang.
2. Jumlah tulangan tidak boleh lebih dari yang di syaratkan pada Pasal 9.6.1.2 dan rasio tulangan ( $\rho$ ) tidak boleh melebihi 0,025 baik untuk tulangan atas maupun bawah, atau dapat di rumus sesuai dengan persamaan (2.130).

$$\left. \begin{array}{l} \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d \\ \frac{1,4}{f_y} b_w d \end{array} \right\} \leq A_s \leq 0,025 b_w d \quad (2.130)$$

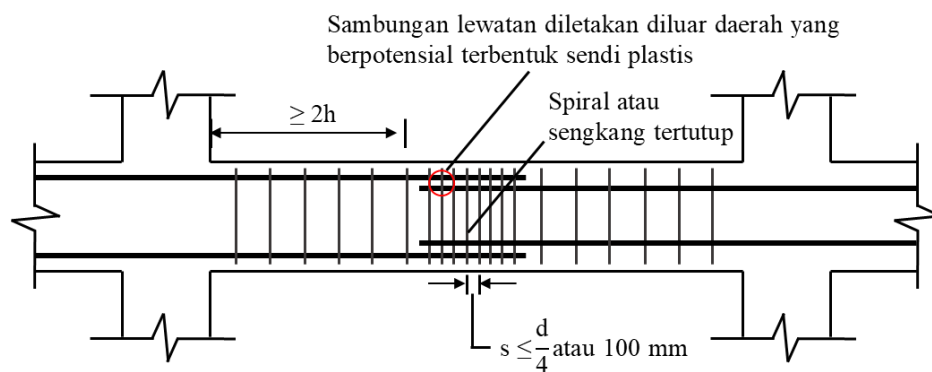
3. Kuat momen positif ( $M_n^+$ ) komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat momen negatif ( $M_n^-$ ) pada muka kolom tersebut atau dapat dinyatakan dalam persamaan (2.131).

$$M_n^+ \geq \frac{1}{2} (M_n^-) \quad (2.131)$$

4. Kuat momen positif ( $M_n^+$ ) dan kuat momen negatif ( $M_n^-$ ) pada semua penampang disepanjang bentang balok tidak boleh kurang dari seperempat momen maksimum pada kedua tumpuan, atau dapat dinyatakan dalam persamaan(2.134).

$$(M_n^+) \text{ atau } (M_n^-) \geq \frac{1}{4}(M_{max}) \quad (2.132)$$

5. Sambungan lewatan tulangan longitudinal balok diizinkan jika sengkang pengekuat dipasang sepanjang sambungan lewatan. Spasi sengkang pada daerah tersebut tidak boleh melebihi nilai terkecil dari  $d/4$  dan 100 mm. Sambungan lewatan tidak boleh berada pada hubungan balok kolom dan daerah sendi plastis ( $2h$ ), dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi sebagai akibat deformasi lateral yang melampaui perilaku elastik. Ilustrasinya dapat dilihat pada Gambar 2.44.



Gambar 2.44 Persyaratan Sambungan Lewatan Balok SRPMK

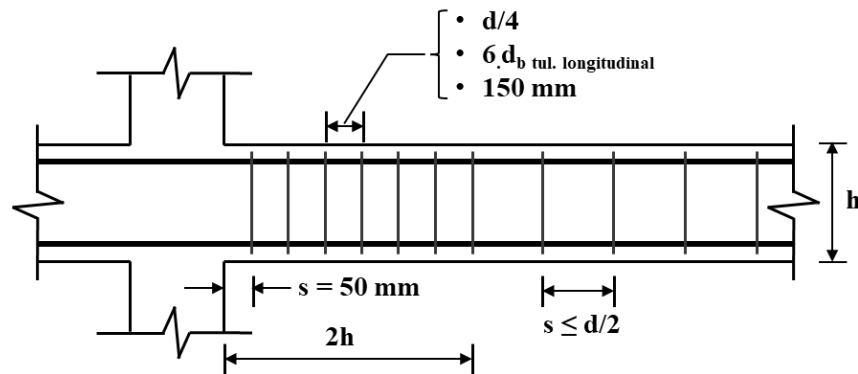
#### 2.13.1.5.3 Syarat Tulangan Transversal Balok SRPMK

Berdasarkan SNI 2847-2019 ; Pasal 18.6.4, disyaratkan bahwa tulangan transversal balok harus mempertimbangkan beberapa poin berikut:

1. Sengkang pengekuat harus dipasang sepanjang jarak yang sama dengan dua kali tinggi balok ( $2h$ ) yang diukur dari muka kolom penumpu ke arah tengah bentang kedua ujung balok. Daerah sepanjang  $2h$  tersebut biasa dikenal dengan daerah sendi plastis.
2. Sengkang pertama pada daerah  $2h$  harus dipasang tidak lebih dari 50mm dari muka kolom penumpu.

3. Jarak tulangan sengkang sepanjang  $2h$  harus dipasang tidak boleh melebihi nilai terkecil dari  $d/4$ ,  $6.d_b$  ( $d_b$  = diameter tulangan utama balok), dan 150 mm.
4. Sengkang harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari  $d/2$  disepanjang bentang balok diluar sendi plastis.

Ilustrasi dari poin 1 sampai 4 dapat dilihat pada Gambar 2.45.



Gambar 2.45 Persyaratan Tulangan Transversal Balok SRPMK

5. Sengkang pengekang pada balok diizinkan terdiri dari dua batang tulangan, yaitu sebuah sengkang yang mempunyai kait gempapada kedua ujungnya dan ikat silang sebagai penutup. Ikat silang berurutan yang mengikat batang tulangan longitudinal yang sama harus memiliki kait 90 derajat yang dipasang selang-seling pada sisi yang berlawanan dari komponen struktur lentur.

#### 2.13.1.5.4 Syarat Kekuatan Geser Balok SRPMK

Berdasarkan SNI 2847-2019 ; Pasal 18.6.5, disyaratkan bahwa kekuatan geser balok harus mempertimbangkan beberapa poin berikut:

1. Gaya geser desain ( $V_e$ ) harus dihitung dari tinjauan gaya-gaya pada bagian balok diantara kedua muka joint. Momen-momen dengan tanda

berlawanan yang terkait dengan kekuatan momen lentur maksimum yang mungkin terjadi ( $M_{pr}$ ), harus diasumsikan bekerja pada muka-muka joint, dan balok dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor di sepanjang bentangnya. Momen-momen ujung  $M_{pr}$  berdasarkan pada tegangan tarik baja sebesar  $1,25f_y$  dimana  $f_y$  kekuatan leleh yang disyaratkan. Ilustrasi gaya geser desain dapat dilihat pada Gambar 2.44.

$$W_u = 1,2D + 1,0L$$

$$V_g = \frac{W_u \cdot l_n}{2}$$

$$V_e = \frac{M_{pr}^+}{l_n}$$

$$V_e = \frac{M_{pr}^-}{l_n}$$

$$V_{e,ki} = -\left(\frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n}\right) + \frac{W_u \cdot l_n}{2}$$

$$V_{e,ka} = \left(\frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n}\right) + \frac{W_u \cdot l_n}{2}$$

**Goyangan ke kanan**

$$W_u = 1,2D + 1,0L$$

$$V_g = \frac{W_u \cdot l_n}{2}$$

$$V_e = \frac{M_{pr}^-}{l_n}$$

$$V_e = \frac{M_{pr}^+}{l_n}$$

$$V_{e,ki} = \left(\frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_n}\right) + \frac{W_u \cdot l_n}{2}$$

$$V_{e,ka} = -\left(\frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_n}\right) + \frac{W_u \cdot l_n}{2}$$

**Goyangan ke kiri**

Gambar 2.46 Gaya Geser Desain untuk Balok SRPMK

2. Tulangan geser sepanjang daerah sendi plastis ( $2h$ ) harus didesain untuk menahan geser dengan mengasumsikan nilai  $V_c = 0$ , apabila kedua syarat berikut terpenuhi :

- Gaya geser akibat beban gempa ( $V_e$ ) mewakili setidaknya 50% kekuatan geser perlu maksimum dalam bentang tersebut.
- Gaya tekan aksial terfaktor ( $P_u$ ) pada elemen balok termasuk pengaruh gempa harus kurang dari  $A_g \cdot f'_c / 20$ .

## 2.13.2 Kolom

### 2.13.2.1 Preliminary Design Kolom

Kolom akan didesain untuk menahan gaya aksial beban terfaktor pada semua lantai dan atap. Gaya aksial dihitung menggunakan metode perlimpahan beban yang berasal dari pelat dan balok. Luasan penampang akan dihitung dengan persamaan (2.133), dengan nilai  $\phi$  diambil sesuai pada SNI 2847-2019; Pasal 21.

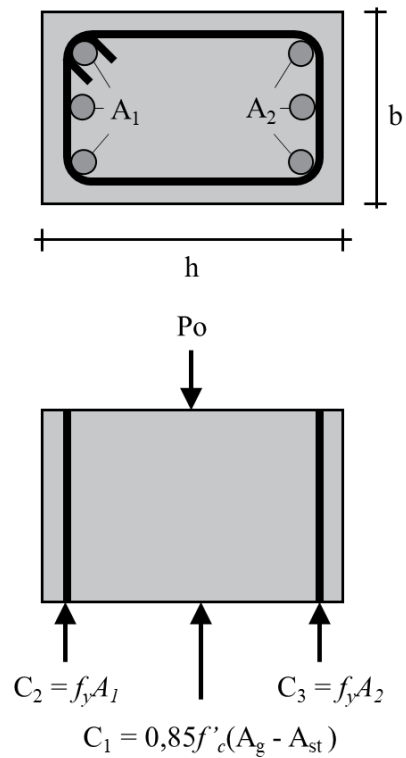
$$\sigma = \frac{P}{A_g} \rightarrow \begin{matrix} P = P_u \\ \sigma = \phi \cdot f'_c \end{matrix} \rightarrow A_g = \frac{P_u}{0,3 \cdot f'_c} \quad (2.133)$$

Batasan dimensi kolom sesuai pada SNI 2847-2019; Pasal 18.7.2.1, yang menyebutkan bahwa penampang kolom tidak boleh kurang dari 300 mm dan rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4.

### 2.13.2.2 Kolom Beton dengan Beban Aksial Tekan Sentris

Apabila kolom menerima beban tekan sentris seperti ditunjukkan pada Gambar 2.47, berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 22.4.2.2 kuat dari kolom ( $P_o$ ) dihitung dengan persamaan (2.134). Rasio tulangan harus dalam rentang 1% - 8%.





Gambar 2.47 Kolom dengan Beban Tekan Sentris

$$P_o = 0,85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y \quad (2.134)$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g} \quad (2.135)$$

Keterangan :

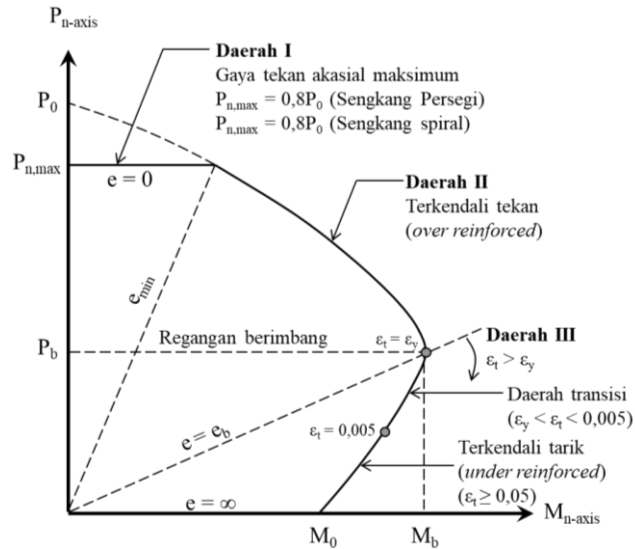
$A_g$  = luasan penampang kolom

$A_{st}$  = luasan tulangan longitudinal kolom

Kekuatan tekan aksial nominal ( $P_n$ ) tidak boleh melebihi  $P_{n,max}$ ,  $0,80P_o$  untuk sengkang persegi dan  $0,85P_o$  untuk sengkang spiral.

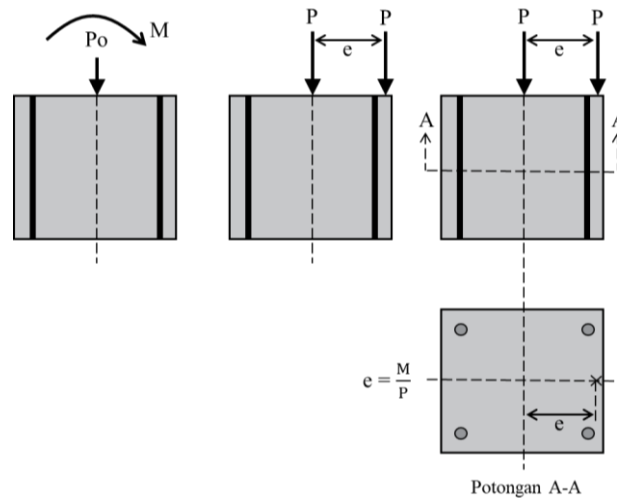
### 2.13.2.3 Kolom Beton dengan Beban Aksial Tekan dan Momen

Interaksi dari gaya aksial tekan ( $P$ ) dan momen ( $M$ ) diwujudkan dalam sebuah kurva yang kemudian dikenal dengan diagram interaksi P-M elemen kolom, seperti yang terlihat pada Gambar 2.48.



