

BAB II

GAMBAR UMUM LOKASI STUDI

2.1 Letak dan Luas Wilayah

Gedung Shelter Dinas Sosial Kab. Ngawi ini terletak di Jl. Suryo No.37, Ngronggi, Grudo, Kec. Ngawi, Kab. Ngawi, Jawa Timur. Luas wilayah gedung Shelter Dinas Sosial Kab. Ngawi ini kurang lebih sebesar 1488 m².



Gambar 2. 1 Peta Lokasi

2.2 Kondisi Topografi

Kabupaten Ngawi memiliki topografi yang cukup bervariasi, mencakup dataran rendah, daerah bergelombang, perbukitan, hingga pegunungan tinggi. Ketinggian wilayah bervariasi dari 40 meter hingga 3.031 meter di atas permukaan laut. Berikut adalah detail kondisi topografi wilayah tersebut:

- 1. Dataran Tinggi:** Empat kecamatan yang berada di dataran tinggi adalah Sine, Ngrambe, Jogorogo, dan Kendal. Kecamatan ini terletak di kaki Gunung Lawu, yang merupakan daerah perbukitan dan pegunungan.
- 2. Dataran Rendah:** Sebanyak lima belas kecamatan lainnya berada di dataran rendah yang relatif datar. Dataran ini terutama terletak di bagian tengah Kabupaten Ngawi dan merupakan area pertanian yang subur.
- 3. Daerah Pertanian:** Bagian tengah wilayah kabupaten ini adalah dataran subur yang banyak digunakan sebagai lahan pertanian.

4. **Pegunungan di Selatan:** Bagian selatan terdiri dari perbukitan dan pegunungan yang membentang dari timur ke barat, mencakup wilayah Kecamatan Kendal, Jogorogo, Ngrambe, dan Sine yang berada di lereng Gunung Lawu.
5. **Pegunungan Kendeng di Utara:** Bagian utara kabupaten ini terdiri dari deretan Pegunungan Kendeng, yang kurang subur dan terdiri dari batuan kapur. Batas utara kabupaten dipertegas oleh aliran Bengawan Solo.
6. **Wilayah Terluas:** Kecamatan Karanganyar dan Kedunggalar merupakan kecamatan dengan wilayah paling luas, masing-masing seluas 138,29 km² (10,67%) dan 129,65 km² (10,67%).

Secara keseluruhan, Kabupaten Ngawi memiliki berbagai macam bentang alam yang menciptakan variasi dalam penggunaan lahan dan potensi ekonominya, dari lahan pertanian subur di dataran tengah hingga wilayah perbukitan dan pegunungan yang mungkin lebih cocok untuk hutan atau kegiatan pariwisata alam.

2.3 Kondisi Hidrologi dan Klimatologi

2.3.1 Kondisi Hidrologi

1. Pembagian Wilayah Berdasarkan Sungai Bengawan Solo:

- a) **Utara Bengawan Solo:** Meliputi wilayah Karanganyar dan Pitu, yang sebagian besar terdiri dari lahan tadah hujan dan lahan tegalan.
- b) **Selatan Bengawan Solo:** Meliputi wilayah Sine, Ngrambe, Jogorogo, Kendal, Gerih, Geneng, Kwadungan, Pangkur, Padas, Karangjati, Bringin, Kasreman, Ngawi, Paron, Kedunggalar, Widodaren, dan Mantingan. Wilayah ini sebagian besar lahannya mendapatkan pengairan dari Sungai Bengawan Solo, menjadikannya berpotensi tinggi untuk tanaman pangan.

2. Sumber Pengairan:

- a) **Pengairan dari Sungai:** Wilayah selatan lebih diuntungkan dengan pengairan dari Sungai Bengawan Solo, sehingga lebih cocok untuk pertanian, terutama padi.
- b) **Lahan Tadah Hujan di Utara:** Wilayah utara yang mengandalkan curah hujan menghadapi tantangan dalam pengairan, terutama selama musim kemarau.

3. **Infrastruktur Pengairan:**

- a) **Waduk:** Kabupaten Ngawi memiliki beberapa waduk penting seperti Waduk Pondok, Sangiran, dan Kedung Bendo yang berfungsi sebagai sarana pendukung utama di sektor pertanian, membantu dalam irigasi lahan pertanian.

4. **Daerah Aliran Sungai (DAS):**

- a) **DAS Solo dan Madiun:** Kabupaten Ngawi termasuk dalam dua DAS besar yaitu DAS Solo dan Madiun, yang bertemu di Kota Ngawi. Sistem sungai utama di dalamnya mencakup Sungai Banger, Sawur, Sidolaju, Alas Tuwo, Batu Bunder, Kenteng, Kelompok, dan Ketonggo.

5. **Fluktuasi Debit Air:**

- a) **Ketidakseimbangan Hidrologi:** Terdapat fluktuasi debit air sungai yang mencolok, menunjukkan ketidakseimbangan antara penyerapan air ke dalam tanah dan aliran permukaan (runoff) yang meningkat. Hal ini disebabkan oleh kerusakan lingkungan, termasuk kerusakan hutan yang mengurangi kapasitas resapan air.

2.3.2 **Kondisi Klimatologi**

1. **Iklm Tropis:**

- a) **Karakteristik:** Kabupaten Ngawi memiliki iklim tropis dengan temperatur sedang.
- b) **Curah Hujan:** Daerah ini memiliki curah hujan rata-rata sekitar 1.603,63 mm per tahun, yang tergolong rendah untuk daerah tropis, menjadikannya daerah beriklim kering.

2. **Hari Hujan:**

- a) **Rata-rata Hari Hujan:** Rata-rata jumlah hari hujan di Kabupaten Ngawi adalah sekitar 158,85 hari per tahun, menunjukkan bahwa curah hujan tersebar tidak merata sepanjang tahun.

3. **Tantangan Pengairan:**

- a) **Kesulitan Pengairan:** Curah hujan yang rendah sering menyebabkan kesulitan pengairan terutama pada lahan sawah saat musim kemarau. Hal ini mengharuskan petani menggunakan mesin diesel untuk mengambil air dari sumur bawah tanah untuk irigasi.

Secara keseluruhan, Kabupaten Ngawi memiliki tantangan hidrologi dan klimatik yang cukup signifikan. Dengan wilayah yang terbagi antara lahan yang subur di selatan berkat pengairan dari Sungai Bengawan Solo dan lahan tadah hujan di utara, daerah ini harus menghadapi tantangan curah hujan yang rendah dan ketidakseimbangan aliran air yang disebabkan oleh kerusakan lingkungan. Infrastruktur pengairan seperti waduk sangat vital untuk mendukung kegiatan pertanian, terutama selama musim kemarau.

2.4 Kondisi Demografi

1. Jumlah Penduduk:

- a) **Total Penduduk:** Pada bulan September 2020, jumlah penduduk Kabupaten Ngawi adalah 870.057 jiwa.
- b) **Pertambahan Penduduk:** Jumlah ini menunjukkan peningkatan sebesar 52.292 jiwa dibandingkan hasil Sensus Penduduk 2010 (SP2010).

2. Kepadatan Penduduk:

- a) **Tingkat Kepadatan:** Kepadatan penduduk pada tahun 2020 adalah 671,35 jiwa per km².
- b) **Kecamatan Terpadat:** Kecamatan Ngawi merupakan kecamatan dengan tingkat kepadatan tertinggi.

3. Distribusi Penduduk:

- a) **Kecamatan Paron:** Kecamatan Paron memiliki luas 101,14 km² dan dihuni oleh 10,54 persen dari total penduduk Kabupaten Ngawi, menjadikannya daerah dengan konsentrasi penduduk yang tinggi.

4. Bonus Demografi:

- a) **Usia Produktif:** Kabupaten Ngawi masih menikmati bonus demografi, dengan 70,18 persen penduduknya berada pada usia produktif (15-64 tahun).

5. Komposisi Gender:

- a) **Rasio Jenis Kelamin:** Jumlah penduduk laki-laki lebih sedikit dibandingkan dengan jumlah penduduk perempuan, dengan rasio jenis kelamin sebesar 98 (artinya terdapat 98 laki-laki untuk setiap 100 perempuan).

6. Distribusi Generasi di Jawa Timur:

a) Kelompok Generasi:

- 1) Generasi X** (lahir tahun 1965-1980) merupakan kelompok terbesar, mencakup 23,77 persen dari total penduduk.
- 2) Generasi Z** (lahir tahun 1997-2012) sebesar 22,94 persen.
- 3) Generasi Milenial** (lahir tahun 1981-1996) sebesar 22,29 persen.
- 4) Kelompok Pre Boomer** (lahir sebelum 1945) adalah kelompok paling sedikit, sebesar 3,27 persen.

Secara keseluruhan, Kabupaten Ngawi menunjukkan peningkatan jumlah penduduk dengan distribusi yang bervariasi. Kepadatan penduduk tertinggi berada di Kecamatan Ngawi, sedangkan Kecamatan Paron memiliki konsentrasi penduduk yang signifikan. Dengan mayoritas penduduk berada pada usia produktif, Kabupaten Ngawi masih berada dalam periode bonus demografi yang berpotensi mendukung pertumbuhan ekonomi. Komposisi generasi di Jawa Timur menunjukkan dominasi kelompok Generasi X, diikuti oleh Generasi Z dan Milenial, dengan Pre Boomer sebagai kelompok terkecil.

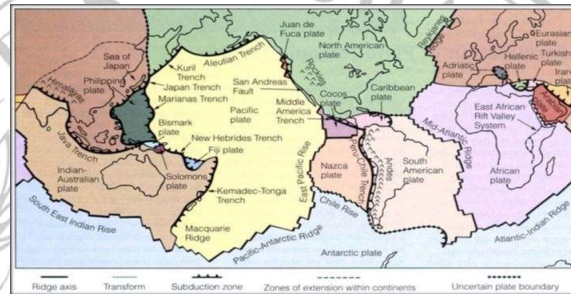
2.5 Struktur Atas

2.5.1 Gempa Bumi

Gempa bumi adalah peristiwa terjadinya getaran tanah pada permukaan bumi. Gempa bumi biasanya terjadi di daerah perbatasan antara lempengan-lempengan bumi (plate boundary), meskipun dalam beberapa kejadian ada yang terjadi di tengah-tengah lempeng (intra plate). Lapisan litosfer yang terdiri dari lempengan-lempengan tersebut mengapung pada interior / mantel bumi dimana mantel bumi ini merupakan suatu lapisan yang berbentuk cairan plastis. Setiap saat lempengan tersebut bergerak karena pengaruh driving force arus konveksi dari lapisan mantel bumi yang mengantarkan panas bumi menyebar dari pusat bumi menuju lapisan terluar bumi. Arah pergerakan dari lempengan bumi tersebut dapat bergerak saling menumbuk (collision), menyusup (subduction), dan bergesekan satu sama lainnya (slip fault). Akibat adanya pergerakan lempeng bumi tersebut secara kontinyu, maka pada suatu waktu lempengan-lempengan tersebut akan bertemu dan

menyimpan energi yang besar untuk menahan arus konveksi yang terus berjalan. Ketika kondisi lempengan tersebut tidak dapat lagi menahan arus konveksi yang terus berjalan, maka akan terjadi patahan atau fault yang mengakibatkan getaran gelombang yang disebut gempa bumi.

Gelombang ini kemudian merambat dalam tanah (Primary Wave dan Secondary Wave), selanjutnya ketika telah sampai pada permukaan tanah, gelombang rambat gempa dibedakan menjadi Rayleigh Wave dan Love Wave. Gelombang inilah yang mengakibatkan dislokasi pada permukaan tanah dan kerusakan pada struktur bangunan.



Gambar 2. 2 Peta Lempeng Dunia

Sumber: <https://en.wikipedia.org/>

Berdasarkan Peta Lempeng Dunia, posisi Indonesia berada di antara tiga lempeng utama bumi, yaitu: 1) Lempeng Eurasia; 2) Lempeng Indo-Australia; 3) Lempeng Pasifik. Selain itu di Indonesia juga banyak ditemui patahan-patahan aktif, seperti patahan Opak (Yogyakarta), Semangko (Lampung), dan Lembang (Jawa Barat). Adanya patahan tersebut dapat menimbulkan dislokasi tanah yang lebih besar apabila terjadi gempa bumi. Oleh karena itu, wilayah Indonesia memiliki kerawanan yang tinggi terhadap gempa bumi.

2.5.2 Struktur Tahan Gempa

Struktur tahan gempa menitikberatkan kepada kemampuan respons struktur terhadap gempa. Perencanaan struktur dirancang sesuai dengan kriteria pembebanan gempa yang sesuai dengan peraturan desain bangunan seismic yang berlaku. Permodelan struktur bangunan dapat dikombinasikan dengan menambah elemen struktur untuk meningkatkan ketahanan struktur

terhadap gempa. Desain struktur tahan gempa juga bertujuan untuk meminimalisir kerusakan yang ditimbulkan akibat beban gempa, membatasi ketidaknyamanan yang ditimbulkan akibat gempa, dan menjamin tetap berlangsungnya fungsi vital dari bangunan itu sendiri. Agar struktur dapat bertahan menghadapi gaya gempa yang kuat, maka perilaku struktur harus bersifat daktail agar dapat menoleransi gaya yang timbul setelah struktur mencapai kondisi ultimate.

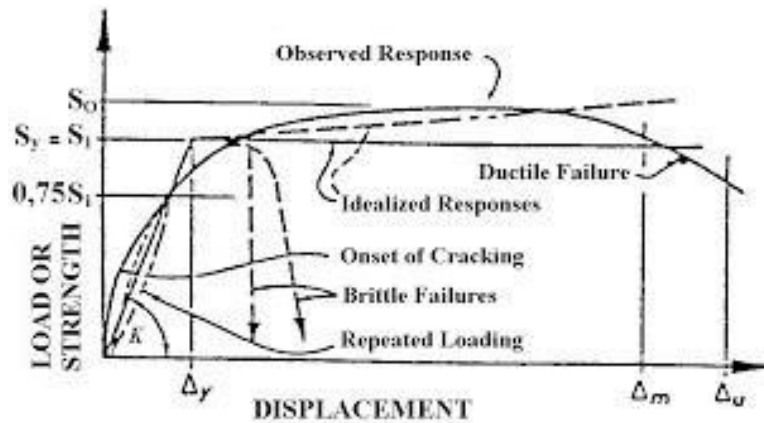
Berdasarkan jenis gempa yang terjadi, ada 3 (tiga) konsep utama terkait respons struktur terhadap gaya gempa, yaitu:

- a) Apabila terjadi gempa dengan intensitas ringan, maka sistem struktural harus mampu menahan gaya gempa tanpa ada kerusakan elemen struktural.
- b) Apabila terjadi gempa dengan intensitas sedang, maka sistem struktural harus mampu menahan gaya gempa dengan kerusakan ringan.
- c) Apabila terjadi gempa dengan intensitas tinggi, maka sistem struktural harus mampu menahan gaya gempa tanpa mengalami keruntuhan/Collapse.

Sistem struktur tahan gempa yang baik harus sesuai dengan kerawanan gempa yang terdapat di wilayah struktur. Selain itu, aspek kontinuitas dan integritas struktur juga perlu diperhatikan. Sistem struktur tahan gempa yang sering diaplikasikan pada bangunan diantaranya adalah: penggunaan sistem truss pada struktur (belt truss dan outrigger system), pemanfaatan kekuatan peredam (damper system), dan pengaturan isolasi struktur terhadap tanah (base isolation system).

2.5.2.1 Daktilitas

Daktilitas adalah kemampuan sebuah struktur atau komponen untuk menahan respon inelastik, termasuk lendutan terbesar dan menyerap energi. Parameter yang digunakan untuk menentukan daktilitas suatu bahan/struktur disebut Faktor Daktilitas (μ).



Gambar 2. 3 Hubungan Beban Lendutan

Sumber: Yohanes Arief N. Siregar, 2008

Menurut Paulay dan Priestly (1992), pada dasarnya daktilitas dibagi atas beberapa jenis adalah:

a. Daktilitas Regangan (*Strain Ductility*)

Daktilitas yang berpengaruh pada struktur dapat tercapai pada panjang tertentu pada salah satu bagian dari struktur tersebut. Jika tegangan inelastik dibatasi dengan panjang yang sangat pendek, maka akan terjadi penambahan yang besar pada daktilitas tegangan. Daktilitas tegangan merupakan daktilitas yang dimiliki oleh material yang digunakan.

$$\mu_{\epsilon} = \frac{\epsilon}{\epsilon_y}$$

ϵ = Total tegangan yang terjadi

ϵ_y = Tegangan pada saat leleh

b. Daktilitas Kelengkungan Daktilitas kelengkungan adalah perbandingan antara sudut kelengkungan (putaran sudut per unit panjang) maksimum dengan sudut kelengkungan leleh dari suatu elemen struktur akibat momen lentur.

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi}{\phi_y}$$

ϕ = Sudut kelengkungan maksimum

ϕ_y = Sudut kelengkungan leleh

c. Daktilitas perpindahan adalah perbandingan antara perpindahan struktur maksimum terhadap perpindahan struktur pada saat leleh.

$$\Delta_{\epsilon} = \frac{\Delta u}{\Delta y}$$

Δu = Perpindahan maksimum

Δy = Perpindahan struktur saat leleh

- d. Daktilitas rotasi adalah perbandingan antara putaran sudut maksimum terhadap putaran sudut saat leleh.

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta u}{\theta y}$$

θu = Putaran sudut maksimum sendi plastis

θy = Putaran sudut leleh

Daktilitas inilah yang menjadi dasar perencanaan bangunan tahan gempa. Lebih tepatnya adalah sambungan balok ke kolom inilah yang direncanakan sebagai elemen struktur yang mengalami leleh (kondisi plastis) ketika struktur balok menyerap beban gempa. Semakin daktil suatu struktur, maka kuat ultimate dari struktur tersebut semakin tinggi dan kemampuan berdeformasinya semakin besar.

2.5.2.2 Stabilitas

Stabilitas gedung ditentukan dengan tujuan untuk memberikan batasan terhadap keamanan struktur agar tidak melebihi batasan tersebut. Untuk menghitung stabilitas gedung terhadap momen torsi yang bertujuan untuk mengurangi kemungkinan terjadinya puntir pada gedung, faktor penting yang sangat berpengaruh pada saat terjadinya puntir adalah adanya eksentrisitas antara pusat massa dan pusat kekuatan pada bangunan. Sedangkan jika terjadi momen tak terduga maka momen torsi yang telah ada sebelumnya akan ditambah dengan 5% dimensi struktur. Berdasarkan SNI 1726-2019 adaou n syarat-syarat sebagai berikut:

- a. *Drift ratio*

Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 8.8.5 nilai simpangan antar tingkat diperlukan untuk penggunaan dalam tata cara material, menentukan pemisahan struktur antara bangunan, desain penutup permukaan bangunan

(cladding) atau persyaratan desain lainnya, simpangan antar tingkat harus diambil sebesar 1% ketinggian bangunan. Semua bagian struktur harus di desain untuk menahan gaya seismik kecuali jika dipisahkan secara struktur oleh jarak yang cukup untuk menghindari kontak yang merusak akibat defleksi total.

b. Simpangan Antar Lantai (*drift inter-storey*)

Dalam mengontrol simpangan antar lantai (*drift inter-storey*) terdapat ketentuan yang diatur pada peraturan tersebut. Pada parameter respons yang ditinjau harus di kombinasikan dengan metode akar jumlah kuadrat (SRSS) atau metode kombinasi kuadrat lengkap (CQC) yang harus dihitung sesuai persamaan berikut:

$$\frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I_e}$$

Dimana :

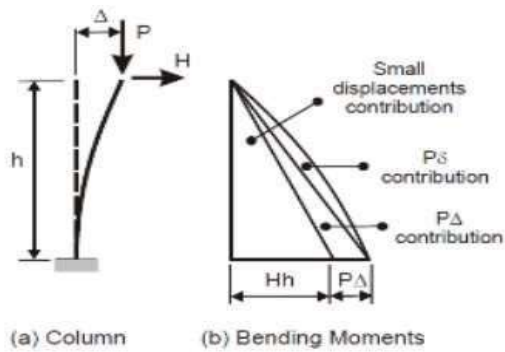
- C_d = faktor pembesaran defleksi
- δ_{xe} = defleksi pada lokasi lantai yang ditinjau diakibatkan gaya gempa lateral
- I_e = faktor keutamaan struktur

Skala simpangan antar lantai, jika respons terkombinasi untuk geser dasar ragam (V_t) < 85% dari $C_s W$, maka simpangan antar lantai harus dikalikan dengan.

$$0,85 = \frac{C_s \cdot W}{V_t}$$

c. Rotasi akibat P-Delta

P-Delta merupakan salah satu efek kedua yang terjadi pada struktur atau biasa dikenal dengan “geometric nonlinearity effect”. Hal ini karena berhubungan dengan jumlah lantai/ketinggian pada suatu struktur, semakin tinggi struktur maka semakin terpengaruh dengan P-Delta. P-Delta sendiri adalah efek nonlinier yang terjadi pada setiap struktur yang dimana elemennya terjadi gaya aksial



Gambar 2. 4 P-Delta Pada Kolom

(Sumber: *CSI Analysis Reference Manual, 2017*)

Pengaruh P-Delta pada geser, momen dan simpangan antar lantai yang timbul pada bangunan tinggi harus diperhitungkan apabila koefisien stabilitas (θ) lebih dari 0,1.

$$\theta = \frac{P_x \cdot \Delta \cdot I_e}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_d}$$

Dimana :

θ = koefisien stabilitas

P_x = beban desain vertikal total pada dan diatas tingkat x

Δ = simpangan antar lantai tingkat desain terjadi secara serentak dengan V_x

I_e = faktor keutamaan hunian

V_x = gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat x dan x-1

h_{sx} = tinggi tingkat di bawah tingkat x

C_d = faktor pembesaran defleksi

Namun nilai koefisien stabilitas tidak boleh melebihi θ_{max} yang ditentukan pada persamaan.

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta \cdot C_d} \leq 0,25$$

Dimana:

θ_{max} = koefisien stabilitas maksimum

β = rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat antara tingkat x dan $x-1$

Cd = faktor pembesaran defleksi

2.5.2.3 Integritas

Menurut SNI 2847:2019, dalam pendetailan tulangan dan sambungan, komponen struktur harus diikat secara efektif Bersama untuk meningkatkan integritas struktur secara menyeluruh.