Gambar 2.48 Diagram Interaksi P-M Elemen Kolom

Ketika kolom menerima beban tekan eksentris, maka kolom akan menerima pengaruh tekan sekaligus momen. Sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 2.49



Gambar 2.49 Diagram Interaksi P-M Elemen Kolom

Persamaan untuk menghitung nilai tekan aksial pada saat kondisi regangan berimbang dapat dihitung dengan persamaan (2.136). Kemudian persamaan momen akibat gaya eksentrisitas dapat dihitung dengan persamaan (2.137).

$$Pb = 0,85f'c\beta_1c_b b + A'_s(f_y - 0,85f'c) - A_s f_y \tag{2.136}$$

$$Mb = Pb \cdot eb = Cc \left( d - \frac{a}{2} - d'' \right) + Cs(d - d' - d'') + Td'' \tag{2.137}$$

Berdasarkan Gambar 2.48, untuk mendesain kekuatan kolom dibagi menjadi tiga daerah. Semua penampang yang termasuk terkendali tekan mempunyai faktor reduksi  $\phi = 0,65$  (senggang persegi) dan  $\phi = 0,75$  (senggang spiral). Selanjutnya pada daerah transisi mempunyai faktor reduksi 0,65-0,9 (senggang persegi) dan 0,75-0,9 (senggang spiran). Sedangkan untuk penampang terkendali tarik mempunyai faktor reduksi  $\phi = 0,9$ .

#### 2.13.2.4 Desain Geser pada Kolom

Nilai  $V_c$  diambil yang terkecil dari persamaan (2.138) s/d (2.140). Selanjutnya untuk persamaan (2.139) tidak perlu digunakan apabila  $M_u - N_u(4h - d)/8 \leq 0$ .

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.138)$$

$$V_c = \left[ 0,16 \lambda \sqrt{f'_c} + 17 \rho_w \frac{V_u d}{M_u - N_u \frac{(4h - d)}{8}} \right] b_w d \quad (2.139)$$

$$V_c = 0,29 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{0,29 N_u}{A_g}} \quad (2.140)$$

Keterangan :

$N_u, V_u, M_u$  = gaya aksial, gaya geser, dan momen terfaktor

$d = 0,8h$

Terkait kebutuhan tulangan geser pada kolom, perhitungan dan konsep sama seperti pada balok. Kebutuhan tulangan geser ditandai dengan persamaan (2.141).

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (2.141)$$

#### 2.13.2.5 Syarat Perencanaan Kolom SRPMK

Syarat perencanaan kolom Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPMK) diatur pada SNI 2847-2019 ; Pasal 18.7.

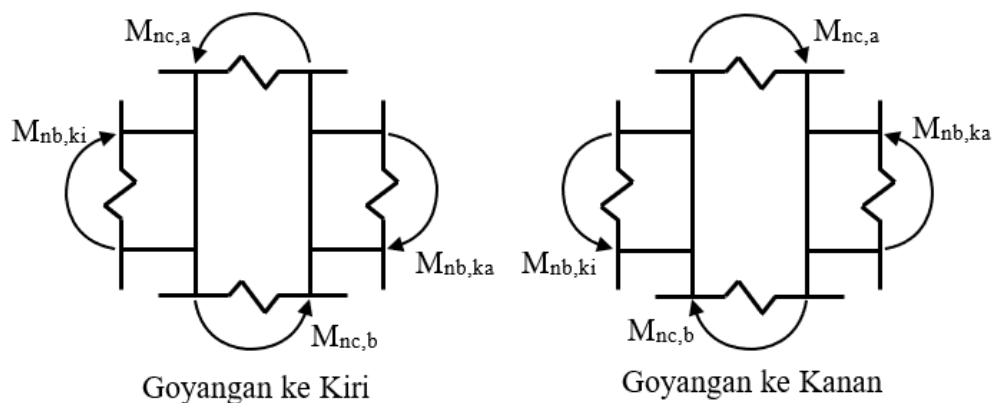
### 2.13.2.5.1 Syarat Dimensi Kolom SRPMK

Berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 18.7.2.1 disyaratkan bahwa dimensi kolom harus memenuhi poin 1 hingga 2.

1. Dimensi penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak kurang dari 300 mm.
2. Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4.

### 2.13.2.5.2 Syarat Kekuatan Dimensi Kolom SRPMK

Berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 18.7.2.1 disyaratkan bahwa kekuatan dimensi kolom harus memenuhi persamaan (2.152).



Gambar 2.50 Konsep *Strong Column - Weak Beam* (SCWB)

$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb} \quad (2.142)$$

Keterangan :

$\sum M_{nc}$  = jumlah kekuatan lentur nominal kolom-kolom yang merangka kedalam join, yang dievaluasi di muka-muka join.

$\sum M_{nb}$  = jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam join, yang dievaluasi di muka-muka join.

Ketentuan pada pasal ini umumnya dikenal dengan istilah *Strong Column - Weak Beam* (SCWB). Kondisi dimana perlu dipastikan bahwa kekuatan nominal kolom lebih besar 1,2 kali dari kekuatan nominal balok.

#### 2.13.2.5.3 Syarat Tulangan Longitudinal Kolom SRPMK

Berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 18.7.4 disyaratkan bahwa tulangan longitudinal harus mempertimbangkan beberapa poin berikut:

1. Luas tulangan longitudinal  $A_{st}$  tidak boleh kurang dari  $0,01A_g$  dan tidak lebih dari  $0,06A_g$ .
2. Pada kolom-kolom dengan sengkang bundar, jumlah batang tulangan longitudinal minimum harus 6.
3. Sambungan mekanis harus memenuhi Pasal 18.2.7 dan sambungan las Pasal 18.2.8. Sambungan lewatan diizinkan hanya dalam daerah tengah tinggi kolom dan harus didesain sebagai sambungan lewatan tarik dan harus dilingkupi tulangan transversal yang memenuhi Pasal 18.7.5.2 dan Pasal 18.7.5.3.

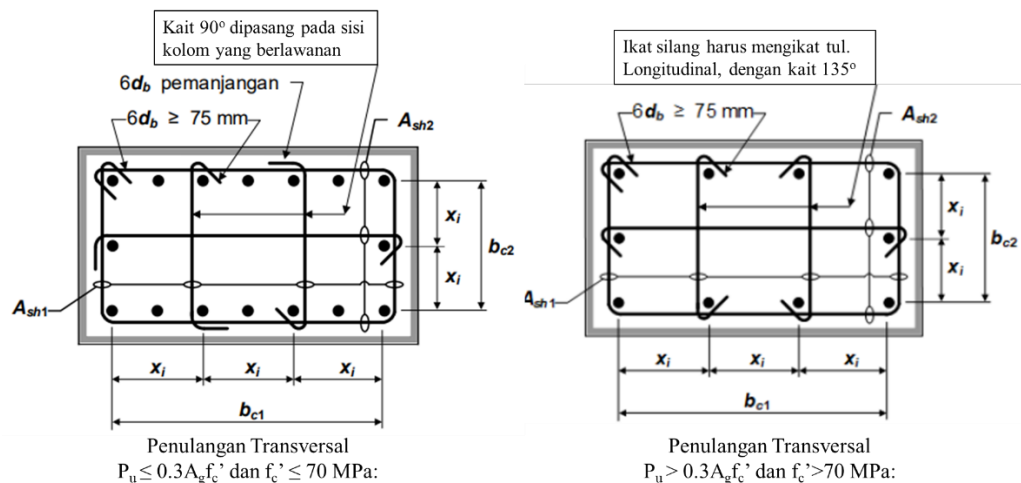
#### 2.13.2.5.4 Syarat Tulangan Transversal Kolom SRPMK

Berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 18.7.5.1 disyaratkan bahwa tulangan transversal harus dipasang sepanjang  $l_o$  dari masing-masing muka join, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.52. Adapun, panjang  $l_o$  tidak boleh kurang terhadap nilai terbesar dari tiga ketentuan berikut :

1. Tinggi kolom pada muka join atau pada penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi.
2. Seperenam (1/6) tinggi bersih kolom.
3. 450 mm.

Kemudian, berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 18.7.5.2 disyaratkan tulangan transversal harus sesuai dengan ketentuan berikut :

1. Tulangan transversal harus terdiri dari spiral tunggal atau spiral saling tumpang (*overlap*), sengkang pengekok bundar, atau sengkang pengekok persegi, dengan atau tanpa ikat silang.
2. Setiap tekukan ujung sengkang pengekok persegi dan ikat silang harus mengait batang tulangan longitudinal terluar.
3. Ikat silang yang berurutan harus diselangseling ujungnya sepanjang tulangan longitudinal dan sekeliling perimeter penampang.
4. Apabila  $P_u \leq 0.3A_g f_c'$  dan  $f_c' \leq 70$  MPa, maka harus ada  $\geq 1$  kait per 2 tulangan longitudinal bersebelahan dan  $h_x \leq 350$  mm. kemudian apabila  $P_u > 0.3A_g f_c'$  dan  $f_c' > 70$  MPa, maka tiap tulangan longitudinal harus diberi kait dan  $h_x \leq 200$  mm. Ilustrasinya dapat dilihat pada Gambar 2.51.



Gambar 2.51 Contoh Penulangan Transversal pada Kolom

Selain itu, spasi tulangan transversal pada daerah  $l_o$  diatur dalam SNI 2847-2019; Pasal 18.7.5.3, dimana spasi tulangan transversal tidak melebihi nilai terkecil dari tiga ketentuan berikut :

1. Seperempat (1/4) dimensi terkecil penampang kolom.
2. Enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil (6.d<sub>b</sub>)
3.  $S_o$  ditentukan dengan persamaan (2.153). Nilai  $S_o$  tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak perlu kurang dari 100 mm.

$$100 \text{ mm} \leq \left( S_o = 100 + \frac{350 - h_x}{3} \right) < 150 \text{ mm} \quad (2.143)$$

Selanjutnya, jumlah tulangan transversal harus sesuai dengan Tabel 2.22. Hal ini diatur dalam SNI 2847-2019; Pasal 18.7.5.4.

Tabel 2.22 Tulangan Transversal untuk Kolom-Kolom SRPMK

Tulangan Transversal	Kondisi	Persamaan yang Berlaku	
Ash/s.b <sub>c</sub> Untuk sengkang pengekang persegi	$P_u \leq 0,3.A_g.f'_c$ dan $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Terbesar dari (a) dan (b)	$0,3 \cdot \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} \text{ (a)}$ $0,09 \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} \text{ (b)}$
	$P_u > 0,3.A_g.f'_c$ atau $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Terbesar dari (a), (b), dan (c)	$0,2 \cdot k_f \cdot k_n \cdot \frac{P_u}{f_{yt} \cdot A_{ch}} \text{ (c)}$
$\rho_s$ untuk spiral ataupun sengkang pengekang lingkaran	$P_u \leq 0,3.A_g.f'_c$ dan $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Terbesar dari (d) dan (e)	$0,45 \cdot \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} \text{ (d)}$ $0,12 \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} \text{ (e)}$
	$P_u > 0,3.A_g.f'_c$ atau $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Terbesar dari (d), (e), dan (f)	$0,35 \cdot k_f \cdot \frac{P_u}{f_{yt} \cdot A_{ch}} \text{ (f)}$

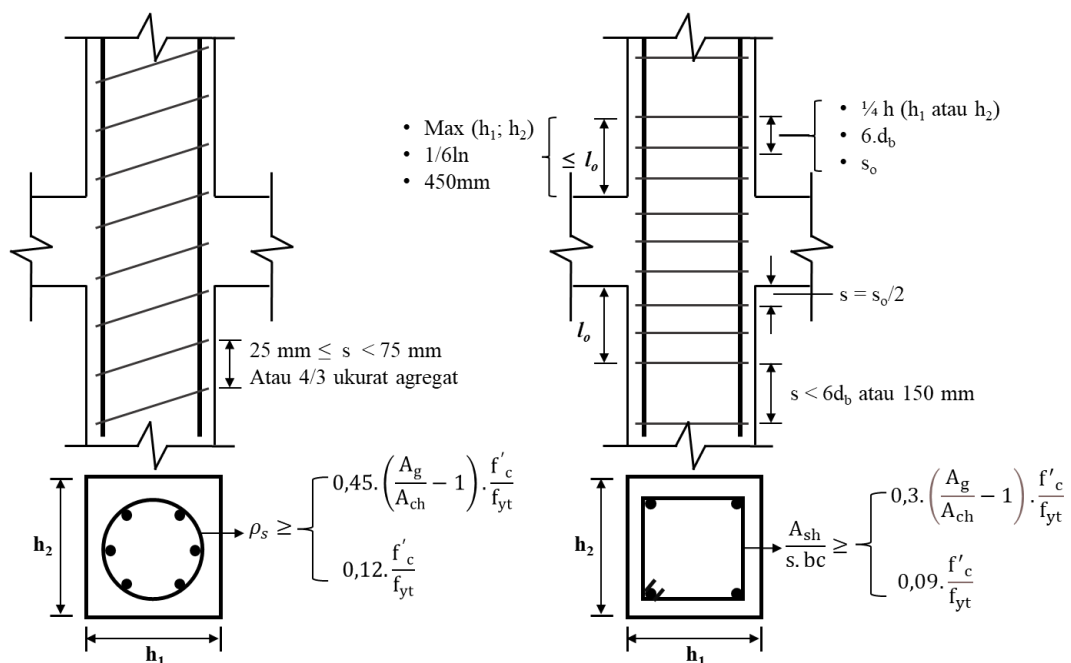
Faktor kekuatan beton ( $k_f$ ) dan faktor keefektifan pengekanan ( $k_n$ ) dihitung berdasarkan persamaan (2.144) dan persamaan (2.145).

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0,6 \geq 1,0 \quad (2.144)$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (2.145)$$

Dimana  $n_l$  adalah jumlah batang atau bundel tulangan longitudinal di sekeliling inti kolom dengan sengkang persegi yang ditumpu secara lateral oleh sudut dari sengkang pengekanan atau kait seismik.

Kemudian, spasi diluar panjang  $l_o$  diatur dalam SNI 2847-2019 ; Pasal 18.7.5.5. Kolom harus diberi tulangan spiral atau sengkang dengan spasi ( $s$ ) tidak melebihi nilai terkecil dari  $6.d_b$  dan  $150$  mm, kecuali bila jumlah tulangan transversal yang lebih besar disyaratkan oleh Pasal 18.7.4.3 atau Pasal 18.7.6.



Gambar 2.52 Persyaratan Tulangan Transversal untuk Sengkang Spiral dan Sengkang Tertutup Persegi



#### 2.13.2.5.5 Syarat Kekuatan Geser Kolom SRPMK

Berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 18.7.6.1.1 disyaratkan bahwa kekuatan geser kolom SRPMK harus mengikuti ketentuan berikut :

1. Gaya geser desain ( $V_e$ ) harus dihitung dari tinjauan gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi di muka-muka join pada setiap ujung kolom. Gaya-gaya join ini harus ditentukan menggunakan kekuatan lentur maksimum yang mungkin terjadi ( $M_{pr}$ ) di setiap ujung kolom yang terkait dengan rentang beban aksial terfaktor ( $P_u$ ) yang bekerja pada kolom, seperti pada Gambar. Gaya geser desain dari kolom berdasarkan kapasitas kolom yang akan digunakan untuk menentukan tulangan geser dihitung menggunakan persamaan (2.146).

$$V_e = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l_u} \quad (2.146)$$

Keterangan :

$V_e$  = gaya geser desain.

$M_{pr3,4}$  = momen maksimum kolom pada bagian ujung atas/bawah kolom berdasarkan tulangan kolom yang terpasang. Dalam perhitungan  $M_{pr3,4}$  mutu baja tulangan longitudinal ( $f_y$ ) dan faktor reduksi ( $\phi$ ) harus disesuaikan dengan ketentuan masing-masing jenis struktur.

$l_u$  = tinggi bersih dari kolom.

2. Gaya geser kolom ( $V_e$ ) yang diperoleh dari persamaan (2.146) tidak perlu melebihi nilai geser yang dihitung dari kekuatan join berdasarkan  $M_{pr}$  balok yang merangka ke join ( $V_{e-dari\ balok}$ ), yang dihitung dengan persamaan (2.148).

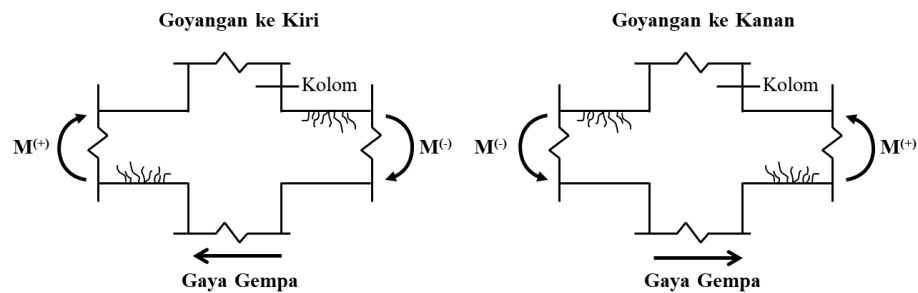
$$V_e = \frac{\sum M_{nb}}{l_n} \quad (2.147)$$

Keterangan :

$V_e$  = gaya geser desain.

$\sum M_{nb}$  = jumlah momen kapasitas balok pengekang.

$l_n$  = bentang bersih dari balok.



Gambar 2.53 Konsep Perhitungan Momen Kapasitas Balok

3. Nilai geser kolom ( $V_e$ ) tidak boleh kurang dari geser terfaktor berdasarkan analisis struktur ( $V_{e\text{-dari ETABS}}$ ).

Berdasarkan penjelasan pada poin di atas maka dapat dikatakan bahwa besaran geser desain kolom dikontrol oleh dua nilai yaitu gaya geser dari pengaruh balok dan gaya geser dari analisis struktur. Bentuk sederhananya dapat ditulis seperti pada persamaan (2.148).

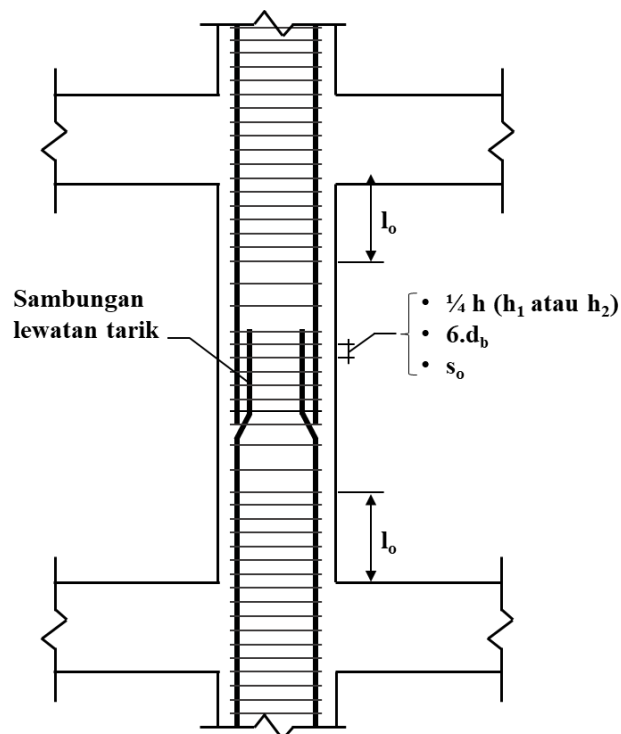
$$V_{e\text{-dari ETABS}} \leq V_{e\text{-dari kolom}} < V_{e\text{-dari balok}} \quad (2.148)$$

Apabila persyaratan pada persamaan (2.148) terpenuhi, maka nilai  $V_{e\text{-dari kolom}}$  akan dianggap sebagai nilai geser desain ( $V_u = V_e$ ). Kemudian apabila persyaratan di atas tidak terpenuhi, maka diambil nilai batas maksimum ( $V_{e\text{-dari balok}}$ ) atau minimum ( $V_{e\text{-dari ETABS}}$ ). Selain itu, dalam SNI 2847-2019 ; Pasal 18.7.6.2, tulangan transversal sepanjang  $l_o$  berdasarkan Pasal 18.7.5.1, harus didesain untuk menahan geser dengan mengasumsikan  $V_c = 0$  bila poin 1 dan 2 terjadi :

1. Gaya geser akibat gempa berdasarkan Pasal 18.7.6.1 setidaknya setengah kekuatan geser perlu maksimum di sepanjang  $l_o$ .
2. Gaya tekan aksial terfaktor  $P_u$  termasuk pengaruh gempa kurang dari  $A_g \cdot f'_c / 20$ .

#### 2.13.2.5.6 Syarat Sambungan Lewatan Kolom SRPMK

Berdasarkan SNI 2847-2019 ; Pasal 18.7.4.3 diatur bahwa sambungan lewatan diizinkan hanya dalam daerah tengah tinggi kolom dan harus didesain sebagai sambungan tarik dan jarak tulangan sengkang terpasang sama dengan sengkang yang terpasang pada daerah  $l_o$  (sendi plastis).



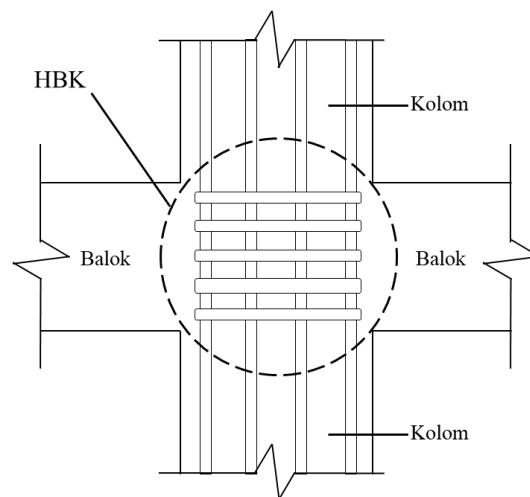
Gambar 2.54 Sambungan Lewatan Pada Kolom SRPMK

#### 2.13.3 Hubungan Balok-Kolom (HBK)

Hubungan Balok-Kolom atau dalam SNI 2847-2019 dikatakan sebagai *joint*, merupakan daerah pertemuan antara kolom dan balok pada struktur rangka gedung. Apabila melihat dalam SNI 2847-2019, komponen HBK hanya disyaratkan untuk

struktur SRPMM mengacu pada Pasal 15 dan struktur SRPMK mengacu pada Pasal 18.8. Berdasarkan pasal-pasal tersebut, dapat terlihat perbedaan mendasar dalam perencanaan HBK. Pada struktur SRPMK mutu tulangan akan ditingkatkan 25% dari mutu awal, menjadi  $1,25f_y$ . Sedangkan struktur SRPMM mutu tulangan tidak mengalami perubahan.

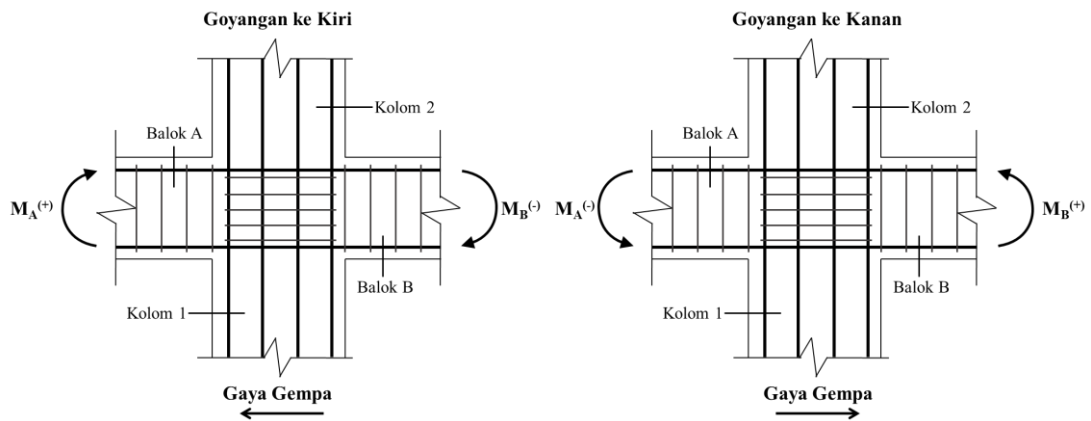
Desain HBK merupakan perhitungan untuk menentukan jumlah tulangan geser yang dipasang pada daerah sambung balok-kolom, seperti pada Gambar 2.55. Jenis gaya yang bekerja pada sambungan terdiri dari gaya tarik tulangan, nilai momen akibat balok, dan gaya geser diujung kolom maupun bagian tengah HBK.



Gambar 2.55 Hubungan Balok-Kolom (HBK)

#### 2.13.3.1.1 Kapasitas Balok pada HBK

Dalam skema HBK dengan empat balok pengekang pada kolom, maka hasil analisis akan diperoleh dua gaya geser ultimate yang berasal dari analisis arah x ( $V_{ux}$ ) dan arah y ( $V_{uy}$ ). Dari kedua nilai tersebut dipilih nilai yang terbesar sebagai nilai yang digunakan untuk menghitung kebutuhan tulangan geser HBK (Lesmana, 2021). Contoh ilustrasi analisis HBK dari arah x dapat dilihat pada Gambar 2.56.



Gambar 2.56 Analisis Struktur Saat Bergoyang ke Kanan dan ke Kiri

Dapat dilihat pada Gambar 2.56 perhitungan kapasitas momen, struktur bergoyang ke kiri dan ke kanan. Dalam analisis tersebut akan diperoleh komulatif balok arah x ( $\sum M_{nb-x}$ ), begitupun untuk arah y ( $\sum M_{nb-y}$ ). Nilai komulatif tersebut kemudian akan digunakan untuk menghitung gaya geser pada HBK dengan persamaan (2.150).

$$M_u = \frac{\sum M_{nb}}{2} \quad (2.149)$$

$$V_u = \frac{M_u}{l_u} \quad (2.150)$$

Keterangan :

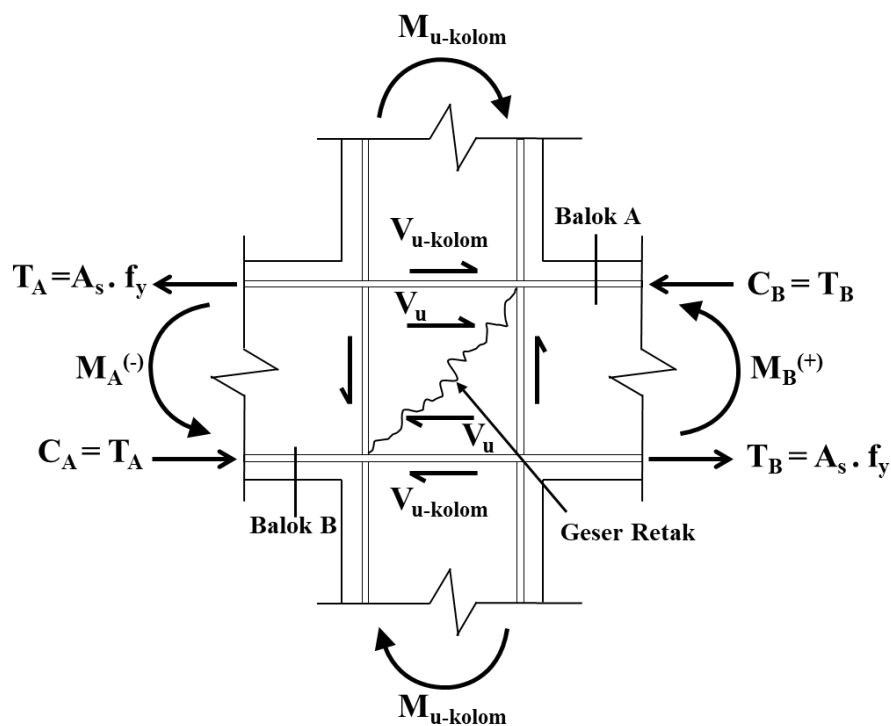
- $M_u$  = dianggap sebagai momen pada ujung kolom
- $V_u$  = nilai geser yang berasal dari balok pengekang
- $l_u$  = Tinggi bersih dari kolom

Kapasitas momen balok pengekang ( $\sum M_{nb}$ ) kemudian di proyeksikan sebagai momen ujung pada kolom 1 maupun 2 pada HBK yang ditinjau. Selanjutnya dapat dilakukan perhitungan gaya geser ( $V_u$ ) pada ujung kolom tersebut, baik arah x maupun arah y. Setelah itu, nilai gaya geser ultimate pada tengah HBK dapat

ditentukan dengan cara memperhitungkan interaksi gaya-gaya yang bekerja pada HBK.