Persyaratan minimum untuk konstruksi cor di tempat ditentukan sebagai berikut:

- a. Balok sepanjang perimeter struktur harus memiliki tulangan menerus melebihi panjang bentang yang melalui daerah yang dibatasi oleh tulangan longitudinal pada kolom yang terdiri dari:
 - Paling sedikit seperenam tulangan tarik yang diperlukan untuk momen negatif di tumpuan, tetapi tidak kurang dari dua batang tulangan.
 - Paling sedikit seperempat tulangan tarik yang diperlukan untuk momen positif yang diperlukan di tengah bentang, tetapi tidak kurang dari dua batang tulangan
- b. Tulangan transversal harus diangkur seperti yang ditetapkan pada tulangan torsi. Tulangan transversal tidak perlu diteruskan melalui kolom.
- c. Pada ujung tulangan yang harus disambung atau dekat dengan tengah bentang dan dibawah tulangan harus disambung dekat tumpuannya. Sambungan harus merupakan sambungan lewatan tarik kelas B.
- d. Tulangan transversal paling sedikit seperempat dari tulangan momen positif diperlukan di tengah bentang, tetapi tidak kurang dari dua batang tulangan, harus melalui daerah yang dibatasi oleh tulangan longitudinal kolom dan harus menerus.
- e. Untuk slab dua arah non-prategang, semua batang tulangan atau kawat bawah dalam lajur kolom, dalam setiap arah harus menerus. Paling sedikit dua batang tulangan atau kawat bawah lajur kolom dalam masing- masing

arah harus melewati dalam daerah yang dibatasi oleh tulangan memanjang kolom dan harus diangkur pada tumpuan eksterior.

2.5.2.4 Kolom Kuat Balok Lemah (Strong Column Weak Beam)

Menurut Wardhono (2010), Kolom Kuat Balok Lemah atau Strong Column Weak Beam biasanya disebut sebagai Desain Kapasitas yang artinya ketika struktur gedung memikul pengaruh gempa rencana, sendi-sendi plastis di dalam struktur gedung tersebut hanya boleh terjadi pada ujung- ujung balok dan pada kaki kolom saja.

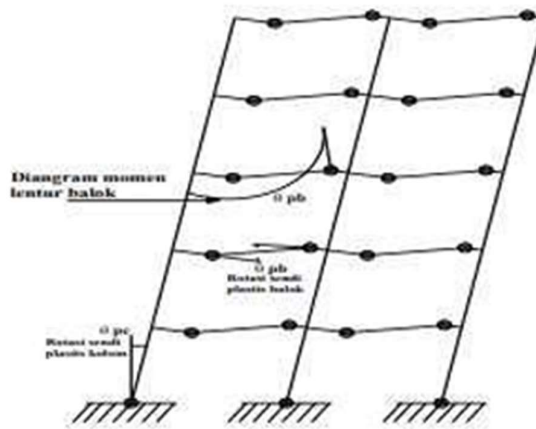
Perencanaan struktur terhadap gempa sering memakai konsep desain kapasitas di mana pengendalian pola keruntuhan struktur dilakukan melalui pemanfaatan sifat daktail struktur secara maksimal. Konsep desain kapasitas juga dapat diartikan dengan Strength Based Design yaitu di mana setiap struktur harus mampu menahan beban geser dasar akibat gempa dalam suatu perencanaan. Dua macam batasan struktur dalam konsep ini adalah sebagai berikut:

a. Serviceability Limit State

Titik berat dari kinerja ini adalah pengontrolan dan pembatasan displacement yang terjadi selama gempa berlangsung. Kekuatan tambahan harus bisa dipastikan tersedia pada semua komponen struktur dan tetap berperilaku elastis untuk menahan gempa.

b. Survival Limit State

Ketika suatu struktur mengalami perpindahan lateral yang besar, kehilangan kekuatan untuk menahan gaya lateral harus sekecil mungkin dan kemampuan struktur untuk menahan beban gravitasi masih harus bisa tetap dipertahankan.



Gambar 2. 5 Mekanisme Goyang Dengan Pembentukan Sendi-Sendi Plastis pada Ujung-ujung Balok dan Kaki Kolom

(Sumber: Wardhono, 2010)

Mekanisme strong column weak beam pada saat struktur mendapat gaya lateral gempa, distribusi kerusakan sepanjang ketinggian bangunan bergantung padadistribusi lateral story drift (simpangan antar lantai). Jika struktur memiliki kolom yang lemah, simpangan antar lantai akan cenderung terpusat pada satu lantai (soft story effect) seperti ditunjukkan pada Gambar A. Sebaliknya jika kolom lebih kuat daripada balok (strong column weak beam), maka drift akan tersebar merata dan keruntuhan lokal di satu lantai dapat diminimalkan).

Berdasarkan SNI 2847:2019, konsep strong column weak beam ditentukan berdasarkan persamaan berikut:

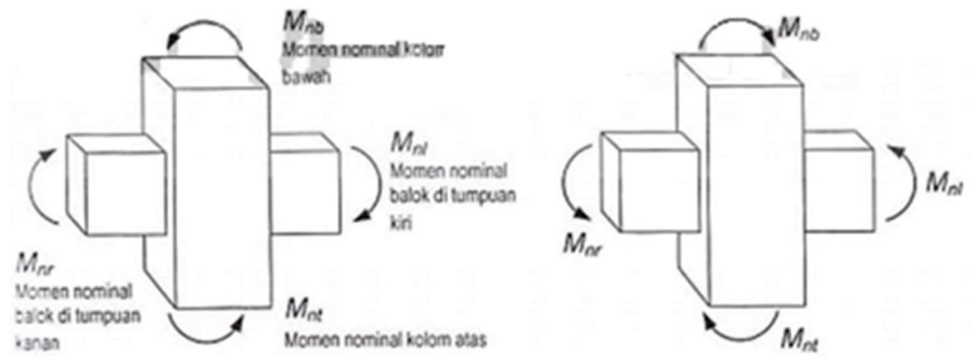
$$\sum M_{nc} \geq (6/5) \sum M_{nb}$$

Dimana :

M_{nc} = Jumlah kekuatan lentur nominal kolom-kolom yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint.

M_{nb} = Jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint.

Dengan menggunakan konsep ini maka diharapkan bahwa kolom tidak akan mengalami kegagalan terlebih dahulu sebelum balok. Rasio tulangan harus dipilih sehingga terpenuhi syarat: $0,01 \leq \rho_g \leq 0,06$.



$$(M_{nt} + M_{nb}) \geq 6/5 (M_{nr} + M_{nl})$$

Gambar 2. 6 Konsep Kolom Kuat-Balok Lemah (Strong Column Weak Beam)

(Sumber: Setiawan, 2016)

Untuk mengurangi kemungkinan leleh pada kolom yang dianggap sebagai bagian dari sistem pemikul gaya seismik. Jika kolom tidak lebih kuat dari balok yang merangka pada joint, ada kemungkinan peningkatan aksi inelastik. Kasus terburuk pada kolom lemah adalah kelelahan lentur dapat terjadi pada kedua ujung kolom pada satu lantai tertentu yang menghasilkan mekanisme kegagalan kolom yang dapat menyebabkan keruntuhan bangunan.

2.5.3 Elemen Struktur

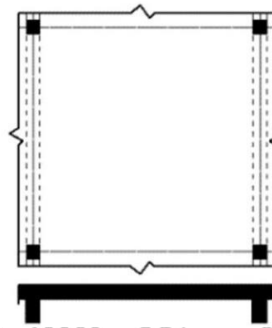
2.5.3.1 Pengertian Pelat

Pelat beton bertulang yaitu struktur tipis yang dibuat dari beton bertulang dengan bidang yang arahnya horizontal dan beban yang bekerja tegak lurus pada suatu struktur bangunan. Ketebalan bidang pelat ini relatif sangat kecil apabila dibandingkan dengan bentang panjang atau lebar bidangnya. Pelat ini sangat kaku dan arahnya horizontal, sehingga pada bangunan gedung, pelat ini berfungsi sebagai diafragma atau unsur pengaku horizontal yang sangat bermanfaat untuk mendukung ketegangan balok portal.

2.5.3.1.1 Jenis-jenis Pelat

Berdasarkan pada sistem penulangannya jenis-jenis pelat dibagi menjadi 2 kelompok:

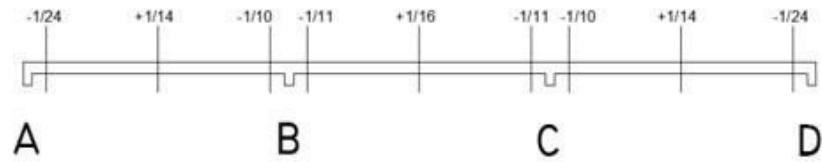
a) Sistem Pelat Satu Arah



Gambar 2. 7 Pelat Satu Arah

(Sumber: Raharja, 2019)

Sistem pelat yang hanya ditumpu di kedua sisinya, maka pelat tersebut akan melentur mengalami lendutan dalam arah tegak lurus dari sisi tumpuan. Beban akan didistribusikan oleh pelat dalam satu arah saja yaitu kearah tumpuan. Apabila rasio bentang panjang terhadap bentang pendek lebih besar atau sama dengan 2, maka hampir 95% beban akan dilimpahkan dalam arah bentang pendek, pelat akan menjadi pelat satu arah.



Gambar 2. 8 Koefesien Momen Pelat Satu Arah

Tabel 2. 1 Momen Pelat Satu Arah

Momen	Lokasi	Kondisi	M_u
Positif	Bentang ujung	Ujung tak menerus dan monolit dengan perletakan	$w_u l_n^2 / 14$
		Ujung tak menerus dan tidak terkekang	$w_u l_n^2 / 11$
	Bentang tengah	Semua	$w_u l_n^2 / 16$
Negatif ¹⁾	Muka interior dari pendukung eksterior	Balok menyatu secara monolit dengan balok spandrel pendukung	$w_u l_n^2 / 24$
		Balok monolit dengan kolom pendukung	$w_u l_n^2 / 18$
	Muka eksterior dari pendukung interior pertama	Dua bentang	$w_u l_n^2 / 9$
		Lebih dari dua bentang	$w_u l_n^2 / 10$
	Muka dari pendukung lainnya	Semua	$w_u l_n^2 / 11$
Muka semua pendukung memenuhi (a) atau (b)	(a) Pelat dengan bentang tidak lebih dari 3 m (b) Balok dengan rasio jumlah kekakuan kolom terhadap kekakuan balok melebihi 8 pada setiap ujung bentangnya	$w_u l_n^2 / 12$	

¹⁾ Untuk menghitung momen negatif, l_n harus diambil rata-rata panjang bentang bersih bersebelahan

Sumber: SNI 2847:2019

Langkah-Langkah Perencanaan Penulangan Pelat

Catatan: untuk penulangan pelat direncanakan tiap 1m lebar pelat

$$k = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2}$$

Dimana k adalah faktor tahanan

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right]$$

Pemeriksaan Rasio Tulangan Tarik

$$\rho \text{ b} = \frac{0,85 \cdot f'c}{f_y} 0,85 \frac{600}{600+f_y}$$

$$\rho \text{ max} = 0,75 \rho \text{ b}$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{f_y}$$

Luas Tulangan Pokok

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

Tulangan Susut

$$A_s = 0,002 \times b \times h$$

Pemeriksaan d pakai

$$d_{\text{pakai}} = h - \text{selimut beton} - 1/2 \phi_{\text{tulangan pokok}}$$

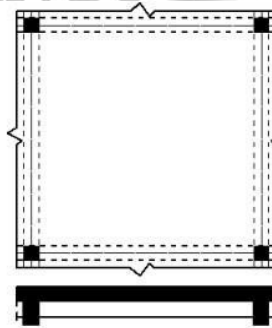
Kontrol

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b}$$

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_R > \phi M_n$$

b) Sistem Pelat Dua Arah



Gambar 2. 9 Pelat Dua Arah

(Sumber: Raharja, 2019)

Struktur pelat beton yang ditopang di keempat sisinya. Rasio antara bentang panjang terhadap bentang pendeknya kurang dari dua, maka pelat tersebut adalah sistem pelat dua arah. Dalam hal ini analisis boleh diasumsikan bahwa pelat merupakan balok lebar atau pendek, yang bersama-sama dengan kolom di atas dan bawahnya membentuk portal kaku.

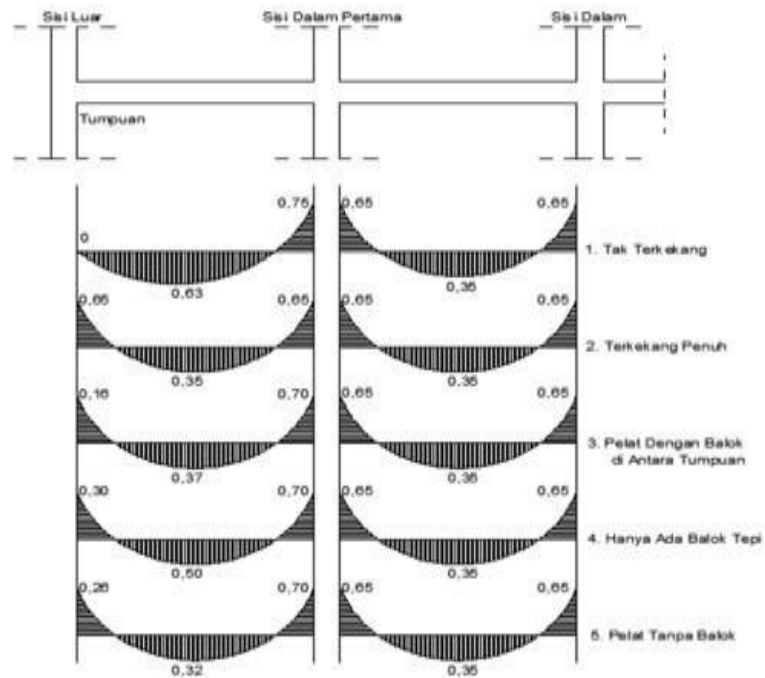
Peraturan SNI memberikan beberapa metode pendekatan dalam melakukan analisis dan desain suatu sistem struktur pelat dua arah yaitu:

Metode Perencanaan Langsung (Direct Design Method, DDM)

Metode ini dibatasi untuk sistem pelat yang dibebani oleh beban terdistribusi merata, serta tertumpu oleh kolom-kolom dalam jarak yang sama. Metode perencanaan langsung ini menggunakan koefisien untuk menentukan besarnya momen rencana pada lokasi-lokasi kritis.

Tabel 2. 2 Distribusi Momen Pada Pelat Dua Arah

	Tepi Eksterior Tak Terkekang	Slab dengan Balok di antara Semua Tumpuan	Pelat tanpa Balok diantara Tumpuan Interior		Tepi Eksterior Terkekang Penuh
			Tanpa Balok Tepi	Dengan Balok Tepi	
Momen Terfaktor Negatif Interior	0,75	0,70	0,70	0,70	0,65
Momen Terfaktor Positif	0,63	0,57	0,52	0,50	0,35
Momen Terfaktor Negatif eksterior	0	0,16	0,26	0,30	0,65



Gambar 2. 10 Distribusi Momen Statik Total Menjadi Momen Positif dan Negatif

$$M_o = \frac{q_u L_2 L_n^2}{8} \quad (3.18)$$

Keterangan:

M_o = Momen Total Statik (Nm)

L_2 = Rencana Lebar Pelat Per Meter (m)

L_n = Jarak Bentang Bersih Pelat (m)

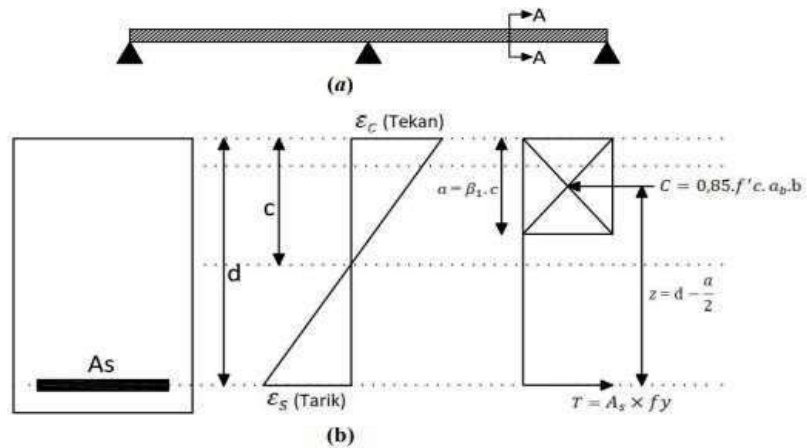


Gambar 2. 11 Koefesien Moemn Pelat Dua Arah dengan Balok di Antara Semua Tumpuan (Lajur Kolom)

Tabel 2. 3 Momen pada Pelat Dua Arah Lajur Kolom

	Koefisien Momen Panel Luar	Koefisien Momen Panel Dalam
	$Mu = 0,16Mo$ (Tumpuan)	$Mu = 0,65Mo$ (Tumpuan)
	$Mu = 0,57Mo$ (Lapangan)	$Mu = 0,35Mo$ (Lapangan)
	$Mu = 0,70Mo$ (Tumpuan)	$Mu = 0,65Mo$ (Tumpuan)

Sumber: Raharja, 2019



Gambar 2. 12 (a) pelat dan tumpuan (b) diagram tegangan yang terjadi di serat pelat

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

$$\frac{c}{d} = \frac{0,003}{0,003 + f_y/E_s} \quad (3.19)$$

Atau jika nilai E, diambil sebesar 200000 Mpa, maka

$$c = \left(\frac{600}{600 + f} \right) d \quad (3.20)$$

Dari gambar 2.7 (b) diatas dengan menggunakan persamaan kesetimbangan gaya, maka dapat dituliskan:

$$C = T$$

$$0,85. f'c. a. b = A_s. f_y \quad (3.21)$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} \quad (3.22)$$

Rasio penulangan atau rasio baja, adalah perbandingan antara jumlah luas tulangan baja tarik (A_s) terhadap luas efektif penampang (lebar b x tinggi efektif d)

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (3.23)$$

Persamaan diatas distitusikan pada persamaan (3-4):

$$0,85. f'c. a. b = \rho. b. d. f_y$$

$$(3.24)$$

Atau

$$\rho b = \frac{0,85.f'c}{d \times f_y} a = \frac{0,86.f'c.b}{d \times f_y} \beta_1 c \quad (3.25)$$

Selanjutnya substitusikan nilai c dari persamaan (2-3), untuk mendapatkan persamaan umum rasio tulangan seimbang, ρ_b :

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'c}{d \cdot x \cdot f_y} \beta_1 = \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (3.26)$$

Momen nominal untuk tulangan baja

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) \quad (3.27)$$

Langkah-Langkah Perencanaan Penulangan Pelat

Catatan: untuk penulangan pelat direncanakan tiap 1m lebar pelat

$$k = \frac{M_u}{\phi \cdot x \cdot b \cdot d^2} \quad (3.28)$$

Dimana k adalah faktor tahanan

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right] \quad (3.29)$$

Pemeriksaan Rasio Tulangan Tarik

$$\rho = \omega \frac{f'c}{f_y} \quad (3.30)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'c}{f_y} = 0,85 \frac{600}{600 + f_y} \quad (3.31)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b \quad (3.32)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.33)$$

Luas Tulangan Pokok

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \quad (3.34)$$

Tulangan Susut

$$A_s = 0,002 \cdot b \cdot x \cdot h \quad (3.35)$$

Pemeriksaan d pakai

$$d_{pakai} = h - \text{selimut beton} - 1/2 \phi_{tulangan\ pokok} \quad (3.36)$$

Kontrol

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot x \cdot b} \quad (3.37)$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.38)$$

$$M_R > \phi M_n \quad (3.39)$$

2.5.3.2 Pengertian Balok

Balok dikenal sebagai elemen lentur, yaitu elemen struktur yang dominan memikul gaya dalam berupa momen lentur dan juga geser. Balok beton adalah

bagian dari struktur bangunan yang berfungsi untuk menopang lantai di atasnya, balok juha berfungsi sebagai penyalur momen menuju kolom-kolom.

Balok merupakan bagian struktur yang digunakan sebagai dudukan lantai dan pengikat kolom lantai atas. Fungsinya adalah sebagai rangka penguat horizontal bangunan akan beban-beban. Apabila suatu gelagar balok bentangan sederhana menahan beban yang mengakibatkan timbulnya momenlentur akan terjadi deformasi (regangan) lentur di dalam balok tersebut. Regangan-regangan balok tersebut mengakibatkan timbulnya tegangan yang harus ditahan oleh balok, tegangan tekan disebelah atas dan tegangan tarik di bagian bawah. Agar stabilitas terjamin, batang balok sebagai bagian dari sistem yang menahan lentur harus kuat menahan tegangan tekan dan tegangan tarik tersebut karena tegangan baja dipasang di daerah tegangan tarik bekerja.

2.5.3.2.1 Tulangan Lentur

Berdasarkan pasal 18.6.3.2 SNI 2847:2019 kekuatan momen positif pada muka join harus tidak kurang dari setengah kekuatan momen negative (pada daerah desak tumpuan $M_u = 0,5 M_u \text{ baru}$). Kekuatan momen negatif atau positif pada sebarang penampang sepanjang panjang komponen struktur tidak boleh kurang dari seperempat kekuatan momen maksimum yang disediakan (pada daerah Tarik maupun desak lapangan $M_u = 0,25 M_u \text{ baru}$)

$$R_n \text{ perlu} = \frac{M_u \text{ baru}}{0,9 \times b_w \times d^2} \quad (3.40)$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right] \quad (3.41)$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} \text{ atau } \rho \text{ min} = \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{f_y} \quad (3.42)$$

untuk balok $\rho \leq 0,025$. Paling sedikit dua batang tulangan harus disediakanmenerus pada kedua sisi atas dan bawah.