#### 2.13.3.1.2 Interaksi Gaya pada Hubungan Balok-Kolom (HBK)

Mekanisme pada hubungan balok-kolom struktur beton bertulang, menjadikan sambungan bersifat jepit disetiap ujung element kolom maupun balok (Lesmana, 2021). Nilai gaya geser dan momen lentur yang di transfer balok ke ujung kolom dihitung berdasarkan kapasitas tulangan yang terpasang pada balok. Adanya mekanisme gaya dan momen yang bekerja, maka terjadi interaksi gaya pada tengah HBK seperti pada Gambar 2.57 yang diasumsikan struktur bergoyang ke arah kanan (gempa dari kiri).



Gambar 2.57 Interaksi Gaya-Gaya pada HBK

Dalam menghitung nilai  $M_{u-kolom}$  sama seperti pada persamaan (2.149) begitupun dalam menghitung nilai  $V_{u-kolom}$  menggunakan persamaan (2.150). Pada

Gambar 2.57, terdapat geser retak pada tengah HBK akibat interaksi gaya. Gaya yang menyebabkan geser retak pada HBK inilah yang merupakan gaya geser HBK (Lesmana, 2021). Gaya geser HBK dihitung menggunakan persamaan (2.151).

$$V_u = T_A + T_B - V_{u\text{-kolom}} \quad (2.151)$$

Selanjutnya gaya geser ( $V_u$ ) akan diantisipasi dengan memberikan tulangan geser ( $A_{sh}$ ) pada daerah HBK supaya tidak terjadi kehancuran ketika terjadi gempa, seperti ditunjukkan pada Gambar 2.55.

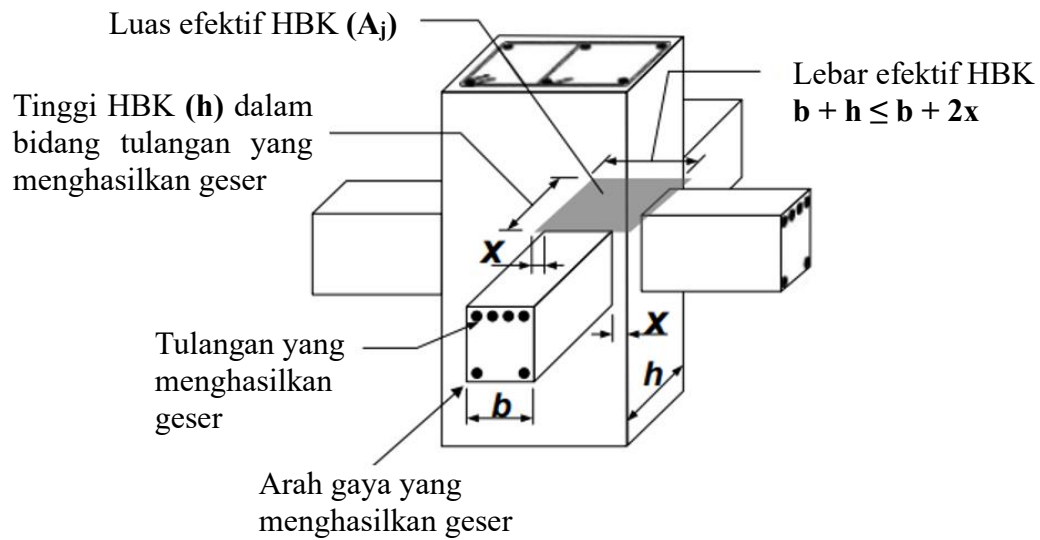
Nilai gaya geser ( $V_u$ ) yang dihitung dengan persamaan (2.151) harus memenuhi syarat dalam SNI 2847-2019 ; Pasal 18.8.4.1, dimana nilai  $V_u$  harus diambil tidak lebih dari ketentuan yang ada pada Tabel 2.25.

Tabel 2.23 Kekuatan Geser Izin

Konfigurasi HBK	$V_{u,izin}$
Untuk joint yang terkekang oleh balok-balok pada keempat sisinya	$V_{izin} = 1,7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$
Untuk joint yang terkekang oleh balok-balok pada tiga sisinya atau dua sisi berlawanan	$V_{izin} = 1,2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$
Untuk kasus-kasus lainnya	$V_{izin} = 1,0 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$

Luasan efektif HBK ( $A_j$ ), yang diatur dalam SNI 2847-2019 ; Pasal 18.8.4.3 harus dihitung dari tinggi HBK kali lebar efektif HBK. Tinggi HBK harus sebesar lebar kolom ( $h$ ). Lebar efektif HBK harus selebar kolom, kecuali bila ada balok yang merangka ke dalam kolom yang lebih lebar, lebar efektif HBK tidak boleh

melebihi nilai terkecil dari lebar balok ditambah tinggi HBK dan dua kali jarak tegak lurus yang lebih kecil dari sumbu longitudinal balok ke sisi kolom. Ilustrasinya dapat dilihat pada Gambar 2.58.



Gambar 2.58 Luasan Efektif HBK dengan Empat Balok Pengekang

#### 2.13.3.1.3 Syarat HBK Struktur SRPMK

Berdasarkan SNI 2847-2019 ; Pasal 18.8 diatur bahwa HBK struktur SRPMK harus mengikuti ketentuan-ketentuan berikut:

1. Tegangan pada tulangan longitudinal balok di muka HBK diasumsikan sebesar  $1,25f_y$ .
2. Tegangan longitudinal yang dihentikan didalam kolom harus diteruskan ke muka terjauh dari inti kolom terkekang dan harus disalurkan dalam kondisi tarik.
3. Berdasarkan Pasal 18.8.2.3, dimensi kolom yang searah dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari  $20.d_b$  ( $d_b$  = diameter tulangan longitudinal terbesar balok).



4. Tinggi HBK  $h$  tidak boleh kurang dari setengah tinggi balok-balok pengekang HBK dan menyebabkan geser pada HBK sebagai bagian dari sistem pemikul gaya seismik.
5. Tulangan transversal HBK harus memenuhi Pasal 18.7.5.2, Pasal 18.7.5.3, dan Pasal 18.7.5.7, kecuali seperti yang diizinkan pada Pasal 18.8.3.2.
6. Berdasarkan Pasal 18.7.5.4, apabila balok terkekang dikeempat sisinya dan bila lebar dari setiap balok tiga perempat lebar kolom maka jumlah tulangan yang diperlukan diizinkan untuk direduksi setengahnya. Kemudian spasi yang disyaratkan pada Pasal 18.7.5.3 diizinkan untuk ditingkatkan hingga 150 mm dalam ketinggian balok ( $h$ ) terendah yang merangka pada HBK tersebut.
7. Kekuatan geser ( $V_n$ ) HBK harus sesuai dengan Pasal 18.8.4.1.
8. Kolom dikatakan terkekang oleh balok apabila lebar balok yang merangka tiga perempat dari lebar efektif HBK.
9. Perpanjangan balok yang melewati muka HBK setidaknya sama dengan tinggi balok ( $h$ ) boleh dianggap memberikan kekangan pada muka HBK.
10. Luasan efektif HBK ( $A_j$ ) harus sesuai dengan Pasal 18.8.4.3.

## 2.13.4 Pelat

### 2.13.4.1 Preliminary Design Pelat

Identifikasi jenis pelat, tergolong pelat satu arah (*one way slab*) atau pelat dua arah (*two way slab*).

$$\frac{l_p}{b_p} > 2 \quad (\text{termasuk pelat satu arah}) \quad (2.152)$$

$$\frac{l_p}{b_p} \leq 2 \quad (\text{termasuk pelat dua arah}) \quad (2.153)$$

Keterangan :

$l_p, b_p$  = bentang bersih terpanjang dan bentang bersih terpendek

Kemudian tebal minimum pelat satu arah (*one way slab*) sesuai pada SNI 2847-2019; Tabel 7.3.1.1. Adapun detailnya dapat dilihat pada Tabel 2.24.

Tabel 2.24 Ketebalan Minimum Pelat Satu Arah

Kondisi Tumpuan	$h$ minimum
Tumpuan sederhana	$l/20$
Satu ujung menerus	$l/24$
Kedua ujung menerus	$l/28$
Kantilever	$l/10$

Sedangkan tebal minimum pelat dua arah (*two way slab*) yang mempunyai balok disemua sisinya sesuai dengan SNI 2847-2019; Tabel 8.3.1.2. Adapun detailnya dapat dilihat pada Tabel 2.25.

Tabel 2.25 Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah dengan Balok Disemua Sisinya

$\alpha_{fm}$	$h$ minimum	
$\alpha_{fm} \leq 0,2$	SNI-2847-2019; Pasal 8.3.1.1 berlaku	
$0,2 < \alpha_{fm} \leq 2,0$	Terbesar dari	$\frac{l_n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)}$
		125
$\alpha_{fm} > 2,0$	Terbesar dari	$\frac{l_n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$
		90

### 2.13.4.2 Penulangan Pelat

Terdapat pelat dua arah dan pelat satu arah, adapun perilaku pelat menyerupai konsep balok. Analisis momen terfaktor ( $M_u$ ) dan geser terfaktor ( $V_u$ ) diambil dari analisis pada *software* ETABS. Luas minimum tulangan lentur ( $A_{s,min}$ ) pelat harus disediakan sesuai dengan Tabel 2.26. Luasan total penampang dihitung dengan persamaan (2.154).

Tabel 2.26 Minimum Tulangan Lentur ( $A_{s,min}$ ) Pelat Satu Arah

Tipe Tulangan	$f_y$ (MPa)	$A_{s,min}$
Batang ulir	$< 420$	$0,002A_g$
Batang ulir atau kawat las	$\geq 420$	$\frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} A_g$
		$0,0014A_g$

$$A_g = b \cdot h \quad (2.154)$$

Keterangan :

b = lebar pelat per satuan meter ( $b = 1000$  mm)

h = tebal pelat (mm)

Spasi maksimum berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 7.7.2.3, untuk tulangan harus kurang dari  $3h$  dan  $450$  mm. Kemudian tulangan susut, berdasarkan SNI 2847-2019 luasan minimum tulangan susut dan lentur sama. Hal yang menjadi pembeda yaitu pada tulangan susut penyajiannya dalam bentuk rasio tulangan, sedangkan pada tulangan lentur dalam bentuk luasan. Spasi tulangan susut dan suhu berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 24.4.3.3., tidak boleh melebihi nilai terkecil antara  $5h$  dan  $450$  mm.

### 2.13.4.3 Kontrol Lendutan Pelat

#### 2.13.4.3.1 Lendutan Seketika

Lendutan seketika terjadi apabila segera setelah beban bekerja seketika itu pula terjadi lendutan. Berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 24.2.3.5, momen inersia efektif ( $I_e$ ) dapat dihitung menggunakan persamaan (2.155).

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} < I_g \quad (2.155)$$

$$f_{cr} = 0,62\sqrt{f'_c} \quad (2.156)$$

$$M_{cr} = \frac{f_{cr} I_g}{y} \quad (2.157)$$

Keterangan :

$M_{cr}$  = momen pada saat timbul retak yang pertama kali (SNI 2847-2019; Pasal 24.2.3.5)

$M_a$  = momen maksimum pada komponen struktur saat lendutan dihitung (*output software ETABS*)

$f_{cr}$  = tegangan retak beton (SNI 2847-2019; Pasal 24.5.2.1)

$y$  = tebal pelat( $t_p$ ) /2 (jarak dari garis netral penampang utuh)

$I_g$  =  $1/12.b.t_p^3$  (momen inersia penampang utuh terhadap sumbu berat penampang)

$I_{cr}$  =  $0,25I_g$  (momen inersia penampang retak berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 6.6.3.1.1)

Apabila  $M_{cr}/M_a > 1$  maka pelat tidak retak, sehingga digunakan  $M_{cr} = M_u$  dan  $I_{cr} = I_g$ . Kemudian apabila  $M_{cr}/M_a \leq 1$  maka pelat retak, sehingga nilai  $I_e$  harus dihitung. Berdasarkan (Dipohusodo, 1993), lendutan seketika untuk pelat menerus

dapat dihitung dengan persamaan (2.158). Apabila momen tumpuan kiri dan kanan sama, maka digunakan persamaan (2.159).

$$\delta_i = \frac{5L^2}{48 E_c I_g} [M_m - 0,1(M_a + M_b)] \quad (2.158)$$

$$\delta_i = \frac{5L^2}{48 E_c I_g} (M_m + 0,2M_{\text{tumpuan}}) \quad (2.159)$$

Keterangan :

$\delta_i$  = lendutan seketika ditengah bentang

L = panjang pelat

$E_c$  = Modulus elastisitas beton

$I_g$  =  $(I_{e,\text{lap}} + I_{e,\text{tump}})/2$  (momen inersia rata-rata)

$M_a, M_b$  = momen lentur negatif di tumpuan

$M_m$  = momen di lapangan (tengah bentang)

Berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 24.2.2, batasan lendutan seketika pelat lantai akibat beban hidup (LL) adalah  $L/360$ .

#### 2.13.4.3.2 Lendutan Jangka Panjang

Lendutan jangka panjang ( $\Delta_{LT}$ ) timbul secara berangsur-angsur dalam jangka waktu lama yang disebabkan oleh rangkakan dan susut beton. Nilai  $\Delta_{LT}$  dinyatakan dalam perkalian suatu faktor ( $\lambda_{\Delta}$ ) dengan lendutan seketika yang disebabkan oleh beban tetap, seperti pada persamaan (2.167).

$$\Delta_{LT} = (\delta_{i,DL+SIDL})\lambda_{\Delta} + \delta_{i,LL} \quad (2.160)$$

Nilai  $\lambda_{\Delta}$  dihitung berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 24.2.4.1.1, seperti pada persamaan (2.161).