Luas tulangan yang diperlukan:

$$A_s \text{ perlu} = \rho \text{ perlu} \cdot b_w \cdot d \quad (3.43)$$

Jumlah tulangan

$$\frac{A_s \text{ perlu}}{LUas \ 1 \ tulangan} \text{ (pembulatan k atas)} \quad (3.44)$$

Menentukan a dan c:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} \text{ dan } c = \frac{\alpha}{\beta_1} \quad (3.45)$$

Menghitung ε_t

$$\varepsilon_t = 0,003 \left(\frac{d_t - c}{c} \right) \quad (3.46)$$

Memeriksa syarat ΦM_n (momen desain) $> M_u$ baru (momen terfaktor)

2.5.3.2.2 Tulangan Geser

Pasal 18.6.5.1 SNI 2847:2019 menyatakan bahwa gaya geser desain, V_e , harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antara muka-muka join. Harus diasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin, M_{pr} , bekerja pada muka-muka join dan bahwa komponen struktur dibebani dengan beban gravitasi *tributary area* terfaktor sepanjang bentangnya.

Nilai kuat lentur maksimum tulangan:

$$M_{pr} = A_s 1,25 f_y \left(d - 0,59 \frac{A_s 1,25 f_y}{f'c \cdot b w} \right) \quad (3.47)$$

Dengan M_{pr} = kuat lentur maksimum tulangan

Gaya geser akibat gempa dihitung dengan persamaan:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{W_u \cdot l_n}{2} \quad (3.48)$$

Pasal 18.6.5.2 SNI 2847:2019 menyatakan bahwa pada daerah sendi plastis, $V_c = 0$ bila keduanya terjadi:

a. Gaya geser ditimbulkan gempa yang dihitung mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam l_o .

b. Gaya tekan aksial terfaktor,

$$P_u = A_g f'c / 10 \quad (3.49)$$

Jika kontribusi geser dari beton $V_c \neq 0$, pasal 22.5.5.1 SNI 2847:2019 menetapkan kuat geser beton untuk komponen struktur yang dikenai geser dan lentur sebagai berikut:

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.50)$$

dengan $\lambda = 1$ untuk beton normal.

Kuat geser nominal yang harus ditahan oleh tulangan geser dihitung dengan persamaan:

$$V_s = \frac{vu}{\phi} \quad (3.51)$$

Dengan nilai V_s max:

$$V_s \text{ max} = 2/3 \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.52)$$

Spasi tulangan geser sesuai pasal 22.5.10.5.3 SNI 2847:2019 dihitung dengan persamaan:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \quad (3.53)$$

2.5.3.3 Pengertian Kolom

Kolom adalah komponen struktur dengan rasio tinggi terhadap dimensi lateral terkecil melebihi 3 yang digunakan terutama untuk mendukung beban aksial tekan. (SNI 2847-2019)

Dalam menghitung momen beban gravitasi pada kolom diizinkan untuk mengasumsikan ujung kolom yang dibangun menyatu dengan struktur sebagai terjepit.

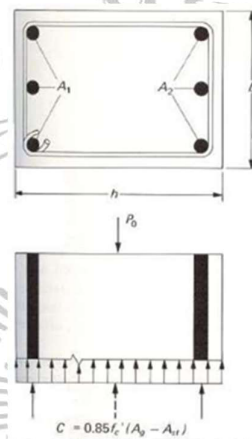
Dalam buku struktur beton bertulang (Istimawan Dipohusodo, 1994), ada tiga jenis kolom beton bertulang yaitu:

1. Kolom menggunakan pengikat sengkang lateral. Kolom ini merupakan kolom beton yang ditulangi dengan batang tulangan pokok memanjang, yang pada jarak spasi tertentu diikat dengan pengikat sengkang ke arah lateral. Tulangan ini berfungsi untuk memegang tulangan pokok memanjang agar tetap kokoh pada tempatnya.
2. Kolom menggunakan pengikat spiral. Bentuknya sama dengan yang pertama hanya saja sebagai pengikat tulangan pokok memanjang adalah tulangan spiral yang dililitkan keliling membentuk heliks menerus disepanjang kolom. Fungsi dari tulangan spiral adalah memberi kemampuan kolom untuk menyerap deformasi cukup besar sebelum runtuh, sehingga mampu mencegah terjadinya kehancuran seluruh struktur sebelum proses redistribusi momen dan tegangan terwujud.

3. Struktur kolom komposit, merupakan komponen struktur tekan yang diperkuat pada arah memanjang dengan gelagar baja profil atau pipa, dengan atau tanpa diberi batang tulangan pokok memanjang.

2.5.3.3.1 Kolom Pendek Eksentrisitas Kecil

Menurut Nawi (1990), apabila kolom runtuh dengan kegagalan materialnya yaitu lelehnya tulangan baja dan hancurnya beton, maka kolom digolongkan sebagai kolom pendek. Apabila kolom bertulang pendek hanya dibebani gaya aksial secara konsentrik, maka kolom akan memberikan reaksi/perlawanan (kolom mempunyai kekuatan) dalam 2 komponen, yaitu:



Gambar 2. 13 Gaya Aksial Konsentrik pada Kolom

- a) Sumbangan Beton: $Cc = 0,85 \cdot f'c \cdot (Ag - Ast)$
 Dimana: Ag = Luas penampang kolom total (termasuk luas penampang tul.)
 Ast = Luas total penampang tulangan

Penggunaan nilai 0,85 pada kekuatan kolom dari sumbangan beton disadari atas adanya perbedaan kuat tekan beton pada elemen struktur aktual terhadap kuat tekan beton silinder $f'c$.

b) Sumbangan Baja: $T_s = f_y \cdot A_{st}$

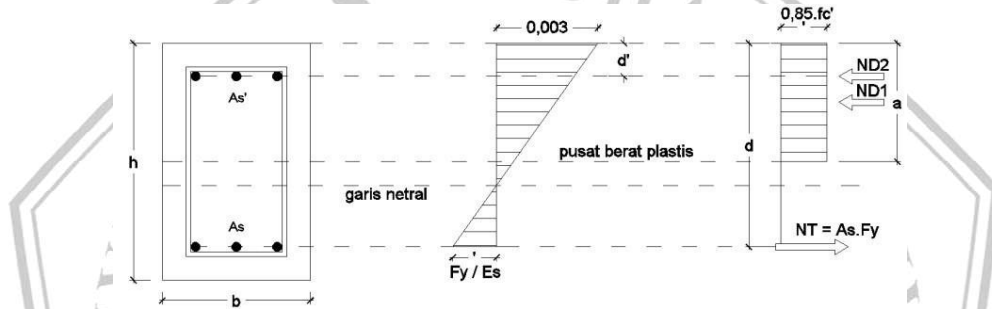
Sehingga kekuatan nominal total kolom pendek yang dibebani secara aksial adalah:

$$P_n = P_o = C_c + T_s = 0,85 \cdot f'_c(A_g - A_{st}) + F_y \cdot A_{st} \quad (3.55)$$

Pada kondisi di lapangan cukup sulit dipastikan bahwa gaya aksial yang bekerja pada kolom dalam keadaan konsentrik, sehingga pada perencanaan perlu diperhitungkan eksentrisitas minimum.

Eksentrisitas minimum tersebut harus diambil minimal:

- 0,1 lebar kolom untuk kolom dengan tulangan pengikat sengkang
- 0,05 lebar kolom untuk kolom dengan tulangan pengikat spiral



Gambar 2. 14 Keadaan Seimbang Diagram Tegangan Regangan Kolom

Perhitungan eksentris minimum dapat dihindari (boleh tidak dilakukan) bila kekuatan penampang P_o direduksi sebesar 15% untuk kolom dengan pengikat spiral dan 20% untuk kolom dengan pengikat sengkang. Sehingga kekuatan nominal penampang kolom setelah direduksi untukantisipasi eksentrisitas minimum menjadi (SNI 2847-2019 Pasal 22.4.2.2)

$$P_o = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c(A_g - A_{st}) + F_y \cdot A_{st} \quad (3.56)$$

Dengan:

$\phi = 0,80$ untuk sengkang persegi

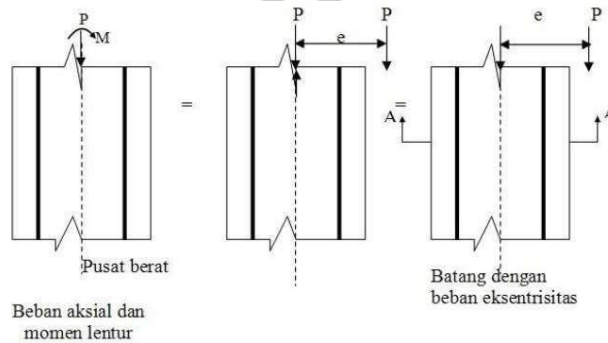
$\phi = 0,85$ untuk sengkang spiral $A_g =$ Luas total penampang kolom

$A_{st} =$ Tulangan baja

Pada kondisi di lapangan dapat digunakan rasio tulangan memanjang, ρ_g , sebesar 1% hingga maksimum 8% terhadap luas penampang kolom beton.

2.5.3.3.2 Kolom Pendek Eksentrisitas Besar

Pada saat kolom diberi beban tekan eksentris dengan eksentrisitas yang besar, maka akan terjadi keruntuhan tarik. Keruntuhan tarik pada kolom diakibatkan oleh luluhnya tulangan baja dan hancurnya beton pada saat regangan tulangan baja melampaui $\epsilon_y = f_y/E_s$. Dalam kasus ini kuat tekan nominal penampang, P_n akan lebih kecil dari P_b , atau eksentrisitas, $e = M_n/P_n$ lebih besar dari eksentrisitas pada kondisi seimbang, e_b .



Gambar 2. 15 Ilustrasi Kolom Bereksentris

Kesetimbangan gaya-gaya, $\sum H = 0$, pada penampang kolom pendek dengan beban aksial eksentrisitas besar adalah sebagai berikut:

$$P_n = ND_1 + ND_2 - NT \quad (3.57)$$

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c ab + A'_s F'_s - A_s F_s \quad (3.58)$$

Apabila tulangan tekan dan tarik eksentris, $A_s = A'_s$, maka:

$$P_n = 0,85 f'_c ab \quad (3.59)$$

Nilai kesetimbangan momen terhadap titik berat geometris dimana jarak e ditentukan, menghasilkan persamaan berikut:

$$M_n = P_n e$$

$$P_n e = 0,85 \cdot f'_c ab \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_y \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_s \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$P_n e = 0,85 \cdot f'_c ab \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s (d - d') \quad (3.60)$$

Dengan melakukan substitusi nilai $P_n e$ didapatkan persamaan:

$$P_n e = P_n \left(\frac{h}{2} - \frac{pn}{1,70 f'_c b} \right) + A_s f_s (d - d') \quad (3.61)$$

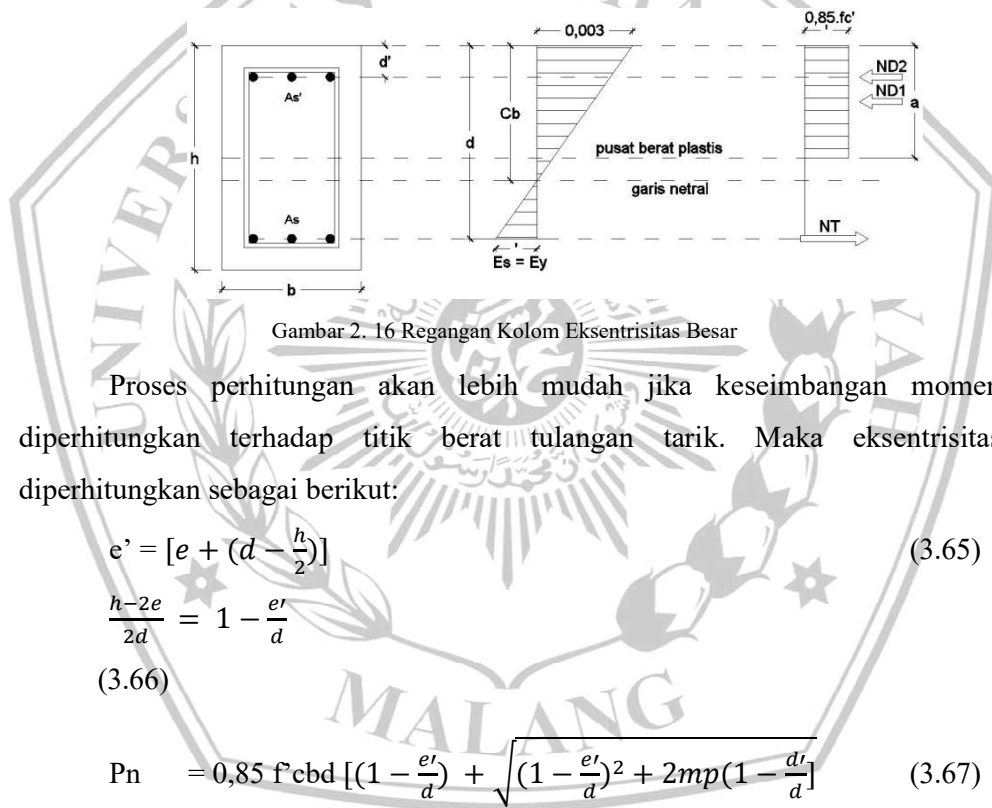
$$\frac{P_n^2}{1,70 f'c} - P_n \left(\frac{h}{2} - e \right) - A_s F_s (d - d') = 0 \quad (3.62)$$

Dari persamaan (3-63) dan (3-64) didapatkan persamaan untuk P_n sebagai berikut:

$$P_n = 0,85 f'c b \left[\left(\frac{h}{2} - e \right) + \sqrt{\left(\frac{h}{2} - e \right)^2 + \frac{2A_s f_y (d - d')}{0,85 f'c}} \right] \quad (3.63)$$

Jika nilai $m = \frac{f_y}{0,85 f'c b}$ dan $\rho = \rho' = \frac{A_s}{bd}$ maka nilai P_n dapat disusun ulang dan diperoleh nilai sebagai berikut:

$$P_n = 0,85 f'c b \left[\left(\frac{h - 2e}{2d} \right) + \sqrt{\left(\frac{h - 2e}{2d} \right)^2 + 2mp \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] \quad (3.64)$$



Gambar 2. 16 Regangan Kolom Eksentrisitas Besar

Proses perhitungan akan lebih mudah jika keseimbangan momen diperhitungkan terhadap titik berat tulangan tarik. Maka eksentrisitas diperhitungkan sebagai berikut:

$$e' = \left[e + \left(d - \frac{h}{2} \right) \right] \quad (3.65)$$

$$\frac{h - 2e}{2d} = 1 - \frac{e'}{d}$$

(3.66)

$$P_n = 0,85 f'c b d \left[\left(1 - \frac{e'}{d} \right) + \sqrt{\left(1 - \frac{e'}{d} \right)^2 + 2mp \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] \quad (3.67)$$

2.5.3.3 Asumsi Desain dan Faktor Reduksi Kekuatan

Dalam perencanaan elemen kolom, ada beberapa asumsi desain yang diisyaratkan dalam SNI 2847:2013 Pasal 22.2, diantaranya adalah:

- Regangan pada beton dan baja dianggap proporsional terhadap jarak kesumbu netral.
- Kesetimbangan gaya dan kompatibilitas regangan harus dipenuhi.

- c) Regangan tekan maksimum pada beton dibatasi sebesar 0,003.
- d) Kekuatan beton di daerah tarik dapat diabaikan.
- e) Tegangan pada tulangan baja adalah $f_s = \varepsilon E_s < f_y$
- f) Blok tegangan beton dianggap berbentuk persegi sebesar $0,85f'_c$ yang terdistribusi merata dari serat tekan terluar hingga setinggi $a = \beta_1 c$, dengan c adalah jarak dari serat tekan terluar ke sumbu netral penampang. Nilai β_1 adalah 0,85, jika $f'_c < 30 \text{ MPa}$. Nilai β_1 akan berkurang 0,05 setiap kenaikan 7 Mpa, namun tidak boleh diambil kurang dari 0,65.

Faktor reduksi kekuatan ϕ , dapat bervariasi tergantung beberapa kondisi:

- Apabila $P_u = \phi P_n \geq 0,1f'_c A_g$, maka $\phi = 0,65$ untuk kolom dengan sengkang persegi, dan $\phi = 0,75$ untuk kolom dengan sengkang spiral. Kondisi ini terjadi apabila keruntuhan yang direncanakan adalah keruntuhan tekan.
- Penampang dengan regangan tarik tulangan baja terluar, ε_t , berada antara 0,002 dan 0,005 (daerah transisi). Nilai ϕ akan bervariasi antara 0,90 dan 0,80 atau 0,85.

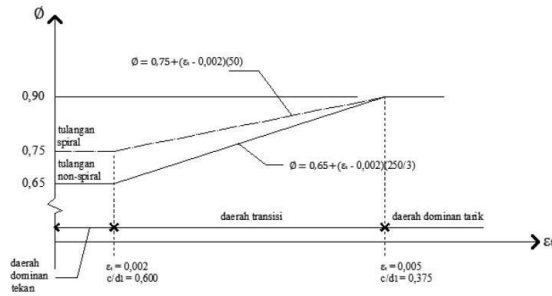
$$\phi = 0,75 + (\varepsilon_t - 0,002)(50) \quad (\text{untuk tulangan spiral})$$

$$\phi = 0,65 + (\varepsilon_t - 0,002)\left(\frac{250}{3}\right) \quad (\text{untuk tulangan non-spiral})$$

Sebagai alternatif, nilai ϕ pada daerah transisi dapat ditentukan sebagai rasio c/d_1 untuk $f_y = 400 \text{ MPa}$ sebagai berikut:

$$\phi = 0,75 + 0,15 \left[\frac{1}{c/d_1} - \frac{5}{3} \right] \quad (\text{untuk tulangan spiral})$$

$$\phi = 0,65 + 0,25 \left[\frac{1}{c/d_1} - \frac{5}{3} \right] \quad (\text{untuk tulangan non-spiral})$$



Gambar 2. 17 Variasi Nilai ϕ Terhadap Nilai Regangan Tarik Tulangan Baja

(Sumber : SNI 2847 2019)

Dengan:

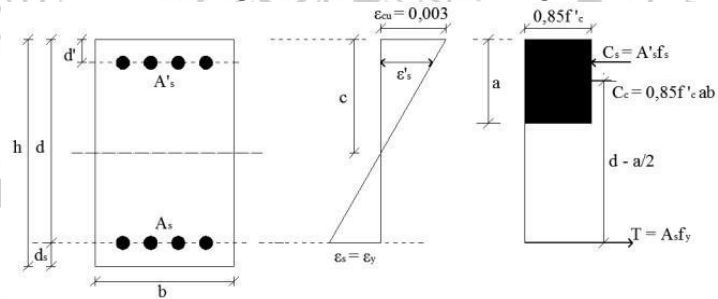
c = tinggi sumbu netral pada kuat nominal

$d1$ = jarak dari serat tekan beton terluar ke tulangan tarik terluar

- Jika $P_u = 0$ atau kasus lentur murni, maka $\phi = 0,90$ untuk penampang terkendali tarik, dan bervariasi antara 0,90 dan 0,65 atau 0,75 untuk penampang pada daerah transisi.

2.5.3.3.4 Jenis-jenis Keruntuhan Pada Kolom

a. Kolom dengan Keruntuhan Seimbang



Gambar 2. 18 Diagram Regangan dan Tegangan Kolom dengan Keruntuhan Seimbang

Pada saat bersamaan tulangan baja tarik mengalami regangan leleh $\epsilon_s = \epsilon_y$ dan beton mengalami regangan batasnya $\epsilon_{cu} = 0,003$. ($P_n = P_{nb}$)

Garis netral pada kondisi seimbang

$$\frac{cb}{d} = \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{E_s}} \quad (3.68)$$

Atau jika nilai E, diambil sebesar 200.000 Mpa, maka:

$$Cb = \left(\frac{600}{600 + fy}\right) d \quad (3.69)$$

$$ab = \beta_1 \cdot Cb = \left(\frac{600}{600 + fy}\right) \beta_1 \cdot d \quad (3.70)$$

$$f's = E_s \epsilon'_s = 600 \left(\frac{c-d'}{c}\right) \leq fy \quad (3.71)$$

Kapasitas penampang:

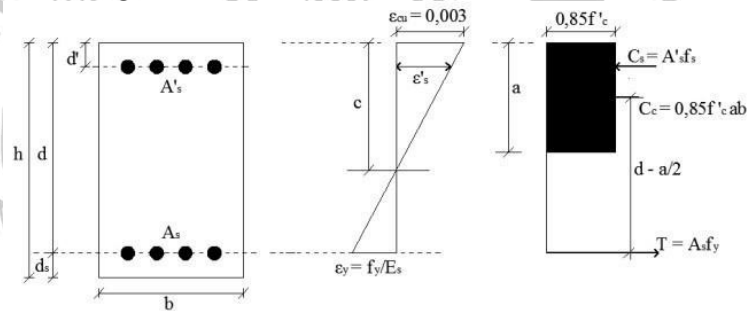
$$P_n = 0,85f'c a b b_s + A's f'y - A_s \cdot fy \quad (3.72)$$

$$M_{nb} = P_{nb} e_b = 0,85f'c' a b b (y-ab/2) + A's f'y (y-d) + A_s \cdot fy (d-y) \quad (3.73)$$

Eksentrisitas pada kondisi seimbang:

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} \quad (3.74)$$

b. Kolom dengan Keruntuhan Tarik



Gambar 2. 19 Diagram Regangan Tegangan Kolom dengan Keruntuhan Seimbang

Lelehnya tulangan tarik baja dan hancurnya beton pada saat tulangan baja melampaui $\epsilon_y = fy/Es$, eksentrisitas yang terjadi adalah: $e > e_b$ atau ($P_n < P_{nb}$).

Apabila tegangan pada tulangan tekan sudah leleh, $A's = A_s$:

$$P_n = 0,85 \cdot f'c ab + (A's f'_s - A_s f_s)$$

$$P_n = 0,85 \cdot f'c ab$$

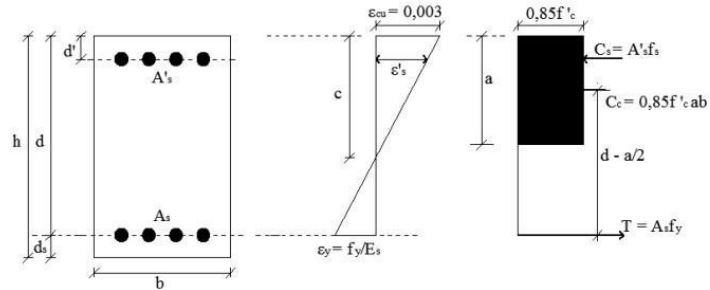
$$P_n = 0,85 \cdot f'c ab \left(y - \frac{a}{2}\right) + (A's f'_s (y - d') - A_s f_s (d - y))$$

$$M_{nb} = 0,85 \cdot f'c ab \left(y - \frac{a}{2}\right) + A_s f_s (d - d') \quad (3.75)$$

Jika, $m = \frac{fy}{0,85 \cdot f'c b}$ dan $\rho = \rho' = \frac{A_s}{bd}$ maka:

$$P_n = 0,85 f'cbd \left[\left(\frac{h-2e}{2d} \right) + \sqrt{\left(\frac{h-2e}{2d} \right)^2 + 2mp \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] \quad (3.76)$$

c. Kolom dengan Keruntuhan Tekan



Gambar 2. 20 Diagram Regangan dan Tegangan Kolom dengan Keruntuhan Seimbang

Beton akan mengalami hancur sedangkan tulangan tarik baja belum leleh. Eksentrisitas yang terjadi adalah: $e > e_b$ atau $(P_n > P_{nb})$.

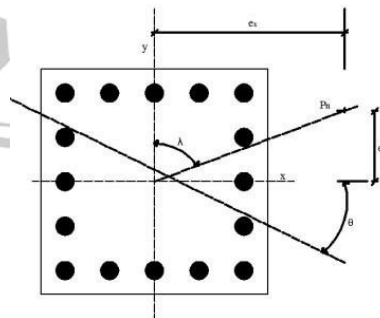
Langkah-langkah rumus hamper sama dengan keruntuhan seimbang maupun keruntuhan tarik, hanya saja yang membedakan dari rumus kapasitas penampangnya.

Persamaan Whitney:

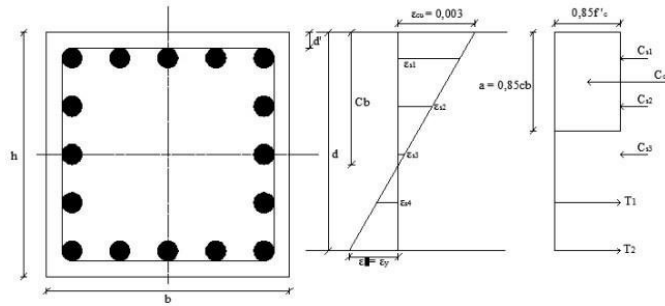
$$P_n = \frac{A_s F_s}{\left[\frac{e}{d-d'} \right]} + \frac{b \cdot h \cdot f'c}{\left(\frac{3h \cdot e}{d^2} + 1,18 \right)} \quad (3.77)$$

2.5.3.3.5 Kolom Tulangan Samping engan Lentur Dua Arah (*Biaxial Bending*)

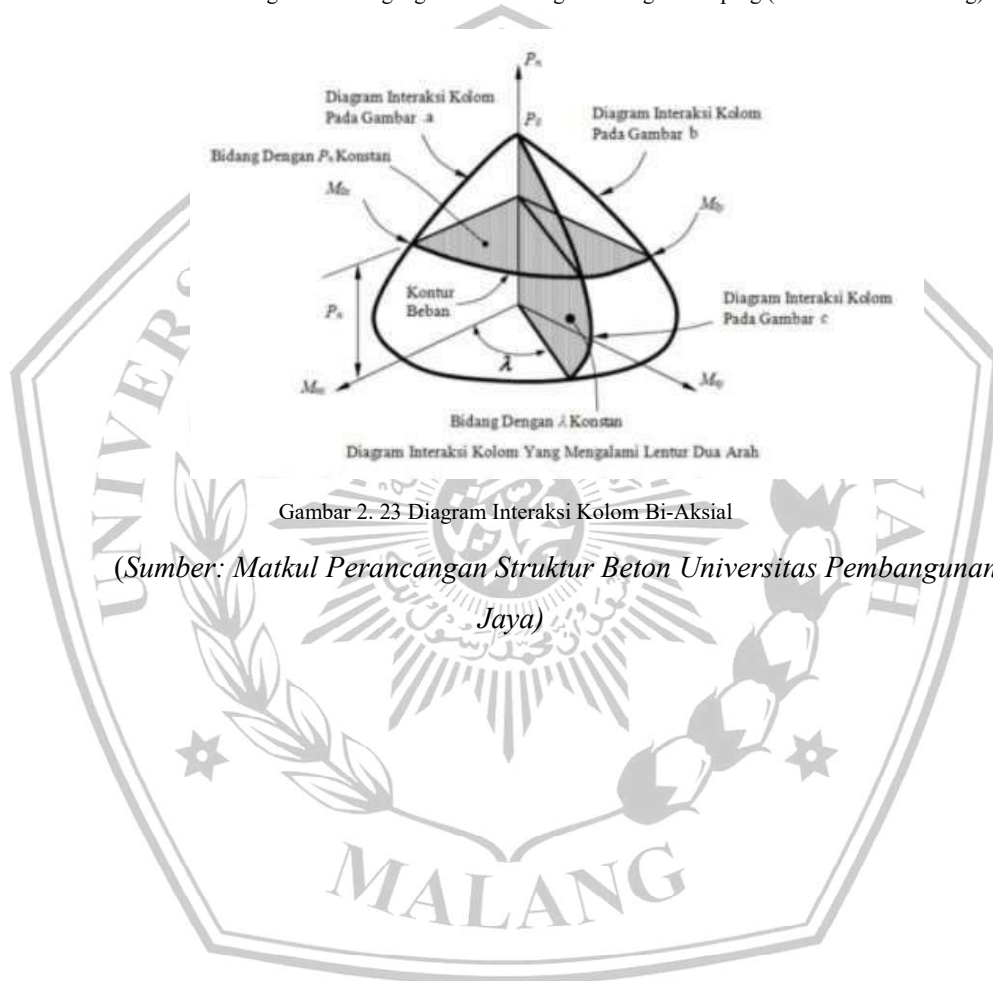
Kolom dengan lentur dua arah dapat terjadi apabila P_n bekerja pada sumbu y dengan eksentrisitas sebesar e_y akan menghasilkan momen terhadap sumbu x yang besarnya $M_{ny} = P_n e_y$, P_n Atau dapat juga bekerja pada sumbu x dengan eksentrisitas sebesar e_x akan menghasilkan $M_{nx} = P_n e_x$.



Gambar 2. 21 Gambar Kolom Lentur Dua Arah



Gambar 2. 22 Gambar Diagram dan Regangan Kolom dengan Tulangan Samping (Keruntuhan Seimbang)



Gambar 2. 23 Diagram Interaksi Kolom Bi-Aksial

(Sumber: *Matkul Perancangan Struktur Beton Universitas Pembangunan Jaya*)

Langkah-langkah perhitungan kolom biaksial:

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f'_c}$$

$$I_k = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$I_b = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$r = 0,3 \times h^3 \times h$$

$$\frac{E \cdot I_k}{L_k}$$

$$\frac{E \cdot I_b}{L_b}$$

$$\psi_A = 0$$

$$\psi_B = \frac{\sum \frac{E \cdot I_k}{L_k}}{\sum \frac{E \cdot I_b}{L_b}}$$

$$\frac{k \cdot l_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

Perhitungan Kolom Pendek Ekuivalen

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

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{d}{2}\right)$$

$$M_R = \phi M_n$$

$$M_R > M_u \text{ (OK)}$$

Pemeriksaan P_u terhadap beban pada keadaan seimbang ϕP_{nb}

$$C_b = \left(\frac{600}{600 + f_y}\right) d$$

$$a_b = \beta_1 \cdot C_b$$

$$f_s = 600 \left(\frac{c-d'}{c}\right)$$

$$\phi P_{nb} = 0,65(0,85 f'_c a_b + A_s f_s - A_s \cdot f_s)$$

Pemeriksaan kekuatan penampang:

$$m = \frac{fy}{0,85.f'c b}$$

$$\rho = \frac{As}{bd}$$

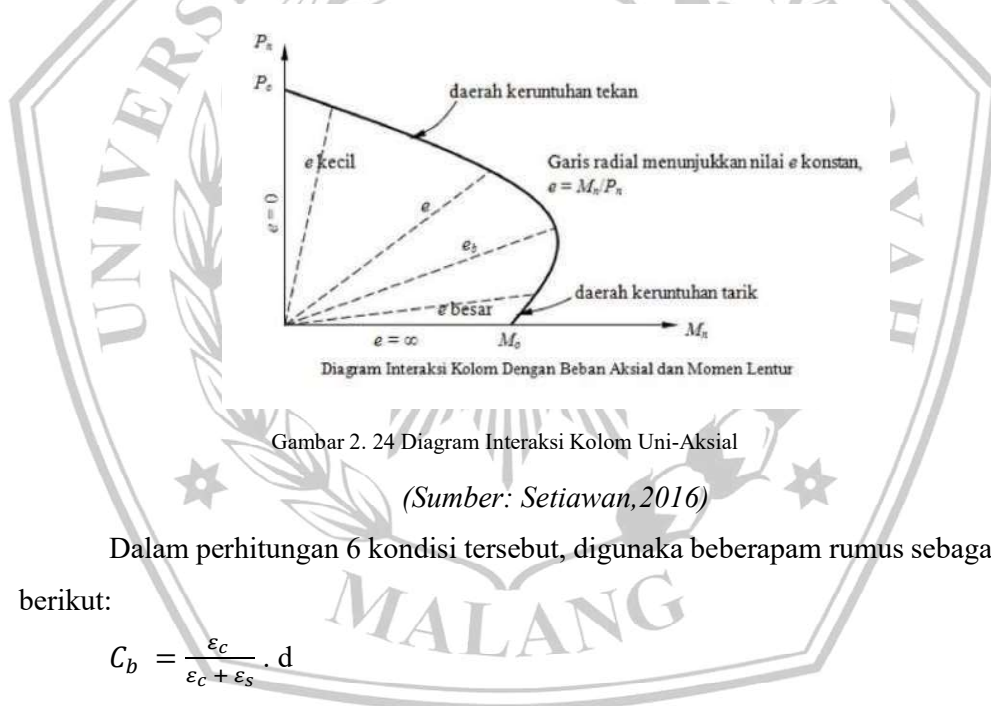
$$P_n = 0,85 f'c b d \left[\left(\frac{h-2e}{2d} \right) + \sqrt{\left(\frac{h-2e}{2d} \right)^2 + 2mp \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] 10^{-3}$$

$$\phi P_n = 0,65 . P_n$$

$$\phi P_n = P_u \text{ (OK)}$$

2.5.3.3.6 Diagram Interaksi Kolom Uni-Aksial

Diagram interaksi kolom dibuat dalam 6 kondisi yaitu kondisi berimbang (balance), kondisi patah desak (compression failure), kondisi patah tarik (tension failure), kondisi lentur murni ($P_n = 0$), kondisi tarik murni, dan kondisi $M_n = 0$.



Gambar 2. 24 Diagram Interaksi Kolom Uni-Aksial

(Sumber: Setiawan, 2016)

Dalam perhitungan 6 kondisi tersebut, digunakan beberapam rumus sebagai berikut:

$$C_b = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s} . d$$

$$\epsilon_s = \epsilon_c \frac{d - c}{c}$$

$$f_s = \epsilon_c E_s \frac{d - c}{c} \leq fy$$

$$\epsilon_{s'} = \epsilon_c \frac{c - d'}{c}$$

$$f_s = \epsilon_c E_s \frac{c - d'}{c} \leq fy$$

$$ab = \beta_1 cb$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a_b b$$

$$C_s = A_s'(f' - 0,85 \cdot f'_c)$$

$$T_s = A_s f_y$$

$$P_{nb} = C_c + C_s - T_s$$

$$M_{nb} = C_c(0,5h - 0,5a_b) + C_s(0,5h - d_s) - T_s(0,5h - d')$$

$$PT = A_s \text{ total} \cdot f_y$$

$$P_o = (0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot h) + A_s \text{ total}(f_y - 0,85 \cdot f'_c)$$

Dimana:

a_b = Tinggi blok tegangan

E_s = Modulus elastisitas tulangan baja

ε_c = Regangan beton

ε_s = Regangan baja

d = Jarak dari serat tekan ke pusat tulangan tarik longitudinal

f_s = Tegangan tarik baja tulangan

f_y = Kekuatan leley yang disyaratkan

c = Jarak dari serat tekan ke sumbu netral

C_b = Jarak dari serat tekan beton terluar ke sumbu tinjauan

C_s = Besarnya nilai terkendali teka baja

C_c = Besarnya nilai terkendali tekan beton

T_s = Besarnya nilai terkendali tarik baja

P_{nb} = Kuat desak nominal

PT = Kuat tarik murni

P_o = Beban aksial murni

M_{nb} = Momen nominal

2.5.3.3.7 Batasan Rasio Kelangsingan

Batasan antara kolom pendek dan kolom panjang sangat ditentukan oleh rasio kelangsingannya. Batasan tersebut diberikan dalam SNI 2847:2019 Pasal 6.2.5 menyatakan bahwa kelangsingan boleh diabaikan dalam kasus berikut:

- Untuk komponen struktur tekan yang tidak dibresing terhadap goyangan menyamping (elemen struktur tekan bergoyang)

$$\frac{K_l u}{r} < 22 \quad (3.78)$$

- Untuk komponen struktur tekan yang dibresing terhadap goyangan menyamping (elemen struktur tekan bergoyang)

$$\frac{Klu}{r} < 24 - 12 \left[\frac{M_1}{M_2} \right] \leq 40 \quad (3.79)$$

Dimana:

K = Faktor Panjang efektif kolom

lu = Panjang kolom yang ditopang

r = Jari-jari potongan lintang kolom = $\sqrt{\frac{I}{A}}$

Dimana M_1 dan M_2 adalah momen ujung terfaktor pada kolom, dengan $M_2 > M_1$. Rasio $\frac{M_1}{M_2}$ bernilai positif apabila terjadi kelengkungan tunggal, dan bernilai negative apabila terjadi kelengkungan ganda.

2.5.3.3.8 Panjang Efektif Kolom

Panjang efektif kolom merupakan fungsi dari dua buah faktor utama, yaitu:

- a) Panjang tak terkekang, l_u , merupakan tinggi tak terkekang kolom antara dua lantai tingkat. Nilai ini diukur dari jarak bersih antar pelat lantai, balok, ataupun elemen struktur lain yang memberikan kekangan lateral pada kolom.
- b) Faktor panjang efektif, k , adalah rasio antara jarak dua titik dengan momen nol terhadap panjang tak terkekang dari elemen kolom tersebut. Kolom dengan tumpuan kedua ujung berupa sendi, dengan panjang tak terkekang sebesar l_u , dan jarak antara dua titik yang memiliki momen sama dengan nol adalah l_u , memiliki faktor panjang efektif, $k = l_u/l_u = 1,0$. Jika kedua tumpuan ujung adalah jepit, momen nol terjadi pada jarak $l_u/4$ dari kedua tumpuan, sehingga $k = 0,5 l_u/l_u = 0,5$. Nilai k dapat ditentukan pula dengan menggunakan nomogram dengan terlebih dahulu menghitung faktor tahanan ujung ψ_A dan ψ_B pada sisi atas dan bawah dari kolom.

$$\psi_B = \frac{\sum EI/l_{ckolom} \frac{Klu}{r}}{\sum EI/l_{cbalok} \frac{Klu}{r}} \quad (3.80)$$

Dalam perhitungan nilai ψ tersebut, dibutuhkan besaran jari-jari girasi penampang yang nilainya sangat ditentukan oleh modulus elastisitas dan momen inersia penampang. Untuk modulus elastisitas beton bertulang dapat diambil menggunakan persamaan empiris:

$$E_c = 0,043 \cdot w^{1,5} \sqrt{f_c'} \quad (3.81)$$

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f_c'} \quad (3.82)$$

Nilai momen inersia penampang dapat direduksi seperti dicantumkan dalam peraturan SNI 2847:201 Pasal 6.6.3.1.1, sebagai berikut:

Elemen Struktur Tekan:

Kolom $I = 0,70 I_g$

Dinding Geser (tidak retak) $I = 0,70 I_g$

Dinding Geser (retak) $I = 0,35 I_g$

Elemen Struktur Lentur:

Balok $I = 0,35 I_g$

Pelat datar dan slab datar $I = 0,25 I_g$

Dengan I_g adalah momen inersia bruto dari penampang. Cara alternatif, momen inersia untuk elemen struktur tekan dan lentur dapat dihitung dengan persamaan berikut:

Untuk elemen struktur tekan:

$$I = (0,80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}) (1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0,5 \frac{P_u}{P_o}) I_g \leq 0,875 I_g \quad (3.83)$$

Dengan P_u dan M_u diperoleh dari kombinasi beban yang ditinjau, atau dari kombinasi P_u dan M_u yang menghasilkan nilai terkecil untuk I . Nilai I sendiri tidak perlu diambil lebih kecil dari $0,35 I_g$.

Untuk elemen struktur lentur:

$$I = (0,80 + 25 \rho) (1,2 - 0,2 \frac{b_w u}{P_o}) I_g \leq 0,5 I_g \quad (3.84)$$

2.5.4 Sistem Penahan Gempa

2.5.4.1 Sistem Rangka Pemikul Momen (SPRM)

Sistem rangka pemikul momen adalah suatu sistem struktur berupa portal atau rangka yang terdiri dari komponen horisontal berupa balok dan komponen vertikal berupa kolom yang dihubungkan secara kaku dan bekerja secara bersamaan untuk menahan beban-beban yang terjadi pada bangunan melalui mekanisme lentur.

Berdasarkan SNI: 1726-2019 sistem rangka pemikul momen terbagi menjadi 3 jenis, yaitu SRPMB (Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa), SRPMM (Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah), dan SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus).

2.5.4.2 Komponen Struktur Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa merupakan sistem yang memiliki deformasi inelastik dan tingkat daktilitas yang paling kecil tapi memiliki kekuatan yang besar, oleh karena itu desain SRPMB dapat mengabaikan persyaratan "Strong Column Weak Beam" yang dipakai untuk merancang struktur yang mempunyai daktilitas tinggi. Sistem ini masih jarang dan kurang cocok digunakan untuk wilayah gempa di Indonesia sangat tinggi.

Metode ini digunakan untuk perhitungan struktur gedung yang masuk pada kategori desain seismik maksimal KDS B yaitu wilayah dengan tingkat kegempaan rendah. Balok harus mempunyai paling sedikit dua batang tulangan longitudinal yang menerus sepanjang kedua sisi atas dan bawah. Tulangan bawah menerus mempunyai luas kurang dari seperempat luas maksimum tulangan bawah. Tulangan ini harus diangkur agar mencapai kekuatan leleh tarik f_y pada muka tumpuan. Kolom yang memiliki panjang tak tertumpu $l_u \leq 5c_1$ harus memiliki ϕV_n setidaknya nilai terendah di antara persamaan:

Geser yang terkait dengan terjadinya kekuatan momen nominal M_n pada setiap ujung dari panjang tak tertumpu kolom akibat lentur yang berbalik arah. Kuat lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor yang konsisten dengan arah gaya lateral yang menghasilkan kekuatan lentur tertinggi.

Geser maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban desain yang melibatkan E, dengan E ditingkatkan $\Omega_0 E$.

2.5.4.3 Komponen Struktur Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

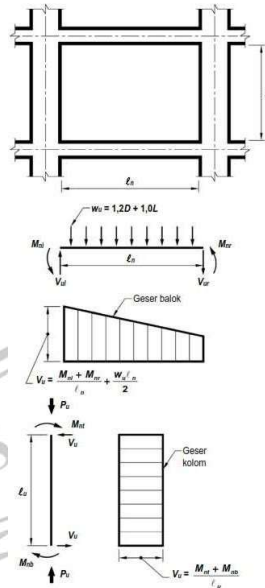
2.5.4.3.1 Ruang Lingkup

Bila beban aksial terfaktor pada komponen struktur tidak melebihi $(A_g f_c / 10)$ tulangan sengkang.

2.5.4.3.2 Perencanaan Balok

- 1) Balok harus mempunyai paling sedikit dua batang tulangan longitudinal yang menerus sepanjang kedua sisi atas dan bawah penampang. Tulangan bawah yang menerus harus memiliki luas tidak kurang dari seperempat luas maksimum tulangan bawah. Tulangan ini harus diangkur untuk dapat mencapai kekuatan leleh Tarik f_y pada muka tumpuan.
- 2) Kekuatan momen positif pada muka joint tidak boleh kurang dari sepertiga momen negatifnya pada muka joint. Baik kekuatan momen negatif atau positif pada sebarang penampang sepanjang balok tidak boleh kurang dari seperlima kekuatan momen maksimum yang disediakan pada muka salah satu joint pada bentang balok.
- 3) Kuat geser rencana balok tidak boleh kurang dari nilai terkecil diantaranya:
 - a. Jumlah gaya geser terkait dengan tercapainya M_n pada muka joint di setiap ujung balok akibat lentur berbalik arah (kurvatur ganda) dan geser yang dihitung untuk beban gravitasi terfaktor.
 - b. Gaya geser maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban desain termasuk E , dengan E ditetapkan sebesar dua kali nilai yang di syaratkan pada SNI 1726.
- 4) Pada kedua ujung balok, sengkang tertutup harus disediakan sepanjang jarak tidak kurang dari $2h$ diukur dari muka komponen struktur penumpu ke arah tengah bentang. Sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu. Spasi maksimum sengkang tidak boleh melebihi:
 - a. $d/4$
 - b. Delapan kali diameter terkecil tulangan lentur
 - c. 24 kali diameter tulangan sengkang
 - d. 300 mm

- 5) Sengkang harus dipastikan tidak lebih dari $d/2$ sepanjang bentang balok.