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho} \quad (2.161)$$

Keterangan :

$\xi$  = Faktor ketergantungan waktu untuk beban tetap (SNI 2847-2019; Pasal 24.2.4.1.3)

$\rho$  =  $A_s/bd$  (rasio tulangan)

Berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 24.2.2, batasan lendutan jangka panjang pelat lantai akibat semua beban tetap dan lendutan seketika akibat penambahan beban hidup adalah  $L/240$ .

### 2.13.5 Dinding Geser (*Shear Wall*)

#### 2.13.5.1 Preliminary Design

Panjang penyaluran tulangan lentur balok yang merangka pada *shear wall* menjadi salah satu parameter yang harus dipertimbangkan (Lesmana, 2020). Umumnya panjang penyaluran yang digunakan pada balok adalah tipe kait standar ( $l_{dh}$ ), yang sudah diatur dalam SNI 2847-2019; Pasal 25.4.3.1. Nilai yang akan digunakan harus diambil terbesar dari persamaan (2.162) s/d (2.164).

$$l_{dh} = \frac{0,24f_y \Psi_e \Psi_c \Psi_r}{\lambda \sqrt{f_c'}} d_b \quad (2.162)$$

$$l_{dh} = 8d_b \quad (2.163)$$

$$l_{dh} = 150 \text{ mm} \quad (2.164)$$

Keterangan :

$l_{dh}$  = panjang penyaluran kait standar dalam kondisi tarik

$\Psi_{e,c,r}$  = faktor yang digunakan untuk memodifikasi panjang penyaluran

$\lambda$  = faktor modifikasi yang merefleksikan properti mekanis (Pasal 25.4.3.2).

Ketentuan kait standar untuk penyaluran batang ulir pada kondisi tarik diatur dalam SNI 2847-2019; Pasal 25.3.1, seperti yang terdapat pada Tabel 2.27.

Tabel 2.27 Kait Standar untuk Penyaluran Batang Ulir pada Kondisi Tarik

Tipe Kait Standar	Ukuran Batang	Diameter Sisi dalam Bungkakan Minimum	Perpanjangan Lurus ( $l_{est}$ ), dalam mm	Tipe Kait Standar
Kait 90°	D10-D25	$6d_b$	12 $d_b$	
	D29-D36	$8d_b$		
	D43-D57	$10d_b$		
Kait 180°	D10-D25	$6d_b$	Terbesar dari 4 $d_b$ dan 65 mm	
	D29-D36	$8d_b$		
	D43-D57	$10d_b$		

Tebal minimum *shear wall* diatur dalam SNI 2847-2019; Tabel 11.3.1.1 (a dan b). Pasal tersebut diatur bahwa ketebalan minimum ( $h_{min}$ ) *shwar wall* adalah nilai terbesar dari persamaan (2.165) s/d (2.167).

$$h_{min} = 100 \text{ mm} \quad (2.165)$$

$$h_{min} = \frac{H_{lantai}}{25} \quad (2.166)$$

$$h_{min} = \frac{l_w}{25} \quad (2.167)$$

### 2.13.5.2 Kuat Geser Material Beton ( $V_c$ )

Perhitungan kuat geser material beton diatur dalam SNI 2847-2019; Pasal 11.5.4.6. Terdapat metode sederhana dan metode detail, dimana nilai kuat geser beton diambil yang terkecil dari persamaan yang terdapat pada Tabel 2.28.

Tabel 2.28 Kuat Geser Akibat Aksial Tekan Material Beton

Opsi Perhitungan	Beban Aksial	$V_c$	
Sederhana	Tekan	$0,17\lambda\sqrt{f'_c} h d$ (a)	
	Tarik	Max	$0,17 \left( 1 + \frac{0,29 N_u}{A_g} \right) \lambda\sqrt{f'_c} h d$ (b)
			0 (c)

Detail	Tarik maupun tekan	Min	$0,27\lambda\sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4l_w}$ (d)
			$\left[ 0,05\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left( 0,1\lambda\sqrt{f'_c} + 0,2 \frac{N_u}{h l_w} \right)}{\left( \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right)} \right] h d$ (e)

Keterangan :

h = ketebalan dinding geser

d =  $0,8l_w$  (tinggi efektif penampang dinding geser)

$\lambda$  = 1 (untuk beton normal)

Dalam Tabel 2.28 nilai  $V_u$  dan  $M_u$  diambil sejarak  $l_w / 2$  dari dasar dinding geser. Selain itu persamaan (e), tidak perlu digunakan apabila  $(M_u/V_u - l_w / 2)$  bernilai negatif.

### 2.13.5.3 Tulangan Longitudinal

Tulangan longitudinal berfungsi menahan kombinasi gaya aksial tekan dan momen lentur pada *shear wall*. Tahapan perencanaan dilakaukan sebagai berikut :

#### 2.13.5.3.1 Rasio Tulangan Longitudinal

Rasio tulangan longitudinal dipengaruhi oleh gaya geser desain ( $V_u$ ), sebagaimana terdapat dalam SNI 2847-2019; Pasal 18.10.2. Pasal ini berlaku untuk *shear wall* khusus.

$$V_u > 0,083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c} \quad \text{maka, } \rho_l = A_{sv}/A_{cv} \geq 0,0025 \quad (2.168)$$

Kemudian apabila  $V_u$  kurang dari persyaratan pada persamaan (2.168), maka rasio tulangan tunggal ( $\rho_l$ ) diizinkan diambil lebih kecil dari 0,0025 dengan mengacu pada persayaran *shear wall* biasa yang diatur dalam SNI 2847-2019; Pasal 11.6.1, sebagaimana terdapat pada Tabel 2.29.



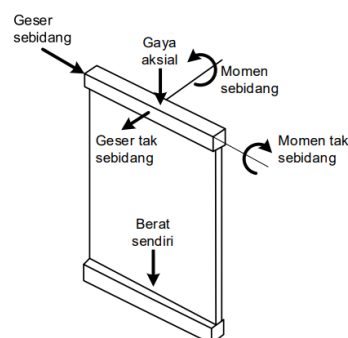
Tabel 2.29 Tulangan Minimum untuk Dinding dengan Geser Sebidang

Tipe Dinding	Tipe dari Tulangan Nonprategang	Ukuran Tulangan	$f_y$ (MPa)	Longitudinal Minimum ( $\rho_l$ )	Transversal Minimum ( $\rho_t$ )
Cor di Tempat	Batang Ulir	$\leq D16$	$\geq 420$	0,0012	0,0020
			$< 420$	0,0015	0,0025
	$> D16$	Semua	0,0015	0,0025	
	Tulangan Kawat Las	$\leq \emptyset 13$ atau D13	Semua	0,0012	0,0020
Pracetak	Batang ulir atau tulangan kawat las	Semua	Semua	0,0010	0,0010

Kemudian, berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 18.10.4.3, jika  $h_w/l_w$  tidak melebihi 2, maka rasio tulangan longitudinal ( $\rho_l$ ) tidak boleh kurang dari rasio tulangan transversal ( $\rho_t$ ). Selain itu, Berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 11.7.4.1, apabila tulangan longitudinal dibutuhkan untuk kekuatan aksial atau rasio tulangan longitudinal ( $\rho_l$ )  $> 1\%$  maka tulangan longitudinal harus ditumpu dengan sengkang ikat disetiap perpotongan dengan tulangan transversal.

#### 2.13.5.3.2 Gaya dan Momen

Gaya dan momen yang digunakan dalam proses desain tulangan longitudinal diatur dalam SNI 2847-2019; Pasal 11.4.1.3, sesuai pada Gambar 2.59.

Gambar 2.59 Gaya dan Momen yang Bekerja pada *Shear Wall*

Istilah sebidang (*in plane*) digunakan ketika gaya beserta momen bekerja pada sumbu kuat dan tak sebidang (*out of plane*) digunakan ketika gaya beserta momen bekerja pada sumbu lemah penampang *shear wall* (Lesmana, 2020).

#### 2.13.5.3.3 Spasi Tulangan

Spasi tulangan minimum diatur dalam SNI 2847-2019; Pasal 25.2.3, dimana spasi bersih tulangan harus tidak kurang dari nilai terbesar dari 40 mm,  $1,5d_b$ , dan  $(4/3)d_{agg}$ . Kemudian, Spasi tulangan maksimum diatur dalam SNI 2847-2019; Pasal 18.10.2.1, dimana spasi tulangan untuk masing-masing arah pada dinding struktural tidak boleh melebihi 450 mm.

#### 2.13.5.3.4 Jumlah Tulangan Longitudinal

Luasan tulangan longitudinal dihitung dengan metode *trial and error* hingga diperoleh rasio tulangan optimum ( $\rho_l \geq \rho_{min}$ ). Mengenai jumlah lapisan tulangan yang digunakan pada *shear wall* mengikuti ketentuan dalam SNI 2847-2019; Pasal 18.10.2.2, seperti pada persamaan (2.169).

$$V_u > 0,083A_{cv}\lambda\sqrt{f'c} \text{ atau } h_w/l_w \geq 2 \quad (2.169)$$

Apabila salah satu persyaratan terpenuhi, maka tulangan longitudinal dan transversal harus dipasang dua lapis.

#### 2.13.5.4 Tulangan Transversal

Tulangan transversal berfungsi memikul gaya geser pada *shear wall*. Tahapan perencanaan dilakukan sebagai berikut :

##### 2.13.5.4.1 Rasio Tulangan Transversal

Ketentuan rasio tulangan minimum transversal ( $\rho_t$ ) sama seperti ketentuan tulangan longitudinal ( $\rho_l$ ).

#### 2.13.5.4.2 Luasan Tulangan Transversal

Luasan tulangan transversal ( $\rho_t$ ) dihitung dengan metode *trial and error* dengan mengasumsikan terlebih dahulu rasio tulangan transversal sama dengan rasio tulangan minimum transversal ( $\rho_t = \rho_{t,\min}$ ). Luasan tulangan dua lapis per meter panjang dapat dihitung dengan persamaan (2.170).

$$A_{s,H} = \rho_t \cdot h \cdot 1000 \text{ mm} \quad (2.170)$$

#### 2.13.5.4.3 Spasi Tulangan

Ketentuan spasi tulangan transversal diatur dalam SNI 2847-2019; Pasal 18.10.2.1, yaitu  $s \leq 450 \text{ mm}$  dan  $s \geq 25 \text{ mm}$  atau  $d_b$ .

#### 2.13.5.4.4 Luasan Aktual dalam Satu Lapis

Luasan aktual tulangan transversal satu sisi dapat dihitung dengan persamaan (2.171).

$$A_{s,H} = \left(\frac{1000}{s}\right) \frac{1}{4} \pi D^2 \quad (2.171)$$

Kemudian luas tulangan aktual harus lebih besar dari luas tulangan teori, seperti pada persamaan (2.172).

$$A_{s,H} (\text{Pakai}) > A_{s,H} (\text{Teori}) \quad (2.172)$$

#### 2.13.5.4.5 Kuat Nominal Geser *Shear Wall*

Kuat nominal geser ( $V_n$ ) merupakan kontribusi dari material beton ( $V_c$ ) dan baja tulangan ( $V_s$ ). Kemudian kuat nominal geser harus lebih besar dari gaya geser ultimate ( $V_u$ ).

$$V_s = \rho_t \cdot f_y \cdot h \cdot d \quad (2.173)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.174)$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2.175)$$

Selain itu, nilai kuat nominal geser yang diperoleh dari persamaan (2.174) tidak boleh lebih kecil dari persamaan (2.176). Hal ini diatur dalam SNI 2847-2019; Pasal 18.10.4.1.

$$V_n \leq A_{cv} \left( \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \right) \quad (2.176)$$

Koefisien  $\alpha_c$  bernilai 0,25 untuk  $h_w/l_w \leq 1,5$  ; 0,17 untuk  $h_w/l_w \geq 2$ , dan bervariasi secara linier antara 0,25 dan 0,17 untuk  $h_w/l_w$  antara 1,5 dan 2.

### 2.13.5.5 Desain Elemen Batas (*Boundary Element*)

Elemen batas merupakan bagian dari ujung *shear wall* yang berfungsi mencegah terjadinya *buckling* pada *shear wall*, ketika menerima momen yang sangat besar (Lesmana, 2020). Perencanaan elemen batas diatur dalam SNI 2847-2019; Pasal 18.10.6. Tahapan perencanaan dilakukan sebagai berikut :

#### 2.13.5.5.1 Kontrol Kebutuhan Elemen Batas pada *Shear Wall*

Berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 18.10.6.2, untuk mengetahui elemen batas diperlukan pada *shear wall* dapat menggunakan persamaan (2.177).

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left( 1,5 \frac{\delta_u}{h_w} \right)} \quad (2.177)$$

Keterangan :

$c$  = garis netral penampang penampang *shear wall*

$\delta_u$  = perpindahan pada puncak *shear wall*

Rasio  $\delta_u/h_w$  harus tidak kurang dari 0,005. Kemudian, nilai  $c$  dapat diperoleh menggunakan *software* spColumn dengan gaya dalam yang melibatkan hanya aksial tekan dan momen lentur pada sumbu kuat dari *shear wall* (Lesmana, 2020).

Elemen batas diperlukan apabila persyaratan pada persamaan (2.177) terpenuhi. Apabila tidak memenuhi syarat, maka *shear wall* harus diperiksa berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 18.10.6.3, dimana *shear wall* harus didesain dengan elemen batas apabila syarat pada persamaan (2.178) terpenuhi. Kemudian, elemen batas dapat dihentikan pada lokasi dimana tegangan tekan yang dihitung kurang dari  $0,15f'_c$ .

$$f > 0,2f'_c \quad (2.178)$$

Keterangan :

$f$  = Tegangan tekan pada serat ekstrim maksimum

Apabila Persamaan (2.178) tidak terpenuhi juga, maka elemen batas harus direncanakan sesuai dalam SNI 2847-2019; Pasal 18.10.6.5.