Gambar 2. 25 Gaya Lintang Rencana untuk SRPMM

(Sumber: SNI 2847-2019)

- 6) Tulangan transversal untuk SRPMM harus didesain untuk memikul gaya geser rencana yang ditimbulkan oleh kuat lentur maksimum, M_{pr} , dengan tanda berlawanan, yang dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan. Pada saat yang bersamaan komponen struktur tersebut dianggap memikul beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya. M_{pr} adalah kuat momen lentur di ujung balok yang ditentukan dengan menganggap kuat tarik pada tulangan memanjang sebesar minimum $1,25f_y$ dan faktor reduksi $\phi = 1$

$$M_{pr} = A_s (1,25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.85)$$

$$a = \left(\frac{A_s (1,25f_y)}{0,85 f_c'} \right) \quad (2.86)$$

2.5.4.3.3. Perencanaan Kolom

- 1) Kuat geser rencana balok tidak boleh kurang dari nilai terkecil diantaranya:
 - a. Jumlah gaya geser terkait dengan tercapainya M_n pada muka joint di setiap ujung kolom akibat lentur berbalik arah (kurvatur ganda). Kekuatan lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor yang konsisten dengan arah gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan kekuatan lentur tertinggi.
 - b. Gaya geser maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban terfaktor termasuk E, dengan $\Omega_0 E$ sebagai pengganti E.

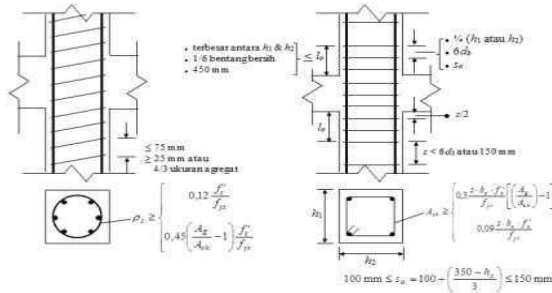
- 2) Pada kedua ujung kolom, sengkang tertutup harus disediakan dengan spasi s_o sepanjang l_o diukur dari muka joint. Spasi s_o tidak boleh melebihi:
 - a. 8 kali diameter batang tulangan longitudinal terkecil;
 - b. 24 kali diameter batang tulangan sengkang;
 - c. Setengah dimensi penampang kolom terkecil;
 - d. 300 mm.

Panjang l_o tidak boleh kurang dari nilai yang terbesar dari:

- a. Seperenam bentang bersih kolom;
 - b. Dimensi maksimum penampang kolom;
 - c. 450 mm.
- 3) Sengkang pengekan pertama harus ditempatkan tidak lebih dari $s_o/2$ dari muka joint.
 - 4) Di luar panjang l_o , spasi tulangan transversal harus memenuhi tulangan geser maksimum.
 - 5) Spasi sengkang ikat pada sebarang penampang kolom tidak boleh melebihi $2s_o$.
 - 6) Tulangan transversal harus didesain untuk memikul gaya geser rencana, V_e , yang ditentukan menggunakan kuat momen maksimum, M_{pr} , dari komponen struktur tersebut yang terkait dengan rentang beban-beban aksial terfaktor yang bekerja, P_u .

$$V_e = \frac{M_{prc} a + M_{prc} b}{l_c} \quad (3.89)$$

Indeks a dan b menyatakan sisi atas dan bawah dari kolom yang ditinjau, sedangkan l_c adalah Panjang dari kolom tersebut.



Gambar 2. 26 Persyaratan Tulangan Transversal untuk Sengkang Spiral dan Sengkang Tertutup Persegi

(Sumber: SNI 2847-2019)

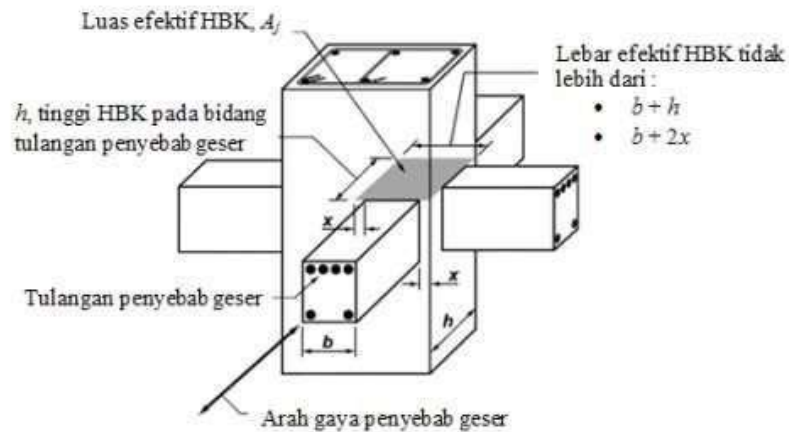
- 7) Kolom-kolom yang menumpu reaksi dari komponen struktur kaku tak menerus, seperti dinding, harus dipasang tulangan sengkang tertutup dengan spasi s_o . Jika gaya desain telah diperbesar untuk memperhitungkan kekuatan lebih elemen vertikal pada sistem pemikul gaya seismik, batasan $Agf^c/10$ harus ditingkatkan menjadi $Agf^c/4$. Tulangan transversal harus diteruskan ke atas dan ke bawah dari kolom.

2.5.4.3.4 Hubungan Balok dan Kolom

- 1) Gaya-gaya pada tulangan longitudinal balok di muka Hubungan Balok Kolom harus ditentukan dengan menganggap bahwa tegangan padatulangan Tarik lentur adalah $1,25f_y$.
- 2) Tulangan longitudinal balok yang berhenti pada suatu kolom harus memiliki panjang penyaluran yang cukup hingga mencapai sisi jauh dari inti kolom terkekang.
- 3) Jika tulangan longitudinal balok diteruskan hingga melewati Hubungan Balok Kolom, maka dimensi kolom dalam arah paralel terhadap tulangan longitudinal balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok. Untuk beton ringan, maka dimensi tersebut tidak boleh kurang dari 26 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok.
- 4) Tulangan hubungan balok-kolom harus memenuhi:

Pada sambungan-sambungan elemen portal ke kolom harus disediakan tulangan lateral dengan luas tidak kurang daripada yang diisyaratkan dalam persamaan $A_{v \min} = 0,062 \sqrt{f'_c} \frac{bw^s}{f_{yt}}$ dan dipasang di dalam kolom sejauh tidak kurang daripada tinggi bagian sambungan paling tinggi dari elemen portal yang disambung, kecuali untuk sambungan yang bukan merupakan bagian dari sistem utama penahan gempa, yang dikekang pada keempat sisinya dan oleh balok atau pelat yang mempunyai ketebalan yang kira-kira sama.

- 5) Nilai V_n joint yang terkekang oleh empat sisi tidak boleh lebih besar dari nilai $1,7 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$
- 6) Nilai V_n joint yang terkekang oleh balok pada ketiga sisinya atau pada $1,2 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$
- 7) Untuk kasus-kasus lainnya senilai $1,0 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$
- 8) Dengan A_j adalah merupakan luas efektif dari HBK, dan $\lambda = 0,75$ untuk beton ringan



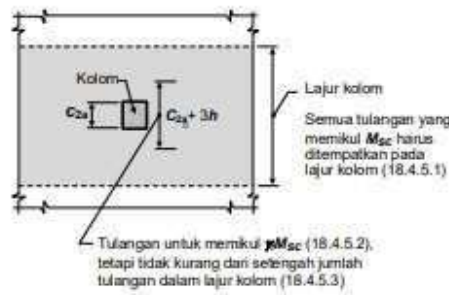
Gambar 2. 27 Luas Efektif Hubungan Balok Kolom

(Sumber: SNI 2847-2019)

- 9) Panjang penyaluran l_{dh} untuk tulangan tarik diameter 10 hingga 36 mm, yang memiliki kait standar 90° , diambil dari nilai terbesar antara:
 - $8d_b$ ($10d_b$ untuk beton ringan)
 - 150 mm (190 mm untuk beton ringan), atau
 - $f_y d_b / 5,4 \lambda \sqrt{f_c}$ ($\lambda = 0,75$ untuk beton ringan)
- 10) Untuk tulangan berdiameter 10 hingga 36 mm tanpa kait, panjang penyaluran tulangan tarik, l_{dh} , tidak boleh diambil lebih kecil daripada:
 - $2,5l_{dh}$, jika tebal pengecoran beton di bawah tulangan tersebut kurang dari 300 mm
 - $3,25l_{dh}$, jika tebal pengecoran beton di bawah tulangan tersebut lebih dari 300 mm

2.5.4.3.5 Pelat Dua Arah Tanpa Balok

- 1) Momen pelat terfaktor pada tumpuan akibat beban gempa harus ditentukan untuk kombinasi beban yang didefinisikan pada persamaan kombinasi beban. Semua tulangan yang disediakan untuk memikul M_{sc} , yaitu bagian dari momen pelat yang diimbangi oleh momen tumpuan, harus dipasang di dalam lajur kolom yang didefinisikan dalam SNI 2847-2019.
- 2) Tulangan yang ditempatkan dalam lebar efektif harus didesain untuk menahan $\gamma_f M_{sc}$. Lebar efektif pelat untuk sambungan eksterior dan sudut tidak melewati muka kolom dengan jarak lebih dari c_t diukur tegak lurus terhadap bentang pelat yang ditinjau.
- 3) Setidaknya setengah tulangan pada lajur kolom di tumpuan harus ditempatkan dalam lebar efektif pelat.



Gambar 2. 28 Ketentuan Tulangan Atas dan Bawah

(Sumber: SNI 2847-2019)

- 4) Setidaknya seperempat tulangan atas di tumpuan pada lajur kolom harus menerus sepanjang bentang.
- 5) Tulangan bawah yang menerus pada lajur kolom tidak boleh kurang dari sepertiga tulangan atas di tumpuan pada lajur kolom.
- 6) Setidaknya setengah dari seluruh tulangan bawah di tengah bentang harus diteruskan dan diangkur hingga mampu mengembangkan kuat lelehnya pada muka tumpuan.
- 7) Pada tepi pelat yang tidak menerus, semua tulangan atas dan bawah pada daerah tumpuan harus dipasang sedemikian hingga mampu mengembangkan kuat lelehnya pada muka tumpuan.



Gambar 2. 29 Penempatan Tulangan pada Pelat

(Sumber: SNI 2847-2019)

2.5.4.3.6 Komponen Struktur Lentur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SPRMK)

Sistem yang dirancang untuk wilayah gempa dengan tingkat yang lebih tinggi dari sistem sebelumnya. Komponen struktur mampu memikul gaya gempa dan lentur yang mempengaruhi struktur itu sendiri, sehingga ada persyaratan yang harus dipenuhi diantaranya sebagai berikut:

- Gaya aksial tekan pada komponen struktur tidak boleh lebih dari $0,1.A_g.f_c'$.
- Komponen struktur memiliki bentang yang lebih dari 4 kali tinggi efektif bangunan.
- Perbandingan lebar terhadap tinggi bangunan tidak boleh kurang dari 0,3. Ketiga sistem yang disebutkan memiliki perbedaan pada kemampuan dalam mengalami deformasi plastis dan tingkat daktilitasnya. Menurut SNI 1729-2000 rotasi plastis pada SRPMK dan SRPMM tidak boleh melebihi 0,3 dan 0,2 radian pada semua sambungan balok kolom yang memikul beban gempa, sedangkan SRPMB memiliki rotasi plastis kurang dari 0,1 radian. Sistem rangka pemikul momen juga dapat dibedakan berdasarkan perilaku kinerja struktur gedung terhadap daktilitas yang berbeda-beda, dimana SRPMK tingkat daktilitasnya penuh sementara yang lain memiliki tingkat daktilitas yang dikenal dengan daktilitas parsial.

Sistem ini memiliki kemampuan untuk menahan gaya lateral berdasarkan kuat lentur pada komponen struktur dan balok. Penentuan dari penggunaan jenis Sistem Rangka Pemikul Momen adalah berdasarkan daerah dengan resiko gempa yang telah diketahui. Setelah diketahui dari beberapa hal tersebut maka akan dapat ditentukan jenis manakah yang akan digunakan dalam pekerjaan gedung.

2.5.4.4 Detailing Joint Balok Kolom

Berdasarkan SNI 2847(2019) memberikan suatu penyelesaian bahwa gaya geser desain, V_e , harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antar muka joint. Harus diasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin, M_{pr} , bekerja pada mukamuka joint dan bahwa komponen struktur dibebanin dengan beban gravitasi terfaktor sepanjang batangnya. Adapun ilustrasinya sebagai berikut:



Gambar 2. 30 Ilustrasi sambungan balok kolom

(Sumber: SNI 2847-2019)

Gaya geser terfaktor yang pada hubungan balok-kolom, V_u , dihitung sebagai berikut:

Untuk joint interior

$$V_u = 1,25(A_s + A_s) f_y - V_{kol}$$

Untuk joint eksterior (ambil nilai terbesar dari)

$$V_u = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y - V_{kol} \quad V_u = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y - V_{kol}$$

Gaya geser pada kolom, V_{kolom} , dapat dihitung berdasarkan nilai M_{pr-} dan M_{pr+} dibagi dengan setengah tinggi kolom atas (h_1) ditambah setengah tinggi kolom bawah (h_2). Jika dituliskan dalam bentuk persamaan adalah:

$$V_{kol} = \frac{M_{pr+} + M_{pr-}}{\frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2}}$$

Menghitung Tegangan Geser Nominal dalam joint

$$V_n = \frac{V_u}{b_j \cdot h_c}$$

Dengan:

V_n = Tegangan geser nominal joint V_u = Gaya geser terfaktor

b_j = Lebar efektif hubungan balok kolom

h_c = Tinggi efektif kolom pada hubungan balok kolom Lebar efektif dapat dihitung berdasarkan persamaan berikut

$$b_j = b + h_j$$

$$b_j \leq b + 2x$$

Dengan

B_j = Lebar efektif hubungan

balok kolom H_j = Tinggi joint

B = Lebar Balok

X = Selisih antara sisi terluar balok ke sisi terluar kolom Nilai gaya geser V_n tidak boleh lebih besar dari persyaratan berikut ini: Untuk hubungan balok kolom yang terkekang pada keempat sisinya maka

$$1,7 \sqrt{f'_c} A_j \text{ (Mpa)}$$

Untuk hubungan yang terkekang pada ketiga sisinya atau dua sisi yang berlawanan maka

$$1,25 \sqrt{f'c} Aj \text{ (Mpa)}$$

Untuk hubungan lainnya maka

$$1 \sqrt{f'c} Aj \text{ (Mpa)}$$

Menghitung tegangan geser yang dipikul oleh beton (V_c)

$$v_c = \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{N_{n,k}}{A_g}\right) - 0,1f'c}$$

Dengan

V_c = Tegangan geser yang dipikul beton

$N_{n,k}$ = Gaya aksial kolom

A_g = Luas Penampang kolom

Tulangan transversial pada hubungan balok-kolom diperlukan untuk memberikan kekangan yang cukup pada beton, sehingga mampu menunjukkan perilaku yang duktail dan tetap dapat memikul beban vertical akibat gravitasi meskipun telah terjadi pengelupasan pada selimut betonnya. Merencanakan penulangan geser:

Bila $V_n \leq V_c$ digunakan tulangan geser minimum

Bila $V_n \geq V_c$ perlu tulangan geser

Luas total tulangan transversal tertutup persegi tidak boleh kurang dari pada

$$A_{sh} = 0,09 \frac{S bc f'c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \frac{S bc f'c}{f_v}$$

Dengan:

A_{sh} = Luas tulangan transversal yang disyaratkan

B_c = Lebar inti kolom yang diukur dari as tulangan

longitudinal kolom A_g = Luas penampang kolom

$F'c$ = Kuat tekan beton

F_y = Kuat Lelah tulangan baja

S = Jarak antar tulangan transversal

Sesuai SNI 03-2847-2019, disyaratkan bahwa tulangan transversal diletakkan dengan spasi tidak lebih dari: (1) 0,25 kali dimensi terkecil struktur

(2)6 kali diameter tulangan longitudinal (3) sesuai persamaan

$$sx = 100 + \frac{350 - hx}{3}$$

Dengan hx dapat diambil sebesar 1/3 kali dimensi inti kolom, disyaratkan bahwa nilai sx tidak lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm. Panjang penyaluran batang pada beton normal tidak boleh kurang dari 8 db, 150 mm dan panjang dapat didekati dengan persamaan:

$$Ldh = \frac{fy db}{5,4 \sqrt{f'c}}$$

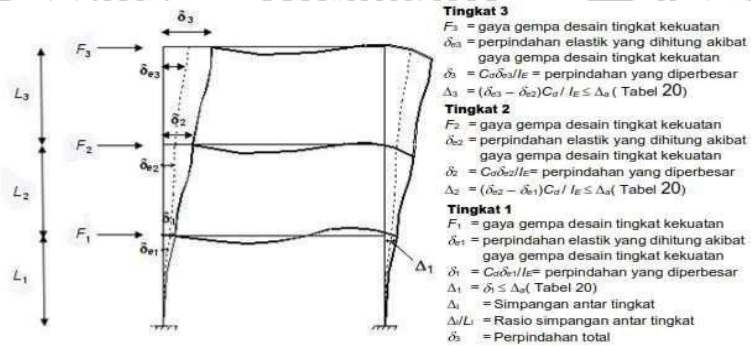
Dimana:

Ldh = Panjang Penyaluran

Fy = Tegangan leleh baja tulangan

Db = Diameter tulangan F'c = Kuat tekan beton

Kontrol Stabilitas Bangunan



Gambar 2. 31 Penentuan Simpangan Antar Tingkat

(Sumber: SNI 1726-2019)

Dalam SNI 1726:2019 dijelaskan bahwa stabilitas suatu gedung dapat diketahui dari nilai simpangan antar tingkat yang nantinya akan dikontrol dengan nilai drift, nilai drift didapatkan dari hasil analisa menggunakan software. Dari gambar diatas dapat diketahui bahwa nilai Δ harus lebih kecil dari Δ_a . Nilai Δ_a didapatkan dari tabel berikut:

Tabel 2. 4 Simpangan Antar Lantai Ijin , $\Delta\alpha$

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

Sumber: SNI 1727-2013

Keterangan:

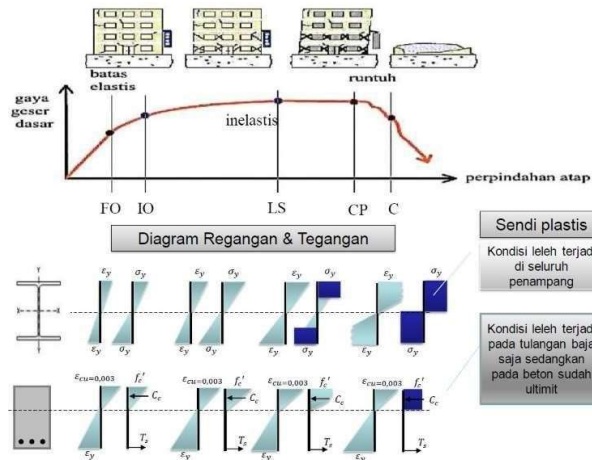
h_{sx} = Tinggi tingkat perlantai

Dalam menentukan kestabilan struktur bisa ditinjau dari rasio drift yang didapat dari hasil perhitungan drift maksimum dibagi dengan tinggi bangunan seperti persamaan berikut:

$$Drift\ ratio = \frac{Drift\ Maks}{hn} < 0,0025\ (OK)$$

Nilai rasio drift harus kurang dari 0,0025.

Perbedaan drift rasio SPRMB, SPRMM dan SPRMK adalah pada kondisi sendi plastis yang ingin dicapai pada ujung sambungan balok-kolom. Dimana jika SPRMB maka penampang masih belum mencapai plastis (hanya sampai kondisi ultimit saja), SPRMM penampang sudah mencapai plastis dengan tegangan hanya sampai F_y , SPRMK penampang sudah mencapai plastis dengan adanya penambahan tegangan sebesar 1,25 F_y (akibat beban siklis maka bahan baja bisa meningkat tegangan leleh nya sd mencapai ultimit). Sedangkan batasan drift rasio itu didasarkan kepada TARGET KINERJA bangunan yang akan dicapai. Apakah FO (full occupation), IO (immedeatly occupation), LS (life safety), CP (collepase prevention) atau C (collapse). Pada SNI Gempa 2019 seluruh desain bangunan tahan gempa diberi target kinerja LS sampai CP seperti pada gambar berikut.



Gambar 2. 32 Analisa Batsan Drift Ratio

2.5.5 Pembebanan Struktur

Pembebanan dalam perencanaan sebuah stuktur merupakan hal yang tidak asing lagi di kalangan engineer. Beban gravitasi, beban mati, beban hidup, serta beban - beban lateral seperti beban gempa dan angin merupakan contoh dari beban - beban yang diterima oleh sebuah stuktur. Dalam perencanaannya, rekayasa pembebanan struktur sangat diperlukan agar pada saat stuktur menerima pembebanan, stuktur tersebut mampu memberikan stabilitas yang baik. Rekayasa pembebanan ini ditujukan untuk menguji respon stuktur dalam menghadapi gaya gaya yang bekerja pada kondisi yang sesungguhnya. Stuktur dikategorikan gagal bilamana dalam proses tahapan rekayasa pembebanan, stuktur tersebut berada dibawah kondisi standar yang telah ditetapkan dan respon yang diberikan tidak bekerja sesuai dengan harapan. Untuk tujuan itu, para peneliti dari berbagai penjuru dunia melakukan berbagai macam riset sehingga pembebanan yang digunakan dalam rekaya dapat memperlihatkan dan memperjelas beban - beban yang terjadi pada kondisi yang sesungguhnya. Hasil riset ini menghasilkan berbagai macam tipe pedoman dalam bentuk kode, jurnal, standar, dan sebagainya. Untuk itu dalam merencanakan sebuah konstuksi bangunan gedung maupun non gedung, diperlukan kode maupun standar yang telah ditetapkan khususnya di Negara Indonesia. Kode maupun standar itu diterbitkan oleh Badan Standarisasi Nasional dengan nama Standar Nasional Indonesia atau SNI. Standar terserbut diantaranya :

- SNI 1726 : 2019 : Tata cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.

- SNI 1727 : 2020 : Beban Minimum Untuk Perencanaan Gedung Dan Bangunan Lain

2.5.5.1 Beban Mati

Beban mati didefinisikan sebagai beban yang dihasilkan dari total keseluruhan berat dari konstuksi itu sendiri. Beban yang dihasilkan berasal dari komponen – komponen struktural seperti pondasi, kolom, balok plat, atap, dan sebagainya. Adapun untuk komponen arsitektural ialah berupa plafon, waterproof untuk atap, pasir, lantai dan sebagainya. Beban mati didapatkan dengan cara mengalikan berat dari masing – masing komponen dengan volume komponen tersebut. Dibawah ini merupakan tabel dari berat jenis – jenis komponen yang terdapat pada SNI-1727 2020.

Tabel 2. 5 Berat Sendiri Komponen-Komponen Dalam Gedung

Komponen Gedung	Berat (kg/m ²)
Adukan, per cm tebal	
• Dari semen	21
• Dari kapur, semen merah atau tras	17
Aspal termasuk bahan-bahan mineral penambah per cm tebal	14
Dinding pasangan bata merah :	
• Satu batu	450
• Setengah batu	250
Dinding pasangan batako :	
➢ Berlubang	
• Tebal dinding 20 cm (HB 20)	200
• Tebal dinding 10 cm (HB 10)	120
➢ Tanpa lubang	
• Tebal dinding 15 cm	300
• Tebal dinding 10 cm	200
Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk-rusuknya, tanpa penggantung langit-langit atau pengaku) terpadu dari :	
• Kaca, dengan tebal 3-4 mm	10
Penggantung langit-langit (dari kayu) dengan bentang maksimum 5 m dan jarak s.k.s minimum 0.80 m	40
Penutup atap genteng dengan reng dan usuk/kaso per m ² bidang atap	50
Penutup atap sirap dengan reng dan usuk/kaso, per m ² bidang atap	40
Penutup atap seng gelombang (BWG 24) tanpa gording	10
Penutup lantai dari ubin semen portland, teraso, dan beton, tanpa adukan, per cm tebal	21
Semen asbes gelombang (tebal 5 mm)	11
Ducting AC dan penerangan	30.6

Sumber : Peraturan Pembebanan untuk Bangunan gedung 1989

2.5.5.2 Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727 : 2020, Beban hidup adalah semua beban yang diakibatkan oleh penghuni atau pengguna bangunan gedung, termasuk didalamnya beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah,

mesin- mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian tetap pada gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung tersebut, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut. Sedangkan pada atap beban hidup dapat berasal dari air hujan dan angin.

Beban Hidup merupakan beban yang bersifat sementara dimana beban tersebut bisa ada, berpindah – pindah, atau bahkan tidak ada sama sekali pada sebuah struktur. Dengan kata lain beban hidup merupakan beban yang disebabkan oleh penggunaan (occupancy loads) atau hunian. Yang termasuk kedalam beban penggunaan (occupancy loads) ialah beban yang diakibatkan oleh manusia, perabotan, barang – barang, dan sebagainya. Beban yang diakibatkan oleh air hujan dan salju juga dapat dikatakan beban hidup. Semua beban yang termasuk ke dalam beban hidup memiliki karakteristik dapat berpindah – pindah ataupun bergerak, Secara umum, beban ini bekerja searah sumbu vertical namun kadang juga bekerja searah sumbu horisontal.

Fungsi dari elemen elemen struktur khususnya plat lantai adalah untuk mendukung terjadinya beban – beban hidup yang biasanya diakibatkan oleh manusia saat berjalan diatasnya perabotan, mesin – mesin, peralatan – peralatan, dan barang barang yang lainnya.

Beban hidup yang terjadi pada sebuah stuktur bersifat sangat beragam. Sebagai contoh manusia dapat berdiri dimana saja dan berpindah kemana saja didalam sebuah ruangan. Selain itu manusia juga bisa berdiri sendiri maupun berdiri secara berkelompok. Begitu pula dengan barang – barang yang terdapat pada sebuah rungan, dapat diletakan dimana saja sesuai dengan kebutuhan manusia yang menggunakannya, Oleh karenanya, dalam perencanaannya digunakan sebuah pendekatan yang bersifat statik untuk menetapkan beban hidup ini sebagai sebuah beban yang terbagi rata secara aman dan akan ekuivalen dengan berat dari pemakaian terpusat maksimum yang nantinya diharapkan sebagai pemakaian tertentu.

Beban hidup yang membebani struktur pada dasarnya direncanakan lebih besar daripada beban hidup actual yang terjadi dilapangan. Namun terkadang, ada juga yang merencanakan beban hidup pada sebuah struktur sama dengan beban

actual yang terjadi di lapangan. Untuk beban hidup minimum dapat dilihat pada tabel 2.6

Tabel 2. 6 Beban Hidup Minimum

No.	Tipe Penggunaan	Beban Kg/m ²
1	Hunian dengan area publik	479
2	Ruang pertemuan	479
3	Lobby	479

Sumber : SNI 1727:2020

2.5.5.3 Beban Gempa

Indonesia merupakan salah satu negara yang dimana memiliki potensi yang sangat tinggi akan terjadinya gempa bumi. Oleh karena itu, penting untuk memperhitungkan beban gempa dalam merencanakan sebuah konstruksi bangunan. Dalam perencanaan pondasi misalnya, gaya gaya lateral yang dihasilkan oleh gempa bumi harus diperhitungkan agar dapat memperoleh beban maksimum yang bekerja pada pondasi tersebut. Gaya gempa tersebut dapat dihitung melalui pedoman SNI 1726 : 2019 tentang “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Stuktur Bangunan Gedung dan non Gedung”. Begitu pula pada stuktur – stuktur yang lainnya.

Besaran dari simpangan horisontal (drift) tergantung kepada kemampuan struktur dalam memberikan respon terhadap gaya gempa yang terjadi. Semakin baik struktur dalam menerima dan menahan gaya horisontal (gaya gempa) yang terjadi maka akan semakin kecil simpangan horisontal (drift) yang dihasilkan dari struktur tersebut dan begitu pula sebaliknya.

Dengan mengacu kepada rasio simpangan (drift ratio) maka akan diperoleh hasil dari perbandingan nilai kekakuan yang ada pada sebuah struktur. Dengan kata lain, jika simpangan (drift) horisontal yang dihasilkan cukup besar, maka ini

menandakan bahwa kekakuan yang dimiliki struktur tersebut cukup besar. Sebaliknya jika simpangan (drift) horisontal yang dihasilkan tergolong kecil, maka ini menandakan bahwa kekakuan yang dimiliki struktur tersebut tergolong besar.

Analisa sebuah perencanaan sebuah struktur bangunan akibat pengaruh dari gaya gempa secara statis adalah metode yang digunakan dalam menganalisa beban gempa yang terjadi. Pada prinsipnya, adalah dengan menganggap gaya – gaya horisontal yang bekerja pada struktur yang diakibatkan oleh pergerakan tanah dengan gaya – gaya statis yang ekuivalen yang bertujuan untuk penyederhanaan dan kemudahan dalam perhitungan. Metode ini disebut dengan Metode Gaya Lateral Statik Ekuivalen. Pada metode ini, besaran dari gaya gempa yang bekerja pada struktur merupakan hasil dari perkalian antara suatu konstanta berat atau massa dari elemen struktur itu sendiri.

Metode lain yang dapat digunakan adalah dengan melakukan analisa secara dinamis. Namun metode ini dilakukan untuk perencanaan struktur tahan gempa hanya jika dibutuhkan evaluasi yang lebih tepat dari gaya – gaya yang bekerja pada struktur serta untuk mengetahui perilaku dari struktur tersebut akibat pengaruh dari gaya gempa yang bekerja. Pada struktur bangunan tingkat tinggi atau pada struktur yang memiliki konfigurasi bentuk yang tidak presisi dan tidak teratur, menganalisa secara dinamik sangat direkomendasikan agar menghasilkan perencanaan yang lebih akurat. Analisa dinamis dapat dilakukan dengan cara elastis maupun inelastis. Pada cara elastis, analisa dinamis dibedakan menjadi Analisis Ragam Riwayat Waktu (Time History Modal Analysis) dan Analisis Ragam Spektrum Respons (Response Spectrum Modal Analysis). Pada Analisis Ragam Riwayat Waktu, diperlukan rekaman percepatan gempa dan pada Analisis Ragam Spektrum Respons yang dimana cara ini ini respons maksimum dari tiap ragam getar yang terjadi didapatkan dari Spektrum Respon Rencana (Design Spectra). Sedangkan pada analisis dinamis inelastis, dapat digunakan untuk mendapatkan sebuah respons struktur yang diakibatkan oleh pengaruh gaya gempa yang sangat kuat dengan menggunakan cara integrasi langsung (Direct Integration Method)

Dalam menganalisis struktur yang tidak beraturan terhadap pengaruh dari gaya gempa rencana, Analisis Dinamik Linier Riwayat Waktu (Time History) sangat cocok untuk digunakan. Ini karena pada gerakan tanah yang dihasilkan oleh gaya

gempa sangatlah sulit untuk diprediksi dan diperkirakan secara akurat. Maka sebagai input dari gempa, dapat didekati dengan gerakan – gerakan tanah yang di simulasikan. Dalam analisis ini, dibutuhkan hasil rekaman akselerogram gempa sebagai input dari data percepatan gerakan tanah yang disebabkan akibat gempa. Rekaman gerakan tanah akibat gempa itu diambil dari sebuah akselerogram gempa El-Cento N-S yang direkam pada tanggal 15 Mei 1940. Faktor skala yang digunakan ialah $= g \times I/R$ dengan g =percepatan gravitasi ($g=981 \text{ cm/dt}^2$). Dalam analisis ini, redaman struktur yang harus diperhitungkan dapat dianggap 5% dari redaman kritisnya.

2.5.5.4 Kombinasi Beban Ultimit

Pada sebuah struktur bangunan ada berbagai macam jenis yang dapat bekerja. Dalam menentukan sebuah desain struktur dalam menganalisa beban tentu beban – beban yang bekerja secara simultan. Beban mati harus selalu atau berat sendiri dari suatu struktur haruslah selalu untuk diperhitungkan. Namun untuk beban hidup, nilainya tidak tetap dan selalu berubah – ubah karena tergantung dari sebuah kombinasi beban hidup itu sendiri dan karena factor penggunaan. Secara garis besar, sangatlah tidak wajar jika dalam perencanaan sebuah struktur bangunan, bangunan tersebut dibuat mampu untuk secara sekaligus dapat menahan gaya maksimum yang terjadi yang misalnya disebabkan oleh beban angin, beban hujan, beban salju, dan lain sebagainya. Tidaklah logis untuk merencanakan struktur yang dapat selalu bekerja secara penuh. Kemungkinan dari bekerjanya beban – beban maksimum pada suatu struktur diwaktu yang bersamaan adalah sangat kecil. Struktur memang dapat direncanakan untuk bekerja penuh secara simultan, namun struktur tersebut akan memiliki stabilitas yang sangat berlebihan dalam menopang kombinasi pembebanan yang secara nyata dapat mungkin terjadi selama umur rencana struktur. Dalam sudut pandang rekayasa struktur, sangatlah mahal dan tidaklah realistis jika struktur didesain demikian. Maka berkaitan dengan hal ini dalam mereduksi beban desain pada kombinasi pembebanan tertentu digunakan peraturan- peraturan tertentu yang direkomendasikan.

Pada pembebanan bangunan gedung bertingkat tinggi, tidak realistis jika beban hidup yang bekerja di setiap lantainya bekerja maksimum secara simultan.

Maka demikian diijinkan untuk mereduksi nilai dari beban hidup untuk keperluan perencanaan elemen – elemen struktur dngan memperhatikan pngaruh dari penempatan beban hidup dan pemgaruh dari kombinasi pembebanan.

Dalam kombinasi pembebanan tertentu, gaya dari desain total dngan factor tertentu seringkali diizinkan untuk direduksi. Contohnya, bukan kombinasi 1,0(beban mati+beban hidup+beban gempa+angin) yang dignunakan untuk perhitungan, namun 0,75(beban mati+beban hidup+beban gempa+angin) yang dizinkan sebagaimana yang dijelaskan pada banyak peraturan. Secara sederhananya, bahwa tidaklah bekerja secara simultan beban maksimum yang bekerja pada sebuah struktur. Mengingat beban angin maupun gempa adalah beban yang bersifat tidak menetao. Sebaliknya dalam memikul kombinasi beban mati dan beban hidup struktur harus didesain untuk dapat memikul kombinasi beban secara penuh yang dekspresikan 1,0 (beban mati+beban hidup).

Untuk perencanaan struktur bangunan, pada dasarnya kombinasi – kombinasi pembebanan yang digunakan ada beberapa jenisnya dalam menganalisis sebuah struktur. Kombinasi pembebanan terburuk yang mungkin dapat terjadi harus direncanakan dengan baik pada sebuah elemen-elemen struktur. Di dalam SNI 1727 : 2020 dijelaskan tentang beberapa beban terfaktor yang digunakan untuk metoode ultmit. Beban terfaktor adalah hasil dari suatu perkalian factor beban dan beban itu sendiri.

Berikut beberapa kombinasi pembebanan yang terdapat dalam SNI 1727 : 2020

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
3. $1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5(Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
5. $0,9D + 1,0W$
6. $1,2D + Ev + Eh + L + 0,2S$
7. $0,9D - Ev + Eh$

Keterangan:

D	= beban mati
L	= beban hidup
E	= beban gempa
Ev	= beban gempa horizontal
Eh	= beban gempa vertikal
Lr	= beban hidup untuk atap
R	= beban air hujan
S	= beban salju

2.5.6 Analisis Ketahanan Gempa

Dalam SNI 1726 : 2019 telah dijabarkan secara detail tahapan analisa gempa untuk bangunan gedung. Tahapan inilah yang akan menentukan aman atau tidaknya struktur tersebut ketika menerima beban gempa ditinjau dari simpangan horizontal yang dihasilkan dibandingkan dengan simpangan horizontal yang diijinkan. Analisa gempa pada bangunan gedung juga berfungsi untuk mengetahui apakah sistem struktur yang digunakan pada gedung tersebut mampu menahan beban lateral akibat gempa.

Di dalam menentukan tingkat keamanan suatu struktur terhadap pengaruh gempa, sangat penting untuk meninjau simpangan horisontal yang terjadi. Untuk mengetahui simpangan yang diijinkan di dalam perencanaannya maka SNI 1726 :2019 telah memuat nilai-nilai beserta tahapan-tahapannya secara detail dalam menganalisa gempa untuk bangunan, selain itu acuan tersebut dapat juga menjadi parameter kemampuan sistem struktur yang digunakan untuk menahan beban gempa yang akan terjadi. Pada analisa ketahanan gempa terdapat beberapa ketentuan yang harus diketahui untuk merancangan desain bangunan tahan gempa yang akan dijelaskan pada sub bab dibawah ini.

2.5.6.1 Kategori Resiko dan Faktor Keutamaan Gempa (Ie)

Berdasar SNI 1726-2012 Pada saat merencanakan struktur bangunan perlu menentukan kategori resiko yang ditentukan berdasarkan

jenis pemanfaatan struktur tersebut. Sedangkan faktor keutamaan gempa digunakan untuk mengamplifikasi beban gempa rencana sehingga dapat meminimalisir kerugian/ kerusakan yang timbul. Penentuan kategori resiko dan faktor keutamaan gempa disajikan pada tabel 3.2.

Sumber: Tabel 3 – SNI 1726 : 2019

Tabel 2. 7 Kategori Resiko dan Faktor Keutamaan Gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan penkanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<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"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	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"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, 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> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung 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>	III
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

Sumber: Tabel 4 -SNI 1726 : 2019

Tabel 2. 8 Faktor keutamaan Gempa, Ie

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, Ie
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Berdasarkan pasal 12.2.1 SNI 1726 : 2019, faktor keutamaan gempa pada struktur di atas sistem isolasi, Faktor keutamaan gempa, Ie harus diambil sebesar 1,0 , tanpa membedakan kategori risiko yang diterapkan.

2.5.6.2 Parameter Percepatan Spektral Gempa (Ss & S1)

Nilai percepatan spectral gempa MCE (Maximum Credible Earthquake) dengan kala ulang 2.500 tahun, pada periode pendek (Ss) dan $T = 1$ detik (S1) diperoleh dari gambar 15 - SNI 1726 : 2019 (untuk kelas situs SB / Batuan) website <http://litbang.pu.go.id/puskim/berita/detail/1719/open-to-public-aplikasi-online-desain-spektra-indonesia-2019> pada kelas situs lainnya.

2.5.6.3 Klasifikasi Situs

Berdasar SNI 1726-2019, Tipe kelas situs diklasifikasikan berdasar sifat-sifat tanah pada situs yang disajikan pada tabel 2.3 Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Penetapan kelas situs harus melalui penyelidikan tanah di lapangan dan laboratorium, yang dilakukan oleh otoritas yang berwenang atau ahli desain geoteknik bersertifikat, dengan minimal mengukur secara independen dua dari tiga parameter tanah. Apabila tidak tersedia data tanah yang spesifik pada situs sampai kedalaman 30 meter, maka sifat-sifat tanah harus diestimasi oleh seorang ahli geoteknik yang memiliki sertifikat keahlian yang menyiapkan laporan penyelidikan tanah berdasarkan kondisi geotekniknya. Penetapan situs SA dan kelas situs SB tidak diperkenankan jika terdapat lebih dari 3 m lapisan tanah antara dasar telapak ataurakit pondasi dan permukaan batuan dasar. Berdasarkan sifat – sifat tanah pada situs, maka tanah tersebut harus diklasifikasikan sebagai kelas situs SA, SB, SC, SD, SE, atau SF. Bila sifat – sifat tanah tidak teridentifikasi secara jelas sehingga tidak bisa ditentukan kelas situs, maka kelas situs SE dapat digunakan

kecuali jika pemerintah dinas yang berwenang memiliki data geoteknik yang dapat menentukan kelas situs SF. Berdasar SNI 1726-2019, Tipe kelas situs diklasifikasikan berdasar sifat- sifat tanah pada situs yang disajikan pada tabel 3.3



Sumber: Tabel 5 – SNI 1726 : 2019

Tabel 2. 9 Klasifikasi Situs

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_v (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_v (kPa)
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40 \%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_v < 50$ kPa		

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

2.5.6.4 Faktor Amplifikasi Situs (Fa & Fv)

Faktor amplifikasi getaran gempa terkait percepatan pada periode pendek (Fa) dan periode $T = 1$ detik (Fv) ditentukan berdasarkan Tabel 6 dan Tabel 7 SNI 1726 : 2019.

Sumber: Tabel 6 – SNI 1726 : 2019

Tabel 2. 10 Koefisien Situs – Fa

Kelas Situs	Parameter respons spectral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9
SF	$SS(a)$				

Catatan: (a) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

Sumber: Tabel 7 – SNI 1726 : 2019

Tabel 2. 11 Koefisien Situs, Fv

Kelas Situs	Parameter respons spectral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode 1 detik, S1					
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I = 0,5$	$S_I \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS(a)					

Catatan: (a) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

2.5.6.5 Spektrum Respons Percepatan

Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek (SMS) dan periode 1 detik (SM1) harus disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, diperoleh dengan menggunakan persamaan,

$$SMS = F_a \cdot S_s$$

$$SM1 = F_v \cdot S_1$$

Dimana,

SS = parameter respons spektral percepatan gempa MCE pada periode pendek

S1 = parameter respons spektral percepatan gempa MCE pada periode 1 detik

2.5.6.6 Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (SDS) dan periode 1 detik (SD1), ditentukan dengan menggunakan persamaan berikut,

$$SDS = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$SDS = \frac{2}{3} S_{M1}$$

2.5.6.7 Kategori Desain Seismik

Kategori desain seismik suatu struktur diatur oleh pasal 6.5 SNI 1726-2019, dimana penentuan kategori desain seismik berdasarkan nilai SDS, SD1, dan

kategori resiko struktur. Kategori desain seismik yang digunakan adalah yang kategori desain seismik tertinggi yang ditentukan berdasarkan SDS dan SD1.

Sumber: Tabel 8 – SNI 1726 : 2019

Tabel 2. 12 Kategori Desain Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

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

Sumber: Tabel 9 – SNI 1726 : 2019

Tabel 2. 13 Kategori Desain Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik

Nilai SD1	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$SD1 < 0,067$	A	A
$0,067 \leq SD1 < 0,133$	B	C
$0,133 \leq SD1 < 0,20$	C	D
$0,20 \leq SD1$	D	D

2.5.6.8 Spektrum Respons Desain

Langkah awal dalam menentukan spektrum respons desain, adalah menentukan T0 dan TS, yang dapat diperoleh melalui persamaan,

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

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

Kurva spektrum respons desain dikembangkan berdasarkan dengan ketentuan sebagai berikut:

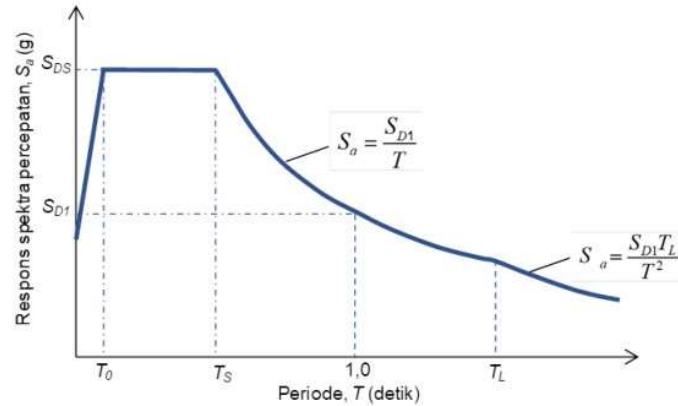
- Untuk periode yang lebih kecil dari T0, spektrum respons percepatan desain, Sa, diambil berdasarkan persamaan,

$$S_a = SDS \cdot (0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0})$$

- Untuk periode yang lebih besar dari atau sama dengan T0 dan lebih kecil dari atau sama dengan TS, Sa sama dengan SDS.

- c. Untuk periode lebih besar dari T_L , respons spektral percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan,

$$S_a = \left(\frac{S_{D1} T_L}{T^2} \right)$$



Gambar 2. 33 Spektrum Respons Desain

Sumber: Gambar 3 – SNI 1726 : 2019

2.5.6.9 Penentuan Periode Fundamental (Mode Pertama)

Periode fundamental struktur dalam arah yang diuji harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang diuji. Periode fundamental pendekatan, T_a , diperoleh berdasarkan persamaan,

$$T_{amin} = C_r \cdot h_n^x$$

$$T_{amax} = C_u \cdot T_a$$

Dimana, h_n = ketinggian struktur (m). C_t dan C_u ditentukan berdasarkan Tabel 17 dan Tabel 18 SNI 1726-2019.