#### 2.13.5.5.2 Dimensi Elemen Batas pada *Shear Wall*

Berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 18.10.6.4(a), dimensi panjang ( $l_{BE}$ ) minimal nilai terbesar dari persamaan (2.179) dan (2.180).

$$l_{BE} = c - 0,1l_w \quad (2.179)$$

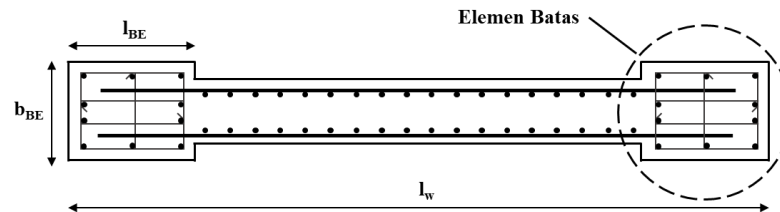
$$l_{BE} = \frac{c}{2} \quad (2.180)$$

Kemudian, berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 18.10.6.4(c), dimensi lebar diambil  $b_{BE} \geq 300$  mm apabila memenuhi syarat dari persamaan (2.193) dan (2.194).

$$\frac{h_w}{l_w} > 2 \quad (2.181)$$

$$\frac{c}{l_w} > \frac{3}{8} \quad (2.182)$$

Apabila syarat pada dari persamaan (2.193) dan (2.194) tidak memenuhi, maka dimensi lebar didesain berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 18.10.6.4(b), yaitu  $b_{BE} = h_w/16$ . Ilustrasi dimensi elemen hingga dapat dilihat pada Gambar 2.60.



Gambar 2.60 Dimensi Elemen Hingga pada *Shear Wall*

#### 2.13.5.5.3 Tulangan Longitudinal

Luasan tulangan yang didistribusikan kedalam elemen batas mengacu pada SNI 2847-2019; Pasal 10.6.1.1, sesuai pada persamaan (2.183) dengan nilai  $A_g$  merupakan luasan elemen batas pada *shear wall*.

$$0,01A_g \leq \rho_l < 0,08A_g \quad (2.183)$$

#### 2.13.5.5.4 Tulangan Transversal

Jumlah tulangan transversal pada elemen batas diatur dalam SNI 2847-2019; Pasal 18.10.6.4(f), seperti pada Tabel 2.30.

Tabel 2.30 Tulangan Transversal untuk Elemen Batas Khusus

Tulangan Transversal	Persamaan yang Berlaku	
Ash/s.bc Untuk sengkang pengekang persegi	Nilai Terbesar dari	$0,3 \cdot \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
		$0,09 \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b)
$\rho_s$		$0,45 \cdot \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (c)

Tulangan Transversal	Persamaan yang Berlaku	
untuk spiral ataupun sengkang pengekang lingkaran	Nilai Terbesar dari	$0,12 \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} (d)$

Selanjutnya mengenai jarak tulangan transversal elemen batas, dapat dilihat pada Gambar 2.51. Berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 18.10.6.4(e), mengatakan bahwa apabila jarak terbesar dari tulangan longitudinal yang terikat sengkang ( $h_x$ ) tidak melebihi nilai terkecil dari persamaan (2.196) dan (2.197). Maka, spasi maksimal yang boleh digunakan tulangan transversal pada elemen batas merupakan nilai terkecil dari persamaan (2.198) dan (2.199).

$$h_x \leq 350 \text{ mm} \quad (2.184)$$

$$h_x \leq \frac{2}{3} b_{BE} \quad (2.185)$$

$$s \leq \frac{1}{3} b_{BE} \quad (2.186)$$

$$s \leq \frac{1}{3} l_{BE} \quad (2.187)$$

Kemudian apabila nilai  $h_x$  pada persamaan (2.196) dan (2.197) tidak memenuhi syarat, maka ketentuan tulangan transversal harus memenuhi aturan dalam SNI 2847-2019; Pasal 18.7.5.3 dimana nilai spasi tulangan transversal tidak melebihi nilai terkecil dari empat persamaan berikut :

$$s = \frac{1}{4} b_{BE} \quad (2.188)$$

$$s = \frac{1}{4} l_{BE} \quad (2.189)$$

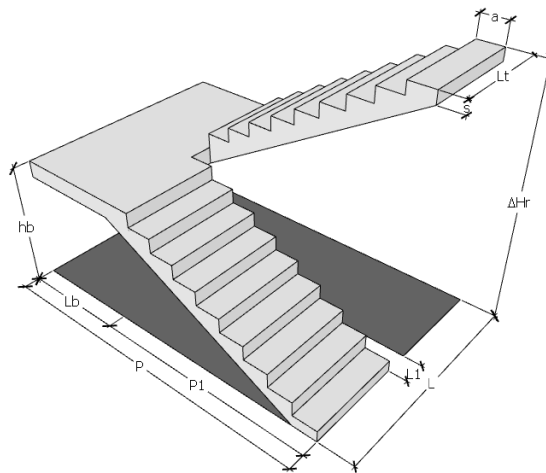
$$s = 6d_b \quad (2.190)$$

$$100 \text{ mm} \leq \left( S = S_o = 100 + \frac{350 - h_x}{3} \right) < 150 \text{ mm} \quad (2.191)$$

## 2.13.6 Tangga

### 2.13.6.1 Preliminary Design Tangga

Digunakan tipe tangga U, ilustrasinya dapat dilihat pada Gambar 2.61.



Gambar 2.61 Tipe Tangga U

#### 2.13.6.1.1 Lebar injakan dan tinggi tanjakan anak tangga

Dalam menentukan dimensi lebar injakan atau *antrade* ( $a$ ) dan tinggi tanjakan atau *optrade* ( $s$ ) harus memperhitungkan ukuran langkah manusia arah datar, keamanan, dan juga kenyamanan (Kholiq, 2015).

1. Kontrol berdasarkan ukuran langkah

$$2s + a = 60 \text{ s.d } 65 \text{ cm} \quad (2.192)$$

2. Kontrol berdasarkan keamanan

$$s + a = \pm 46 \text{ cm} \quad (2.193)$$

3. Kontrol berdasarkan kenyamanan

$$a - s = \pm 12 \text{ cm} \quad (2.194)$$

Biasanya, *antrade* ( $a$ ) berkisar antara 22,5 - 30 cm supaya tapak sepatu dapat berpijak dengan baik. Kemudian *optrade* ( $s$ ) berkisar antara 14-20 cm supaya masih terasa mudah dikaki.



### 2.13.6.1.2 Jumlah anak tangga

Jumlah anak tangga dipengaruhi oleh ketinggian antar lantai, *antrade* (a), *optrade* (s) dan juga tinggi bordes apabila direncanakan terdapat bordes. Apabila dimungkinkan sebaiknya tinggi ataupun lebar anak tangga harus dibuat seragam. Apabila tidak memungkinkan maka anak tangga yang berbeda ukurannya diletakan pada bagian paling bawah untuk antisipasi keamanan (Kholiq, 2015). jumlah anak tangga dapat diambil dari hasil pembulatan pada persamaan (2.195).

$$n_s = \frac{h}{s} \quad (2.195)$$

$$n_a = s - 1 \quad (2.196)$$

Keterangan :

$n_s$  = jumlah *optrade* (s)

$n_a$  = jumlah *antrade* (a)

$h$  = ketinggian dari dasar hingga ujung pelat tangga (tinggi bordes atau tinggi antar lantai)

### 2.13.6.1.3 Tebal Pelat Tangga dan Pelat Bordes

Tebal pelat tangga maupun pelat bordes minimum dapat dihitung berdasarkan SNI 2847-2019 ; 7.3.1.1, sebagaimana terlihat pada Tabel 2.24. Kemudian dimensi lainnya dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$P_1 = n_t \cdot a \quad (2.197)$$

$$L_b = P - P_1 \quad (2.198)$$

$$P_m = \sqrt{P_1^2 - h_b^2} \quad (2.199)$$

$$l = P_m + L_b \quad (2.200)$$

Keterangan :

$P$  = panjang area rencana untuk tangga

$P_1$  = panjang tangga arah horizontal

$L_b$  = lebar bordes

$h_b$  = tinggi bordes

$P_m$  = panjang pelat miring

$l$  = panjang pelat

$n_t$  = jumlah anak tangga yang digunakan

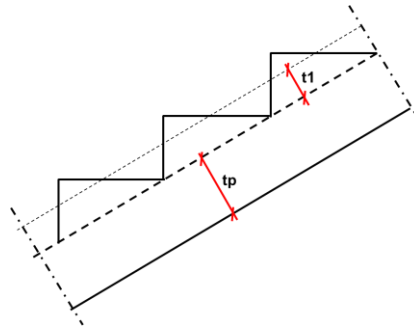
#### 2.13.6.1.4 Syarat Kemiringan Tangga

Kemiringan tangga ( $\alpha$ ) didesain tidak terlalu curam supaya memudahkan orang naik tanpa mengeluarkan energi terlalu banyak dan tidak terlalu landai supaya tidak memakan banyak tempat. Kemiringan tangga ( $\alpha$ ) yang wajar dan biasa digunakan adalah antara  $25^\circ - 42^\circ$  (Kholiq, 2015).

#### 2.13.6.2 Pembebanan Tangga

Beban mati tambahan yang digunakan sesuai dengan SNI 1727-2020 ; Lampiran C. Kemudian beban hidup mengacu pada SNI 1727-2020 ; Tabel 4.3-1. Sedangkan beban mati sendiri struktur akan dihitung secara otomatis pada *software* ETABS sebagai pelat saja dikarenakan anak tangga tidak dapat dimodelkan.

Maka dari itu, anak tangga akan di inputkan pada *software* ETABS sebagai beban merata. Berikut merupakan perhitungan dalam mencari beban merata anak tangga.



Gambar 2.62 Tebal Ekuivalen Anak Tangga

$$t_1 = 0,5 \cdot s \cdot \cos \alpha \quad (2.201)$$

$$q_u = L \cdot t_1 \quad (2.202)$$

Keterangan :

- $t_1$  = tebal ekuivalen anak tangga
- $\alpha$  = Kemiringan tangga
- $s$  = *optrade* (s)
- $q_u$  = beban merata anak tangga
- $L$  = Lebar satu jalur anak tangga

### 2.13.6.3 Penulangan Tangga

Perhitungan tulangan pelat tangga digunakan metode seperti pada pelat satu arah. Tulangan tumpuan dan lapangan didesain sama, baik jarak dan diameter tulangan. Oleh karena itu, diambil momen maksimum pada pelat tangga maupun bordes.

### 2.13.7 Sistem Elevator (Lift)

Lift merupakan alat transportasi vertikal dalam bangunan bertingkat tinggi. Pemilihan kapasitas-kapasitas lift akan menentukan jumlah lift yang mempengaruhi juga kualitas pelayanan gedung. Instalasi lift yang ideal ialah yang menghasilkan waktu menunggu disetiap lantai yang minimal, angkutan vertikal cepat, pemuatan dan penurunan yang cepat di setiap lantai (Prasetyo, 2022). Analisis untuk menentukan kapasitas lift dihitung berdasarkan SNI 03-6573-2001.

## 2.14 Penentuan Konsistensi/Density Lapisan Tanah

Penentuan pelapisan tanah dibagi berdasarkan jenis tanah serta konsistensi atau *density* tanah. Berdasarkan (Look, 2007), pembagian lapisan tanah dapat ditentukan dengan menggunakan Tabel 2.31 s.d Tabel 2.32.

Tabel 2.31 *Clay Strength from SPT Data*

Keterangan	SPT-N (blows/300mm)	Strength (kPa)
<i>V.Soft</i>	$\leq 2$	0-12
<i>Soft</i>	2-5	12-25
<i>Firm</i>	5-10	25-50
<i>Stiff</i>	10-20	50-100
<i>V. Stiff</i>	20-40	100-200
<i>Hard</i>	$>40$	$>200$

Tabel 2.32 *Strength from SPT on Clean Medium Size Sands only*

Description	Relative density $D_r$	SPT-N (blows/300mm)		Strength
		Uncorrected field value	Corrected value	Friction angle
<i>V. Loose</i>	$<15\%$	$N \leq 4$	$(N_o)_{60} \leq 3$	$(\phi) < 28^\circ$
<i>Loose</i>	15-35%	$N = 4-10$	$(N_o)_{60} = 3-8$	$(\phi) = 20-30^\circ$
<i>Med dense</i>	35-65%	$N = 10-30$	$(N_o)_{60} = 8-25$	$(\phi) = 30-40^\circ$
<i>Dense</i>	65-85%	$N = 30-50$	$(N_o)_{60} = 25-42$	$(\phi) = 40-45^\circ$
<i>V. Dense</i>	$>85\%$	$N > 50$	$(N_o)_{60} > 42$	$(\phi) = 45-50^\circ$
	100%		$(N_o)_{60} = 60$	$(\phi) = 50^\circ$

## 2.15 Koreksi Hasil Uji SPT

Berdasarkan ASTM D4633 setiap alat uji *Standart Penetration Test* (SPT) yang digunakan harus dikalibrasi tingkat efisiensi tenaganya dengan menggunakan alat ukur *strain gauges* dan aselerometer untuk memperoleh standar efisiensi tenaga yang lebih teliti. Prakteknya seperti tercantum dalam SNI 4153-2008; Pasal 5.3, efisiensi tenaga sistem balok derek dengan palu donat (*donut hammer*) dan palu

pengaman (*safety hammer*) berkisar antara 35% sampai 85%, sementara efisiensi tenaga palu otomatis (*automatic hammer*) berkisar antara 80% sampai 100%. Kemudian apabila efisiensi yang diukur ( $E_f$ ) diperoleh dari kalibrasi alat, nilai  $N$  terukur harus dikoreksi terhadap efisiensi sebesar 60%.