Sumber: Tabel 17 – SNI 1726 : 2019

Tabel 2. 14 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

<i>Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, SD1</i>	<i>Koefisien Cu</i>
³ 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
£ 0,1	1,7

Sumber: Tabel 18 – SNI 1726 : 2019

Tabel 2. 15 Nilai parameter periode pendekatan Ct, dan x

Tipe Struktur	Ct	x
<i>Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 % gaya seismic yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismic:</i>		
Rangka baja pemikul momen		
Rangka beton pemikul momen	0,0724	0,8
	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

Jika tidak terdapat nilai T yang lebih akurat (Tc, hasil perhitungan komputer), maka $T = T_a$. Namun, jika nilai Tc tersedia, maka periode fundamental yang digunakan adalah,

- a) Jika $T_c > C_u \cdot T_a$, maka $T = C_u \cdot T_a$
- b) Jika $T_a < T_c < T_a \cdot C_u$, maka $T = T_c$
- c) Jika $T_c < T_a$, maka $T = T_a$

2.5.6.10 Nilai R, Cd, dan Ω_0

Nilai R (koefisien modifikasi respons), Cd (faktor pembesaran defleksi), dan Ω_0 (faktor kuat lebih sistem) ditentukan berdasarkan Tabel 12 SNI 1726-2019 dengan mengacu pada jenis penahan gaya seismik yang digunakan.

2.5.6.11 Gaya Geser Dasar Seismik

Berdasarkan ketentuan dalam SNI 1726 : 2019, nilai geser dasar seismik (V) ditentukan berdasarkan persamaan 3.10

Keterangan :

C_s = Koefisien respons seismik

W = Berat seismik efektif

2.5.6.12 Koefisien Respon Seismik

Berdasarkan ketentuan SNI 1726 : 2019, koefisien respons seismik dapat ditentukan sesuai dengan persamaan 3.11

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.11)$$

Keterangan :

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respons desain dalam

R = Faktor modifikasi respons

I_e = Faktor keutamaan gempa

Nilai C_s yang dihitung berdasarkan persamaan diatas tidak boleh melebihi hasil persamaan berikut.

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (3.12)$$

2.5.6.13 Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Berdasarkan ketentuan SNI 1726 : 2019, gaya gempa lateral (F_x)[KN] yang muncul disemua tingkat ditentukan berdasarakan persamaan berikut.

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (3.13)$$

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i^k} \quad (3.14)$$

Keterangan :

C_{vx} = Faktor Distribusi Vertikal

V = Gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur [Kn]

W_i dan W_x = Bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenalkan pada tingkat i atau x

k = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur

- Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang, $k = 1$
- Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih, $k = 2$
- Untuk struktur yang mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linear antara 1 dan 2

2.5.6.14 Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Berdasarkan ketentuan SNI 1726 : 2019, geser tingkat desain gempa pada semua tingkat (V_x)[kN] didapatkan dari persamaan berikut

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (3.15)$$

Keterangan :

F_i merupakan bagian dari geser dasar seismik (V) yang timbul di tingkat i , dalam(kN)

2.5.7 Metode Respon Spektrum

Untuk melakukan analisis perhitungan struktur menggunakan metode respon spektrum berdasarkan SNI 1726 : 2019, maka dielaskan seperti yang terdapat pada poin poin di bawah ini.

a. Jumlah Ragam

Untuk menentukan ragam getar alami dalam komponen struktur diperlukan, untuk menganalisa dimana harus menyertakan jumlah ragam (mode shape) agar dapat memperoleh partisipasi massa ragam terkombinasi yang lebih besar dari 90% dari massa aktual didalam setiap arah horizontal dari respon yang ditinjau oleh permodelan struktur.

b. Parameter Respon Ragam

Nilai dari masing – masing parameter desain terkait dari gaya yang ditinjau yang dimana termasuk gaya dukung, simpangan antar tingkat lantai, dan gaya gaya elemen struktur individu untuk masing – masing ragam respon harus dihitung menggunakan properti masing – masing ragam dan spektrum respon harus dibagi dengan kuantitas (R/I_e). Nilai dari total perpindahan dan kuantitas dari simpangan antar lantai harus di kalikan dengan kuantitas (C_d/I_e).

c. Parameter Respon Terkombinasi

Pengkombinasian nilai – nilai dari masing – masing parameter yang ditinjau yang dihitung untuk berbagai ragam menggunakan metode kombinasi kuadrat lengkap (CQC) atau metode akar kuadrat jumlah kuadrat (SRSS) yang sesuai dengan SNI 1726 : 2019. Pada metode CQC harus digunakan dalam masing – masing nilai ragam dimana ragam berjarak deka memiliki korelasi silang yang signifikan diantara respon torsi dan translasi.

d. Skala Nilai Desain untuk Respon Terkombinasi

Nilai gaya geser “V” harus dihitung dalam masing – masing 2 arah horisontal orthogonal menggunakan periode fundamental struktur yang dihitung T didalam masing-masing arah dan prosedur.

e. Skala Gaya

Pada periode fundamental yang dihitung melebihi $C_u T_a$, maka $C_u T_a$ harus digunakan sebagai pengganti dari T dalam arah tersebut. Kombinasi dari respon untuk geser dasar ragam (V_t) < 85 % geser dasar (V) yang dihitung menggunakan prosedur gaya – gaya lateral ekuivalenm, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85 \frac{C_s W}{V_t}$

f. Skala Simpangan Antar Lantai

Apabila didapatkan nilai respons terkombinasi untuk gaya geser dasar ragam (V_t) < 85 % dari nilai $C_s W$, maka simpangan antar lantai harus dikalikan dengan $0,85 \frac{C_s W}{V_t}$

2.5.8 Struktur Penahan Gaya Lateral

Pada bangunan tinggi biasanya kolom ke kolom lain menggunakan jarak/bentang yang pendek. Karakteristik bangunan yang meingkat ke arah vertikal meningkatkan resiko akibat gaya lateral seperti gaya gempa maupun angin menjadi semakin tinggi. Oleh karenanya, diperlukan sebuah sistem struktur yang dapat meredam gaya gaya lateral yang bekerja khususnya pada bangunan yang bertingkat tinggi.

Pada bangunan yang relatif tidak tinggi, sistem struktur tahan penahan beban lateral dapat dirangkap sekaligus dengan sebuah sistem struktur penahan beban gravitasi, seperti portal (rigid frame). Pada struktur portal yang menggunakan material beton bertulang tergolong mudah karena sifatnya yang monolit, namun pada konstruksi dengan material baja, diperlukan sistem sambungan yang terkadanglebih detail dibanding dengan material beton bertulang. Namun, apabila struktur yang ditinjau adalah semakin tinggi, maka dibutuhkan sebuah sistem

struktur penahan gaya lateral yang cukup untuk menahan beban gempa dan beban lateral lainnya.

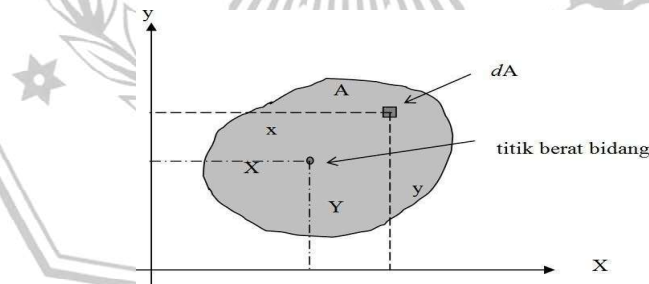
Struktur dengan sistem penah gaya lateral menentukan kekuatan dan kekakuan dari suatu bangunan terhadap beban – beban lateral. Hal ini merupakan prinsip dasar dalam perencanaan sruktur tahan gempa.

Dalam SNI 1726 : 2019 dijelaskan bahwa sistem struktur penahan gaya lateral dibedakan setidaknya menjadi 6 tipe struktur yang diantaranya, sistem kolom kantilever, sistem dinding penumpu, sistem rangka gedung, sistem interaksi dinding dengan rangka, sistem rangka pemikul momen, dan sistem ganda(dual system)

Berikut beberapa jenis struktur yang dalam fungsinya berfungsi sebagai struktur tahanan penahan gaya – gaya lateral

2.5.8.1 Pusat Massa

Suatu benda tegar dianggap tersusun dari banyak partikel karenanya gaya gravitasi bekerja pada tiap-tiap partikel tersebut. Dengan kata lain, setiap partikel mempunyai beratnya masing-masing. Titik berat suatu benda adalah suatu titik pada benda tersebut atau di sekitar benda tersebut di mana berat semua bagian benda terpusat pada titik tersebut. Titik berat bidang datar dapat dihitung secara matematis sebagai berikut:



Gambar 2. 34 Titik Berat Bidang

Suatu bidang datar seperti pada Gambar 5 diatas, dengan luas bidang datar A. Koordinat dA yaitu (x,y) sedangkan koordinat titik berat bidang yaitu (X,Y). Berdasarkan data-data ini dapat ditentukan suatu hubungan:

$$XA = \int x dA \quad (2.36) \quad (3.36)$$

$$YA = \int y dA \quad (2.37) \quad (3.37)$$

Pengertian integral disini adalah perjumlahan, sehingga Persamaan 2.36 dan Persamaan 2.37 diatas dapat juga ditulis dalam bentuk Persamaan 3.38 dan Persamaan 2.39

$$XA = x1A1 + x2A2 + x3A3 ++ xnAn \quad (3.38)$$

$$YA = y1A1 + y2A2 + y3A3 ++ ynAn \quad (3.39)$$

2.5.8.2 Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan ketentuan yang terdapat dalam SNI 1726 : 2019, untuk mengontrol simpangan antar lantai (drift srorey) terdapat berbagai ketentuan yang diatur berdasarkan peraturan tersebut. Pada parameter respon yagn ditinjau haruslah di kombinasikan denagn metode akar jumlah kuarrrta(SRSS) atau dengan metode kombinasi lengkap(CQC) yang dapat dihitung dengan persamaan berikut ini :

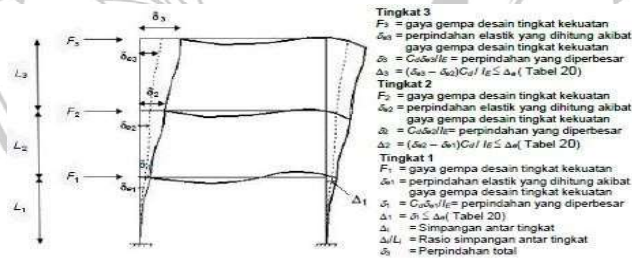
$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_w}{I_e} \quad (3.30)$$

Dimana:

C_d = faktor pembesaran defleksi

δ_{xe} = Defleksi pada lantai yang ditinjau akibat pengaruh gaya lateral

I_e = faktor keutamaan struktur



Gambar 2. 35 Penentuan Simpangan Antar Tingkat

Sumber: SNI 1726 : 2019

Simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi batas simpangan antar lantai ijin seperti tabel 2.16.

Tabel 2. 16 Simpangan Antar Lantai Ijin

Struktur	Kategori Resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	0,025 <i>hsx</i> ^e	0,020 <i>hsx</i>	0,015 <i>hsx</i>
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	0,010 <i>hsx</i>	0,010 <i>hsx</i>	0,010 <i>hsx</i>
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 <i>hsx</i>	0,007 <i>hsx</i>	0,007 <i>hsx</i>
Semua struktur lainnya	0,020 <i>hsx</i>	0,015 <i>hsx</i>	0,010 <i>hsx</i>

Keterangan:

hsx : tinggi tingkat dibawah tingkat x

2.5.8.3 Puntir (Torsi)

Torsi adalah puntiran dalam banyak hal, sering terjadi gaya yang menyebabkan elemen struktur berotasi terhadap sumbu longitudinalnya. Gaya yang merupakan resultan dari tegangan torsi merupakan kopel yang mengimbangi momen torsi eksternal.

Puntir (Torsi) terjadi pada konstruksi beton monolit, terutama apabila beban bekerja pada jarak yang tidak nol dari sumbu memanjang batang struktur. Balok ujung dari panel lantai, balok tepi yang menerima beban dari satu sisi, atap kanopidari Halte bus yang ditumpu oleh sistim balok di atas kolom, balok keliling padalubang lantai dan juga tangga melingkar, semuanya merupakan contoh elemen struktural yang mengalami momen puntir. Momen puntir itu sering kali menyebabkan tegangan geser yang cukup besar. Sebagai akibatnya dapat terjadi retak-retak yang dapat menjalar sampai melebihi limit serviceability yang diijinkan. Pada keadaan nyata balok tepi suatu sistim struktural, besarnya kerusakan akibat torsi biasanya tidak terlalu mengkhawatirkan, ini disebabkan oleh adanya retribusi tegangan di dalam struktural. Hampir semua balok beton yang segi empat yang mengalami torsi mempunyai komponen penampang berupa

segiempatseperti penampang bersayap (berflens) seperti penampang balok T dan L. Kapasitas beton sederhana dalam menahan torsi apabila dikombinasikan dengan beban lain dapat banyak dalam hal lebih kecil dari pada apabila hanya menahan momen torsi luar rencana yang sama tanpa dikombinasikan dengan gaya lainnya. (Sumber : *Beton Bertulang Dr. Edward G. Nawy, P.E.*). Secara umum, Torsi (puntiran) terjadi akibat perputaran balok-gelagar atau kolom terhadap sumbunya. Perputaran yang diakibatkan oleh beban-beban yang titik kerjanya tidak terletak pada sumbu simetri vertikal. (Sumber : *Dasar-dasar Perencanaan Beton Bertulang oleh, Ir. W.C. Vis dan Ir. Gideon H. Kusuma M. Eng.*).

2.5.8.3.1 Pengaruh Torsi

Beban lateral dapat mengakibatkan torsi pada bangunan ketika beban lateral tersebut cenderung memutar bangunan tersebut dengan arah vertikal. Torsi merupakan efek momen termasuk putaran atau torsian yang terjadi pada penampang tegak lurus terhadap sumbu utama dari elemen. Hal ini terjadi ketika pusat beban tidak tepat dengan pusat kekakuan elemen vertikal beban lateral dan sistem ketahanan struktur tersebut. Eksentrisitas diantara pusat kekakuan dan massa bangunan dapat menyebabkan gerakan torsi selama terjadinya gempa. Torsi ini dapat meningkatkan displacement pada titik ekstrim bangunan dan menimbulkan masalah pada elemen penahan lateral yang berlokasi pada tepi gedung.

Torsi yang timbul pada bangunan dapat disebabkan oleh beberapa hal yaitu: bentuk bangunan, efek gangguan bangunan lain dan pengaruh dinamis, namun para perancang sering malalaikan pengaruh tersebut. Torsi tidak dapat dihapuskan tetapi dapat mungkin diperkecil atau paling sedikit merancang untuk dikenali (*Astariani, N.K., 2010*)

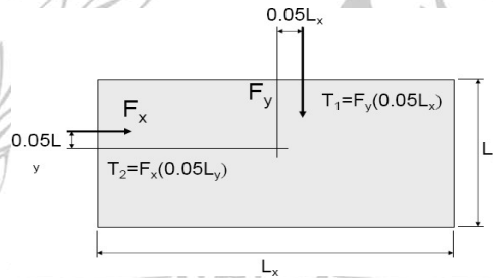
2.5.8.3.2 Torsi Bawaan

Untuk diafragma yang fleksibel, distribusi gaya lateral di masing-masing tingkat harus memperhitungkan pengaruh momen torsi bawaan, M_t , yang dihasilkan dari eksentrisitas antara lokasi pusat massa dan pusat kekakuan. Untuk diafragma fleksibel, distribusi gaya ke elemen vertikal harus memperhitungkan posisi dan distribusi massa yang didukungnya.

2.5.8.3.3 Torsi Tak Terduga

Apabila difragma fleksibel, pada desain haruslah menyertakan momen puntir bawaan (Mt)(kN) yang diakibatkan dari lokasi massa struktur dan ditambah momen puntir tak terduga (Mta)(kN) yang di akibatkan karena perpindahan lokasi pusat massa dari posisi aktualnya yangdi asumsikan pada masing-masing arah dengan jarak yang sama dengan 5% dimensi struktur tegak lurus thadap arah gayayang diterpkan.

Apabila gaya gempa dicoba secara serentak dalam 2 arah oertogonal, maka perpindahan pusat massa 5% yang disyartakan tidak perlu lagi diterapkan dalam kedua arah ortogonal pada saat yang bersamaan, tetapi harus diterpakna dalam arah yang menghasilkan pengaruh yang lebih besar.



Gambar 2. 36 Torsi Tak Terduga

Sumber : *Konsep SNI Gempa 1726 : 201X, Seminar HAKI 2011*

2.5.8.3.4 Pembesaran Momen Torsi Tak Terduga

Struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C, D, E, dan F, dimana tipe 1a atau 1b ketidakberaturan torsi harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan dengan mengalikan Mta di masing- masing tingkat dengan faktorpembesaran torsi (Ax) yang ditentukan dari persamaan berikut :

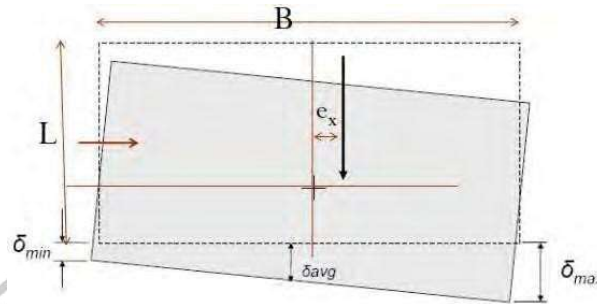
$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1,2\delta_{avg}} \right)^2 \tag{3.41}$$

Dimana :

δ_{max} : perpindahan maksimum di tingkat x (mm) yang dihitung dengan mengasumsikan $A_x = 1$ mm

δ_{avg} : rata-rata perpindahan di titik-titik terjauh struktur di tingkat x yang dihitung dengan mengasumsikan $A_x = 1$ mm

Faktor pembesaran torsi (A_x) tidak disyaratkan melebihi 3.00. pembebanan yang lebih parah untuk masing-masing elemen harus ditinjau untuk desain.



Gambar 2.37 Pembesaran Torsi Tak Terduga

Sumber : Konsep SNI Gempa 1726 : 201X, Seminar HAKI 2011

2.5.8.4 Pengaruh P-Delta

P-delta akan mempengaruhi geser, momen tingkat, dan momen elemen struktur, tidak harus memperhitungkan koefisien stabilitas (θ) pada simpangan antar lantai bila nilainya kurang dari 0,1, persamaannya adalah sebagai berikut:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (3.42)$$

Dimana :

P_x : beban desain vertikal total pada tingkat di atas level x

Δ : drift tingkat (simpangan antar lantai) yang dihitung pada level desain (termasuk C_d)

V_x : gaya geser seismik total tingkat yang ditinjau

H : tinggi antar tingkat yang ditinjau. Bila $\theta > 0.10$, maka harus dicek berdasarkan persamaan berikut :

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} < 0.25 \quad (3.43)$$

β adalah rasio geser perlu terhadap kapasitas geser tingkat yang ditinjau. β boleh diambil = 1.00. Jika $\theta > \theta_{max}$ struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang.

2.6 Perencanaan Struktur Bawah (Pondasi)

Pondasi adalah salah satu komponen yang paling penting dalam konstruksi bangunan, menurut Direktorat Jenderal Cipta Karya (2017:9). Tanah harus cukup kokoh untuk mendukung bangunan karena fondasi mentransmisikan beban struktur ke tanah., serta mendukung struktur bangunan. Sementara posisi tanah yang padat yang mendukung bangunan menentukan kedalaman fondasi, beban bangunan dan keadaan tanah di sekitarnya menentukan jenis fondasi. Sangat penting untuk merencanakan sebuah bangunan sebelum konstruksi dimulai. untuk menetapkan keamanan suatu bangunan, mempersingkat waktu pengerjaan dan tentunya menghemat biaya. Selain itu sebuah konstruksi harus kuat untuk menahan dan mendukung beban di atasnya untuk menjamin stabilitas bangunan. maka dari itu peranan pondasi sangatlah penting bagi sebuah bangunan. Saat memilih jenis fondasi yang tepat, elemen-elemen berikut harus dipertimbangkan (Suyono 1984:75):.

a. Kondisi Tanah Pondasi

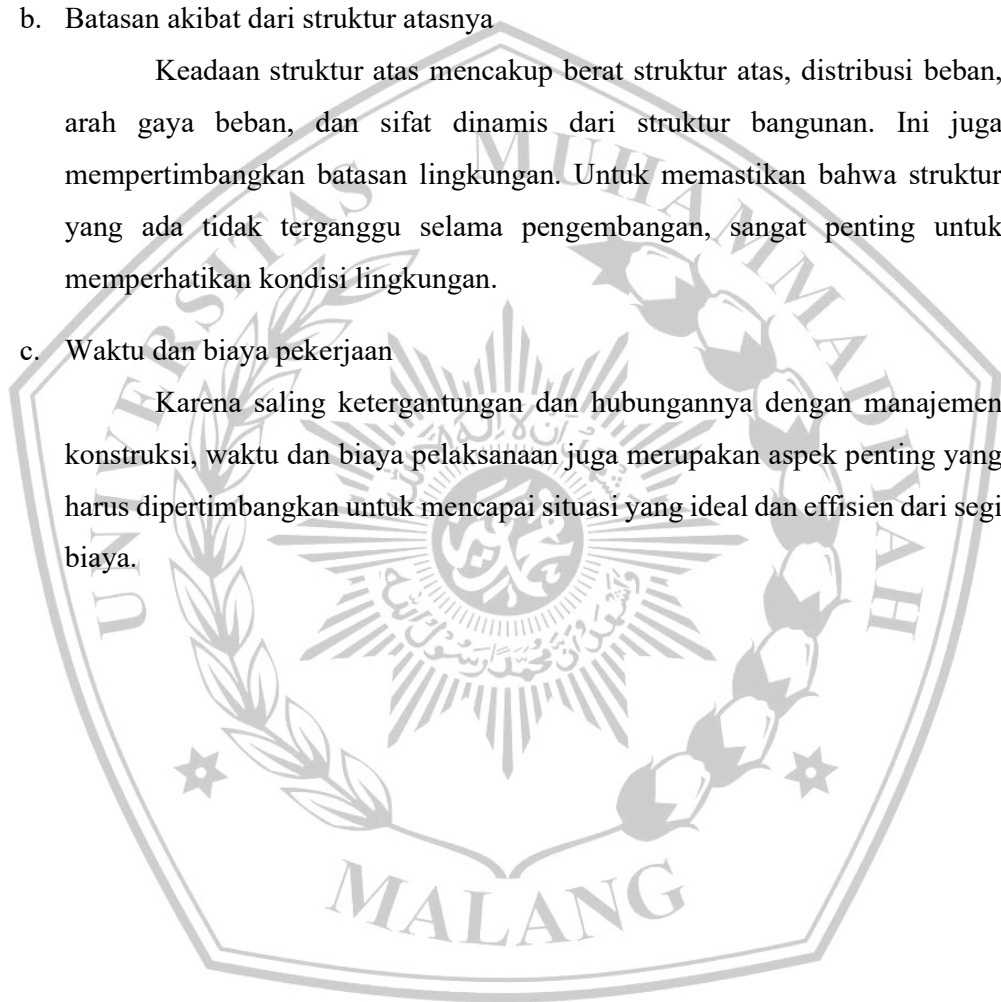
Pondasi bangunan ditempatkan di bagian paling bawah, di mana ia langsung bersentuhan dengan tanah. Oleh karena itu, pemilihan jenis fondasi sangat dipengaruhi oleh kondisi tanah. Jenis tanah, kedalaman tanah yang padat, kapasitas dukung tanah, dan karakteristik tanah lainnya harus dipertimbangkan saat memilih fondasi

b. Batasan akibat dari struktur atasnya

Keadaan struktur atas mencakup berat struktur atas, distribusi beban, arah gaya beban, dan sifat dinamis dari struktur bangunan. Ini juga mempertimbangkan batasan lingkungan. Untuk memastikan bahwa struktur yang ada tidak terganggu selama pengembangan, sangat penting untuk memperhatikan kondisi lingkungan.

c. Waktu dan biaya pekerjaan

Karena saling ketergantungan dan hubungannya dengan manajemen konstruksi, waktu dan biaya pelaksanaan juga merupakan aspek penting yang harus dipertimbangkan untuk mencapai situasi yang ideal dan efisien dari segi biaya.