## 2.16 Penentuan Parameter Tanah

### 2.16.1 Berat Isi Tanah Jenuh ( $\gamma_{sat}$ )

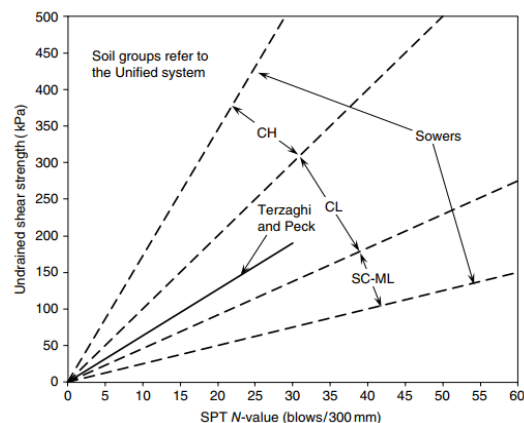
Menurut (Bowles, 1977) nilai empiris untuk parameter  $\gamma_{sat}$  berdasarkan nilai  $N$  koreksi ditentukan seperti pada

Tabel 2.33 Nilai Empiris Parameter  $\gamma_{sat}$  Berdasarkan  $N$  Koreksi

Konsistensi	Sangat Lunak	Lunak	Sedang	Kenyal	Sangat Kenyal	Keras
$q_u$ (kPa)	0-24	24-28	48-96	96-192	192-384	>384
$N_{SPT}$	0-2	2-4	10-30	30-50	>50	>32
$\gamma_{sat}$ ( $kN/m^3$ )	15,8-18,8	15,8-18,8	17,3-20,4	18,8-22	18,8-22	18,8-22

### 2.16.2 Kohesi Tanah Tak Terdrainase ( $C_u$ )

Berdasarkan (Terzaghi & Peck, 1967), Nilai  $C_u$  dapat diambil berdasarkan grafik pada Gambar 2.63.



Gambar 2.63 Nilai  $C_u$  Berdasarkan  $N$ -SPT

### 2.16.3 Angle of Internal Friction ( $\phi$ )

Parameter  $\phi$  dapat diambil berdasarkan data yang terdapat pada Tabel 2.32.

### 2.16.4 Modulus Elastisitas Tanah Tak Terdrainase ( $E_u$ )

Berdasarkan (U.S. Army, 1994), parameter  $E_u$  dapat diambil nilai tipikal pada Tabel 2.34.

Tabel 2.34 Nilai Tipikal  $E_u$  untuk *Clays*

<i>Clay</i>	$E_u$ (MPa)
<i>Very soft clay</i>	0,5-5
<i>Soft clay</i>	5-20
<i>Medium clay</i>	20-50
<i>Stiff clay, silty clay</i>	50-100
<i>Sandy clay</i>	25-200
<i>Clay shale</i>	100-200

### 2.16.5 Poisson's Ratio ( $\nu$ )

Berdasarkan (U.S. Army, 1994), parameter  $\nu$  dapat diambil nilai tipikal pada Tabel 2.35.

Tabel 2.35 Nilai Tipikal *Poisson's Ratio*

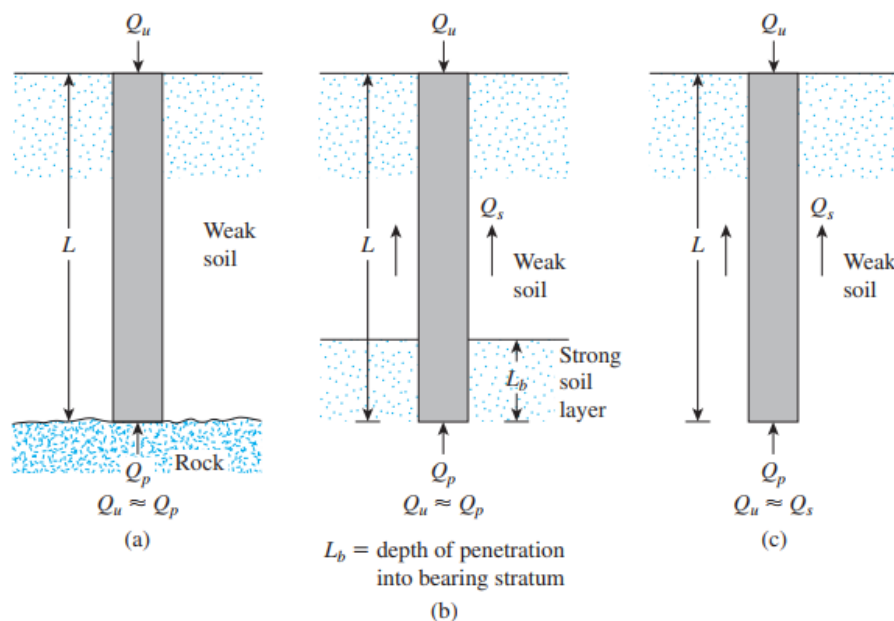
<i>Material</i>	<i>Poisson's Ratio</i>
<i>Saturated clays (undrained)</i>	0,5
<i>Saturated clays (drained)</i>	0,2-0,4
<i>Dense sand</i>	0,3-0,4
<i>Loose sand</i>	0,1-0,3
<i>Loess</i>	0,1-0,3
<i>Ice</i>	0,36
<i>Alumunium</i>	0,35
<i>Steel</i>	0,29
<i>Concrete</i>	0,15

## 2.17 Perencanaan Struktur Bawah

Berdasarkan kedalaman tertanam tiang di dalam tanah, maka fondasi tiang pancang termasuk kedalam kategori fondasi dalam (*deep foundation*) (Pratama, 2020). Fondasi dapat dikatakan *deep foundation* apabila perbandingan  $D_f/B > 5$  dengan kedalaman fondasi ( $D_f$ ) dan lebar fondasi ( $B$ ) (Hardiyatmo, 2011). Penggunaan fondasi tiang pancang didasari dengan kondisi tanah yang memiliki daya dukung yang rendah dan strukturnya bersentuhan langsung dengan air ataupun rawa (Irawan, 2022).

### 2.17.1 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang

Fondasi tiang apabila ditinjau dari cara mendukung beban dapat dibagi menjadi dua macam, seperti yang terlihat pada Gambar 2.64.



Gambar 2.64 (a) dan (b) *End Bearing Pile* (c) *Friction Pile*

Tiang tahanan ujung (*end bearing pile*), Merupakan kapasitas dukung tiang sepenuhnya ditentukan dari tahanan dukung lapisan keras yang berada di ujung tiang. Tipe ini tiang-tiang dipancang sampai batuan dasar atau lapisan keras yang

dapat mendukung beban. Ilustrasinya dapat dilihat di Gambar 2.64 (a) dan (b). Kemudian tiang gesek (*friction pile*) merupakan tiang yang kapasitas dukungnya ditentukan oleh perlawanan gesek antara dinding tiang dan tanah disekelilingnya. Ilustrasinya dapat dilihat pada Gambar 2.64 (c).

### 2.17.1.1 Daya Dukung *Ultimate*

Daya dukung *ultimate* dari fondasi tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan (2.196).

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (2.203)$$

Keterangan :

$Q_u$  = daya dukung *ultimate netto* tiang tunggal

$Q_p$  = tahanan ujung bawah *ultimate (end bearing)*

$Q_s$  = tahanan gesek selimut *ultimate (friction pile)*

Menurut (Das, 2007) Apabila  $Q_s$  sangat kecil maka dapat dikatakan  $Q_s \approx Q_p$ , sedangkan apabila  $Q_p$  relatif kecil maka dapat dikatakan  $Q_u \approx Q_s$ .

### 2.17.1.2 Daya Dukung *Ultimate Netto*

Daya dukung *ultimate netto* tiang tunggal ( $Q_u$ ) merupakan jumlah dari  $Q_p$  dan  $Q_s$  antara permukaan selimut tiang dengan tanah di sekitarnya dikurangi berat sendiri tiang ( $W_p$ ).

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p \quad (2.204)$$

Persamaan (2.204) apabila diperjelas kembali dengan mempertimbangkan tekanan *overburden*, kohesi tanah, dan faktor-faktor kapasitas daya dukung atau fungsi dari sudut gesek tanah, maka dapat menjadi persamaan (2.205).

$$Q_u = A_p(c_p N_c + q N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma) + \sum A_s (C_d + K_s \sigma'_v \tan \delta) - W_p \quad (2.205)$$



Keterangan :

$c_p$  = kohesi tanah disekitar ujung tiang (*undrained*)

$q$  = tekanan *overburden* pada dasar tiang

$\gamma$  = berat volume tanah

$C_d$  = kohesi antara dinding-tanah

$\delta$  = sudut gesek efektif dalam tanah

### 2.17.1.3 Daya Dukung Izin

Daya dukung izin ( $Q_{all}$ ), suatu tiang ditentukan dengan menjumlahkan  $Q_p$  dan  $Q_s$  dengan mempertimbangkan faktor keamanan (FS) untuk mendapatkan total beban yang di izinkan.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{FS} \quad (2.206)$$

Faktor keamanan yang umumnya digunakan berkisar antara 2,5 sampai 4, tergantung pada ketidakpastiannya seputar perhitungan beban *ultimate* (Das, 2007).

### 2.17.1.4 Analisis Tiang Tunggal

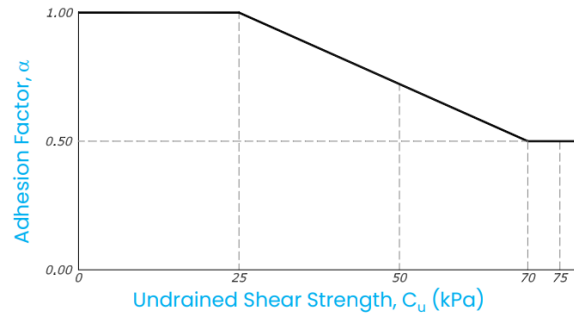
#### 2.17.1.4.1 Daya Dukung pada Tanah Kohesif

Tanah kohesif mempunyai sifat lekatan antara butir-butirnya seperti tanah lempung, daya dukung ujungnya dapat dihitung dengan persamaan (2.207) dan daya dukung selimut dihitung dengan persamaan (2.208) .

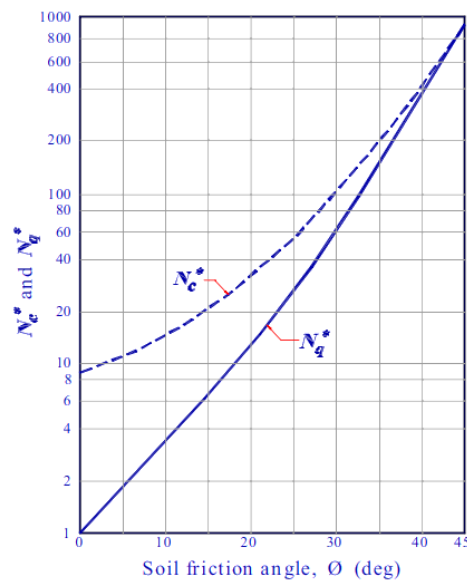
$$Q_p = A_p (c N_c) \quad (2.207)$$

$$Q_s = \sum \pi D \Delta l_i (\alpha C_u) \quad (2.208)$$

Nilai adhesi anantara tanah dan tiang ( $\alpha$ ) diambil sesuai pada Gambar 2.65, kemudian nilai  $N_c$  dapat di ambil berdasarkan ketentuan yang pada Gambar 2.66.



Gambar 2.65 Nilai Adhesi Antara Tanah dan Tiang ( $\alpha$ ) Metode API 2



Gambar 2.66 Hubungan *Soil Friction Angle* dengan  $N_q$  dan  $N_c$  Metode Mayerhof

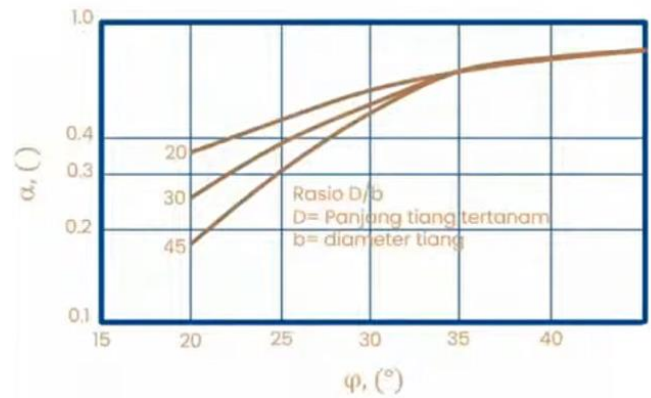
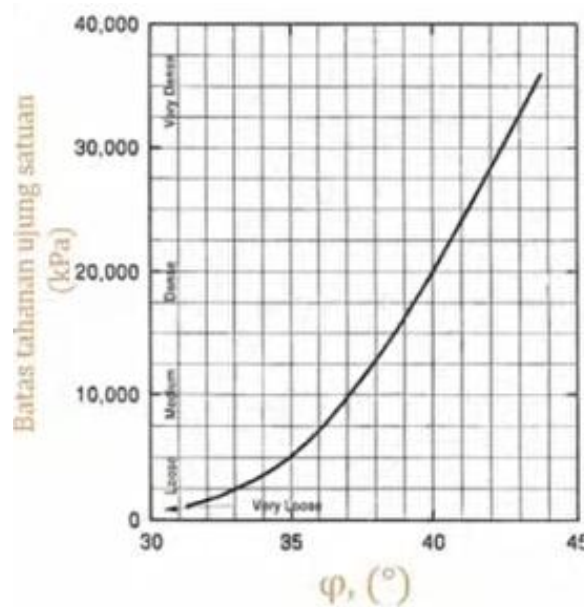
#### 2.17.1.4.2 Daya Dukung pada Tanah Non Kohesif

Tanah non kohesif yang tidak mempunyai atau sedikit sekali lekatan antara butir seperti tanah pasir, daya dukung ujungnya dapat dihitung dengan persamaan (2.209) dan daya dukung selimut dihitung dengan persamaan (2.210).

$$Q_p = \alpha A_p (q N_q) \quad (2.209)$$

$$Q_s = \sum \pi D \Delta l_i (K_s \sigma'_v \tan \delta) \quad (2.210)$$

Nilai  $N_q$  dapat diambil berdasarkan Gambar 2.66, sedangkan nilai  $\alpha$  dapat di ambil berdasarkan ketentuan yang ada di Gambar 2.67. Terdapat batasan tahanan ujung pada metode FHWA, seperti ditunjukkan pada Gambar 2.68.

Gambar 2.67 Hubungan  $\alpha$  dengan  $\phi$  Metode FHWA

Gambar 2.68 Limit Tahanan Ujung Metode FHWA

Nilai  $\delta$ , berdasarkan metode U.S. Army Corps, untuk bahan tiang beton dapat diambil sebesar  $0,90\phi' - 1,00\phi'$ . Sedangkan nilai  $K_d$  untuk tanah pasir dapat diambil pada rentang 1,0-2,0.

#### 2.17.1.4.3 Penurunan Elastis Tiang Tunggal

Penurunan elastis tiang tunggal dapat dihitung dengan menggunakan persamaan (2.211).

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)} \quad (2.211)$$

Keterangan :

$S_e$  = penurunan total tiang di bawah beban kerja vertikal

$S_{e(1)}$  = penurunan elastis tiang

$S_{e(2)}$  = penurunan tiang yang disebabkan oleh beban pada ujung tiang

$S_{e(3)}$  = penurunan tiang yang disebabkan oleh beban yang ditransmisikan sepanjang selimut tiang

Ketiga komponen pada persamaan (2.211) kemudian dihitung secara terpisah untuk nantinya di jumlahkan pada proses menghitung penurunan total tiang.

Penurunan elastis tiang ( $S_{e(1)}$ ) :

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \zeta Q_{ws})L}{A_p E_p} \quad (2.212)$$

Keterangan :

$Q_{wp}$  = beban yang dipikul ujung tiang di bawah kondisi beban kerja

$Q_{ws}$  = beban yang dipikul selimut tiang di bawah kondisi beban kerja

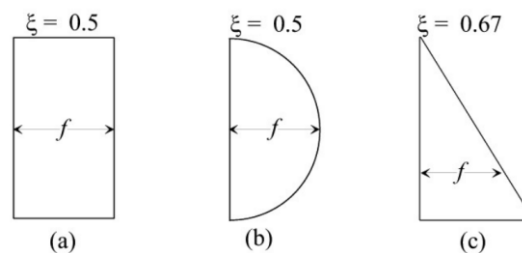
$L$  = panjang tiang

$A_p$  = luas Penampang tiang

$E_p$  = modulus elastis tiang

$\zeta$  = Koefisien distribusi unit tahanan gesekan

Nilai koefisien  $\zeta$ , Besarnya bervariasi antara 0,5 dan 0,67 dan akan tergantung pada sifat distribusi unit tahanan gesek sepanjang selimut tiang.



Gambar 2.69 Nilai Koefisien Distribusi Unit Tahanan Gesekan ( $\zeta$ )

Penurunan tiang yang disebabkan oleh beban pada ujung tiang ( $S_{e(2)}$ ) :

$$S_{e(2)} = \frac{q_{wp}D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp} \quad (2.213)$$

Keterangan :

$q_{wp}$  = beban titik per satuan luas ujung tiang =  $Q_{wp} / A_p$

$D$  = lebar atau diameter tiang

$E_s$  = modulus elastisitas tanah pada atau di bawah titik tiang

$\mu_s$  = *poisson's ratio of soil*

$I_{wp}$  = faktor pengaruh  $\approx 0,85$

Vesic (1977) mengusulkan metode semi-empiris untuk mendapatkan besarnya  $S_{e(2)}$ , seperti pada persamaan (2.214) dengan nilai  $C_p$  pada Tabel 2.36.

$$S_{e(2)} = \frac{q_{wp}}{A_p E_p} \quad (2.214)$$

Tabel 2.36 Nilai Koefisien  $C_p$

<i>Type of Soil</i>	<i>Driven Pile</i>	<i>Bored Pile</i>
<i>Sand (dense to loose)</i>	0,02-0,04	0,09-0,18
<i>Clay (stiff to soft)</i>	0,02-0,03	0,03-0,06
<i>Silt (dense to loose)</i>	0,03-0,05	0,09-0,12

Penurunan tiang yang disebabkan oleh beban yang ditransmisikan sepanjang selimut tiang ( $S_{e(3)}$ ) :

$$S_{e(3)} = \left( \frac{Q_{ws}}{PL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu^2) I_{ws} \quad (2.215)$$

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}} \quad (2.216)$$

Vesic (1977) mengusulkan metode semi-empiris untuk mendapatkan besarnya  $S_{e(3)}$ , seperti pada persamaan (2.217).

$$S_{e(3)} = \frac{Q_{ws} C_s}{L q_p} \quad (2.217)$$

Keterangan :

$$C_s = \text{konstanta empiris} = (0,93 + 0,16 \sqrt{L/D}) C_p$$

### 2.17.1.5 Analisis Kelompok Tiang

#### 2.17.1.5.1 Kebutuhan Jumlah Tiang

Jumlah tiang yang dibutuhkan pada suatu perencanaan fondasi, dapat dihitung berdasarkan persamaan

$$n_p = \frac{P}{Q_{all}} \quad (2.218)$$

Keterangan :

$$n_p = \text{jumlah tiang}$$

$$P = \text{gaya aksial dari struktur atas}$$

$$Q_{all} = \text{daya dukung izin tiang tunggal}$$

#### 2.17.1.5.2 Jarak Tiang

Umumnya jarak antar tiang minimum yang digunakan kisaran  $2,5D < s < 4D$ . Jarak tiang ke tepi *pile cap* dapat diambil kisaran  $1,5D < s < 2D$  (Lesmana, 2020b).

#### 2.17.1.5.3 Efisiensi Kelompok Tiang

Persamaan efisiensi tiang yang telah diusulkan semuanya hanya bersifat pednekatan. Diantaranya terdapat metode *Converse-Labarre Formul*, seperti pada persamaan (2.219).

$$E_g = 1 - \frac{\theta}{90} \left( \frac{(n-1)m + (m-1)n}{mn} \right) \quad (2.219)$$

Keterangan :

$$E_g = \text{efisiensi kelompok tiang}$$

$$m = \text{jumlah baris tiang}$$

- $n$  = jumlah tiang dalam satu baris  
 $\theta$  =  $\tan^{-1}(d/s)$ , dalam derajat  
 $d$  = diameter tiang  
 $s$  = jarak anatar tiang ( pusat ke pusat )

#### 2.17.1.5.4 Daya Dukung Kelompok Tiang

Kapasitas daya dukung kelompok tiang dengan memperhatikan faktor efisiensi tiang dihitung dengan persamaan (2.220).

$$Q_g = E_g n Q_{all} \quad (2.220)$$

Keterangan :

- $n$  = jumlah tiang  
 $E_g$  = efisiensi kelompok tiang

#### 2.17.1.5.5 Penurunan Elastis Kelompok Tiang

Umumnya penurunan kelompok tiang lebih besar daripada penurunan fondasi tiang tunggal. Hal ini diakibatkan pengaruh tegangan pada daerah yang lebih luas dan lebih dalam. Menurut Vesic (1969), penurunan elastis kelompok tiang dapat dihitung menggunakan persamaan (2.221).

$$S_g = S_e \sqrt{B_g/D} \quad (2.221)$$

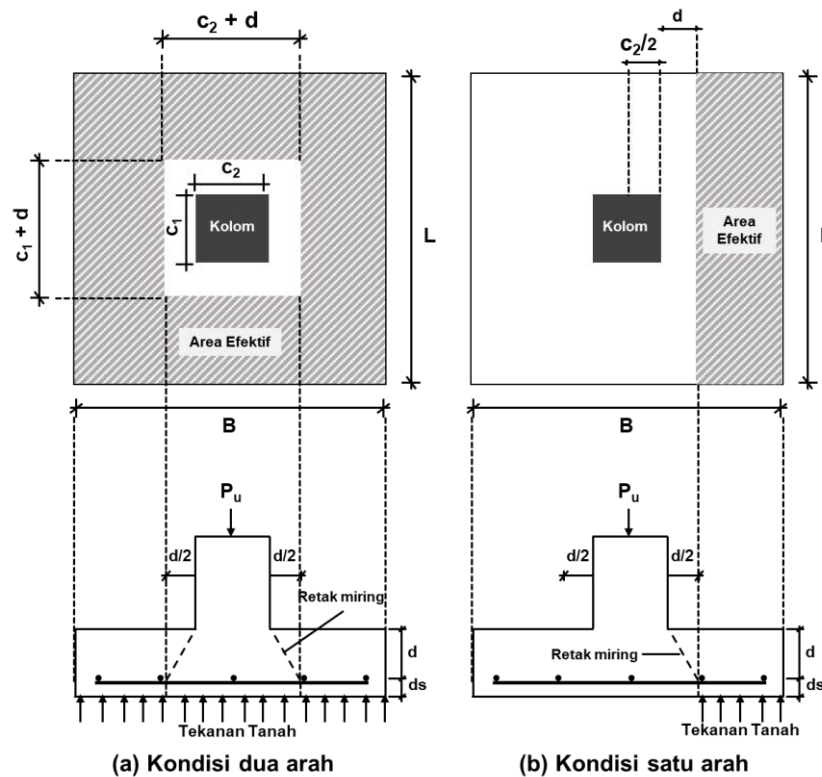
Keterangan :

- $S_g$  = penurunan elastis kelompok tiang  
 $S_e$  = penurunan elastis tiang tunggal  
 $B_g$  = lebar kelompok tiang

## 2.17.2 Pelat Penutup Tiang (*Pile Cap*)

### 2.17.2.1 Analisis *Punching Shear*

Kegagalan tarik diagonal (*punching shear*), apabila terjadi maka akan terbentuk retak miring pada sekitar keliling dari luasan yang dikenai beban terpusat.



Gambar 2.70 Penampang Kritis Analisis Geser pada *Pile Cap*

Tulangan dipasang pada kedua arah, maka tinggi efektif pelat *pile cap* pada arah x dan arah y harus diperhitungkan.

$$dx = h - t_s - (D/2) \quad (2.222)$$

$$dy = h - t_s - D - (D/2) \quad (2.223)$$

$$d = \frac{dx + dy}{2} \quad (2.224)$$

Perhitungan geser ultimit ( $V_u$ ) pada kondisi satu arah dan dua arah dapat dihitung dengan persamaan (2.225).



$$A_{\text{eff}} (2 \text{ arah}) = A_{\text{pelat}} - A_{\text{kritis}} \quad (2.225)$$

$$A_{\text{eff}} (1 \text{ arah}) = B \cdot L_{\text{kritis}} \quad (2.226)$$

$$V_u = \frac{P_u}{A_{\text{pelat}}} A_{\text{eff}} \quad (2.227)$$

Berdasarkan SNI-2847; Pasal 22.6.5.2 besaran nilai kuat geser pada perilaku dua arah ketika tulangan geser diabaikan dalam perhitungan diambil nilai terkecil dari persamaan (2.228) - (2.230).

$$V_c = 0,33\lambda \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (2.228)$$

$$V_c = 0,17\lambda \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (2.229)$$

$$V_c = 0,083\lambda \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0}\right) \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (2.230)$$

Keterangan :

- $b_0$  = 4 (b + d), keliling dari penampang kritis (b=lebar kolom , d = lebar daerah kritis )
- $\beta$  = rasio sisi terpanjang dan sisi terpendek dari kolom (persegi)
- $\alpha_s$  = 40 untuk kolom interior, 30 kolom tepi, dan 20 kolom sudut
- d = rata-rata tinggi efektif pelat dari dua arah
- $\lambda$  = 1, faktor modifikasi untuk beton normal

Berdasarkan SNI-2847; Pasal 22.5.5.1 untuk perilaku satu arah ketika tulangan geser diabaikan, diambil berdasarkan persamaan (2.231).

$$V_c = 0,17\lambda \sqrt{f'_c} b d \quad (2.231)$$

Keterangan :

b = lebar pelat *pile cap*

d = rata-rata tinggi efektif pelat dari dua arah

Syarat nominal *punching* yang harus dipenuhi dengan persyaratan pada persamaan (2.232). Nilai  $\phi = 0,75$ .

$$\phi V_c \geq V_u \quad (2.232)$$

### 2.17.2.2 Beban Aksial pada Masing-Masing Tiang

Kondisi fondasi tiang yang melibatkan gaya aksial dan momen, maka perlu ditentukan secara spesifik besaran nilai aksial yang dipikul oleh tiap tiang dalam satu *pile cap*.

$$Q = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y^2} \quad (2.233)$$

Keterangan :

$Q_i$  = reaksi tiang atau beban aksial tiang ke-i (kN)

V = jumlah gaya-gaya vertical (kN), nilai  $P_u$  berasal dari beban layan

n = jumlah tiang dalam kelompok

$M_y$  = momen terhadap sumbu y (kN.m)

$M_x$  = momen terhadap sumbu x (kN.m)

$x_i$  = jarak searah sumbu x dari pusat berat kelompok tiang ke tiang nomor i

$y_i$  = jarak searah sumbu y dari pusat berat kelompok tiang ke tiang nomor i

$\sum x^2$  = jumlah kuadrat dari jarak tiap tiang ke pusat kelompok tiang smb x

$\sum y^2$  = jumlah kuadrat dari jarak tiap tiang ke pusat kelompok tiang smb y

### 2.17.2.3 Desain Tulangan Lentur *Pile Cap*

Langkah pertama dalam analisis hitung gaya tekan pada tiap tiang dengan menggunakan beban *ultimate*. Setelah itu hitung momen *ultimate* pada arah x maupun arah y, kemudian dapat dihitung tulangan lentur pada *pile cap*.

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \quad (2.234)$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} \quad (2.235)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85f'_c} \quad (2.236)$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \quad (2.237)$$

$$\rho_{min} = \frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} \quad (2.238)$$

$$\rho_{min} = 0,0014 \quad (2.239)$$

$$A_{S_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d \quad (2.240)$$

$$A_{S_{pakai}} = (1000/s)(1/4) \pi D^2 \quad (2.241)$$

Jarak spasi harus kurang dari 3h atau 450 mm, selama spasi yang digunakan lebih kecil dari yang ditentukan maka diperbolehkan. Hitung kembali kemampuan tulangan yang terpasang sesuai dengan analisis yang sebelumnya.