2.6.1 Jenis-Jenis Pondasi

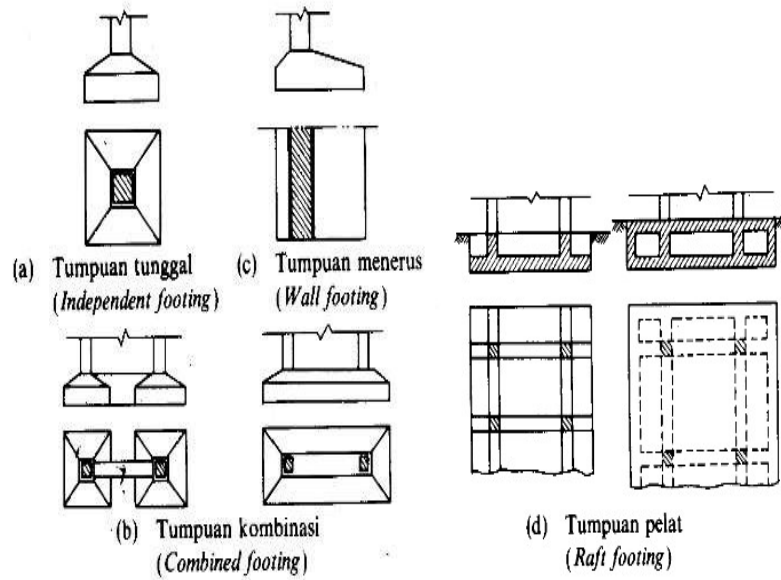
Menurut (Hardiyatmo, 1996: 62), terdapat dua klasifikasi pondasi, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal adalah pondasi yang langsung memikul beban – beban secara langsung, seperti: pondasi telapak, pondasi memanjang, dan pondasi rakit. Pondasi dalam adalah pondasi yang memindahkan beban bangunan ke tanah keras atau batuan yang terletak relative jauh dari permukaan tanah, contohnya pondasi sumuran dan pondasi tiang.

2.6.1.1 Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal adalah pondasi yang mempunyai ketelitian kedalaman kurang dari empat dan lebar kira – kira empat. Apabila perbandingan kedalaman dan lebar pondasi lebih besar dari empat maka pondasi tersebut tergolong pondasi dalam. Daya dukung tanah pondasi dangkal aman apabila penurunan (*settlement*) tanah yang akibat beban berada dalam batas yang dapat diterima dan tidak terjadi keruntuhan geser tanah di tempat pondasi berada (Braja M Das, 1995:116). Pondasi dangkal sendiri memiliki beberapa jenis yaitu

1. Pondasi Telapak

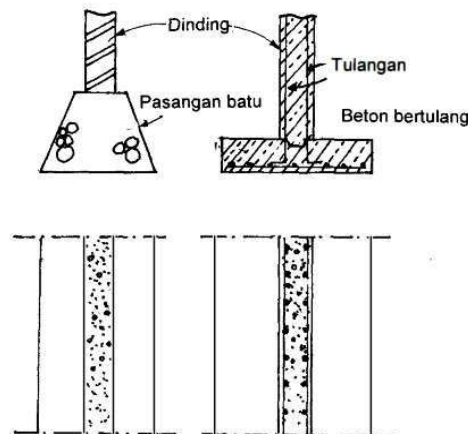
Pondasi telapak adalah suatu pondasi yang menopang bangunan langsung diatas tanah pondasi, dengan lapisan tanah yang baik dan cukup tebal untuk menopang bangunan tersebut sedikit dibawah permukaan tanah pondasi. Pondasi telapak pada umumnya di bangun di atas tanah yang menahan beban dengan cara membuat suatu tumpuan yang bentuk dan ukurannya sesuai dengan daya dukung bangunan dan tanah pondasi itu (Sosrodarsono, 2000: 79). Pada Gambar 2.1 menyajikan contoh pondasi telapak yang dibedakan sebagai berikut:



Gambar 2. 38 Jenis-jenis pondasi telapak (a) tumpuan tunggal, (b) tumpuan kombinasi, (c) tumpuan menerus, (d) tumpuan pelat; (Sosrodarsono 2000:80)

2. Pondasi memanjang

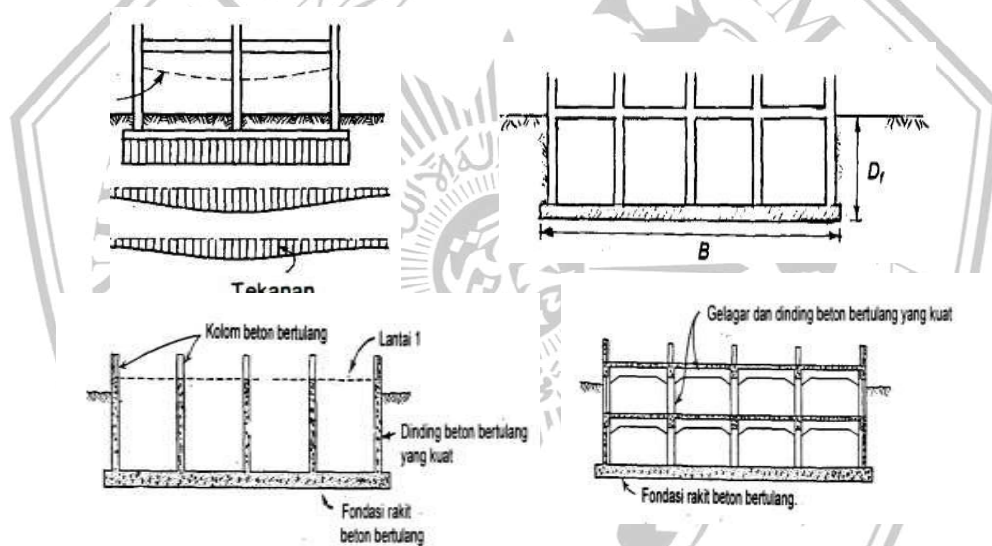
Pondasi memanjang adalah pondasi yang dirancang untuk menopang dinding memanjang atau digunakan untuk mendukung sederetan kolom berjarak dekat, sehingga sisi- sisinya sejajar satu sama lain. Pada perancangan, beban kolom biasanya dianggap sebagai beban titik dan beban dinding dianggap sebagai beban garis per satuan panjang (Hardiyatmo, 1996: 212). Pada Gambar 2.2 menyajikan contoh bentuk pondasi memanjang.



Gambar 2. 39 Pondasi memanjang (Hardiyanto, 1996:212)

3. Pondasi rakit

Pondasi rakit (*raft foundation* atau *mat foundation*), adalah bagian bawah dari struktur mirip rakit yang membentang di seluruh pondasi bangunan. Bagian ini berfungsi memindahkan beban bangunan ke tanah di bawahnya. Pondasi rakit digunakan apabila lapisan tanah akan memerlukan luas yang hampir menutupi lantai bangunannya. Tergazhi dan Peck (1948), mengemukakan agar 50% luas bangunan ditutupi oleh luas pondasi, lebih ekonomis jika digunakan pondasi karena dapat menghemat biaya penggalian dan penulangan beton (Hardiyatmo, 1996: 247). Pada gambar 2.3 menyajikan contoh pondasi rakit.



Gambar 2. 40 Pondasi Rakit (a) distribusi tekanan antara rakit pada tanah dibawahnya, (b) kedalaman dan lebar pondasi rakit, (c) struktur pengaku.

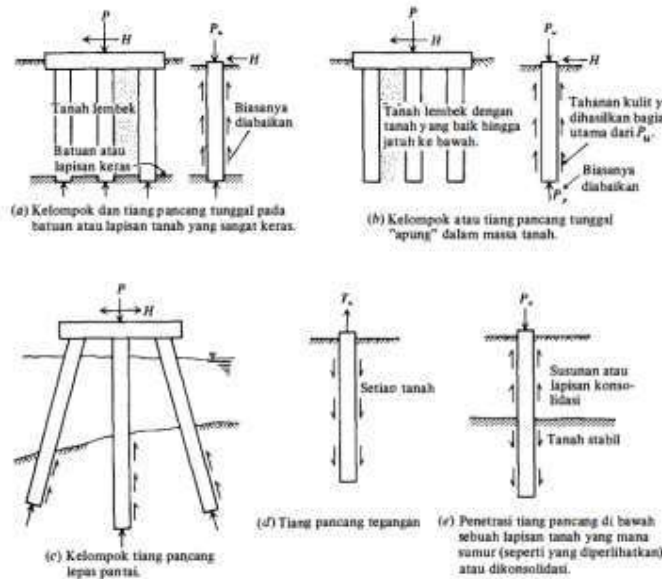
2.6.1.2 Pondasi Dalam

Pondasi dalam seringkali di sebut dengan pondasi tiang, yaitu struktur pondasi yang mampu menahan gaya tegak lurus sumbu tiang dan menampung lentur. Faktanya pondasi dalam lebih mahal dibandingkan pondasi telapak. Oleh karena itu, dalam menentukan sifat- sifat tanah pada kedalaman kritis perlu sangat berhati – hati agar pada saat merencanakan pondasi dapat menentukan secara pasti jenis pondasi yang dibutuhkan tanpa berlebihan(H a d i h a r d a j a , 1 9 9 7 : 5) . Seperti yang dijelaskan pada

pengertian jenis- jenis pondasi. Pondasi dalam sendiri memiliki beberapa jenis yaitu:

1. Pondasi tiang pancang

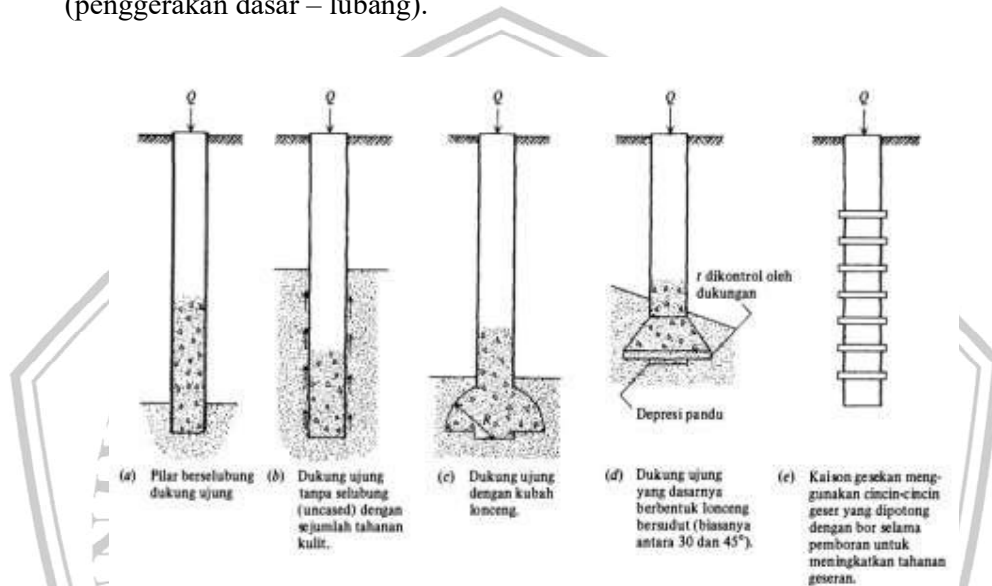
Tiang pancang biasanya digunakan untuk mengangkat beban pekerjaan tanah ke dalam dan melalui lapisan tanah. Dalam hal ini kita mengetahui beban vertikal dan lateral. Selain itu, tiang pancang juga digunakan untuk menahan gaya desakan ke atas, atau gaya guling. Misalnya, digunakan untuk menemukan ruang bawah tanah di bawah permukaan air jenuh atau untuk mengamankan kaki menara agar tidak jatuh. Fungsi lainnya yaitu untuk mengontrol penurunan permukaan tanah ketika kaki atau telapak kaki yang terentang atau telapak beradapada tanah tepi atau didasari oleh sebuah lapisan yang kemampatannya tinggi dan juga sebagai faktor keamanan tambahan dibawah tumpuan tiang, khususnya jika erosi merupakan persoalan yang potensial (Bowles, 2000: 235). Pada Gambar 2.41 menyajikan contoh bentuk pondasi tiang



Gambar 2. 41 Pondasi Tiang Pancang (Bowles, 2000: 235)

2. Pondasi tiang bor (Bored Pile)

Menurut (Bowles, 2000:382), pondasi tiang bor atau biasa disebut *bored pile* dibuat dengan cara mengebor lubang berbentuk silindris sampai kedalaman yang diinginkan dan mengisi lubang tersebut dengan beton berlubang berbentuk silinder. Dalam hal ini bisa berupa lubang lurus atau bagian dasarnya diperluas dengan cara *under reaming* cara *under reaming* (penggerakan dasar – lubang).



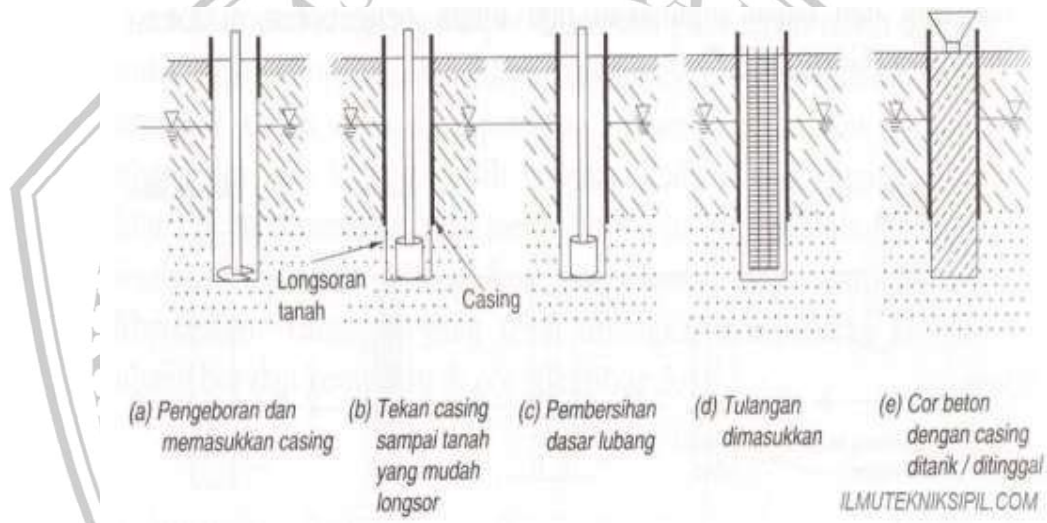
Gambar 2. 42 Jenis-jenis Pondasi Tiang Bor (Bowles, 2000:283)

Pemilihan pondasi dapat dilakukan berdasarkan daya dukung tanah sebagai berikut:

1. Jika tanah keras berada pada permukaan tanah 2-3 m dibawah permukaan tanah maka pondasi yang disarankan yaitu pondasi dangkal, seperti pondasi telapak
2. Jika tanah keras berada pada kedalaman hingga 6 m maka pondasi yang disarankan yaitu pondasi tiang bor normal
3. Jika tanah keras berada pada kedalaman hingga 10 m maka pondasi yang disarankan yaitu pondasi dalam seperti tiang pancang
4. Jika tanah keras berada pada kedalaman hingga 20 m atau lebih maka pondasi yang disarankan yaitu pondasi dalam, seperti pondasi tiang pancang atau tiang bor.

2.6.1.3 Pondasi Bored Pile

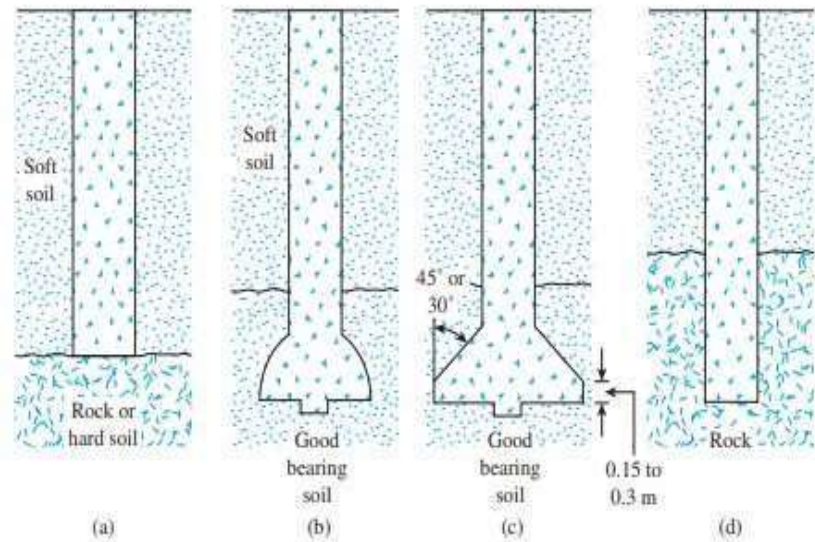
Pondasi *bored pile* merupakan jenis pondasi dalam yang dituangkan langsung ke lokasi pembangunan. Pada awal pembangunan pondasi, dilakukan penggalian tanah pada titik – titik yang hendak disiapkan sebagai tiang bor. Saat memasang tiang, jika ada air di lokasi penggalian harus dikeluarkan. Pada tahap pengecoran tiang beton digunakan bantuan pipa dari selubung baja (*casing*) yang digunakan sebagai penahan pada lubang sekitar pengeboran agar tidak terjadi kelongsoran. Dalam pemasangan pipa (*casing*) dilaksanakan dengan metode pemancangan yaitu menggetarkan maupun penekanan pada pipa *casing* sampai pada kedalaman



Gambar 2. 43 Pengerjaan Pondasi Tiang Bor

Jenis – jenis pondasi tiang bor (*bored pile*) sebagai berikut :

- Tiang bor lurus digunakan untuk tanah keras
- Tiang bor yang memiliki ujung yang diperbesar berbentuk bel
- Tiang bor yang memiliki ujung diperbesar berbentuk trapesium
- Tiang bor yang memiliki ujung lurus, biasanya digunakan untuk tanah bebatuan



Gambar 2. 44 Jenis-jenis pondasi tiang bor (Bored Pile)

Dalam penggunaan penggunaan pondasi tiang bor (*bored pile*) pada struktur bangunan terdapat beberapa alasan, antara lain :

- a. Penggunaan tiang kelompok maupun diameter yang bervariasi.
- b. Penggunaan tiang kelompok maupun *pile cap* dapat diberikan pada pondasi tiang bor (*bored pile*)
- c. Tidak terjadi kebisingan yang dapat mengganggu sekitar lokasi proyek konstruksi akibat alat pancang pada pelaksanaan pondasi tipe tiang bor (*bored pile*)
- d. Kerusakan bangunan di sekitar lokasi konstruksi dapat dihindari karena tidak terjadi proses pemancangan pada pondasi tiang bor (*bor piled*)
- e. Memiliki ketahanan yang tinggi terhadap beban lateral
- f. Kemudahan pemeriksaan secara langsung pada permukaan atas dimana tiang bor (*bor pile*) direncanakan
- g. Perluasan dasar pondasi tiang bor (*bore pile*) dapat dilakukan yang bertujuan untuk meningkatkan ketahanan terhadap gaya keatas.

Ukuran atau berat bangunan yang ditopangnya, penggunaannya yang dimaksudkan, dan jenis tanah yang digunakan sebagai pondasi konstruksi semua berpengaruh pada cara kerja *bored pile*. Contoh faktor-faktor ini meliputi:

1. Melalui daya tahan ujung tiang dan pelindung tiang, beban ditransfer dari struktur yang lebih tinggi ke tanah, yang berfungsi sebagai tumpuan pondasi.
2. Untuk memadatkan tanah dan menahan kemampuan dukung tanah ke atas, serta gaya geser yang ditimbulkan oleh beban gabungan
3. Untuk mengurangi jumlah penurunan yang terjadi pada bangunan, terutama yang dibangun di atas jenis tanah yang mengalami penurunan signifikan.

Pondasi tiang bor juga memiliki beberapa kelebihan dan kekurangan dalam pemasangan maupun perencanaannya, berikut pemaparannya :

➤ Keuntungan

1. Pemasangan pondasi ini tidak menimbulkan polusi suara yang mengakibatkan terganggunya daerah sekitar pembangunan serta tidak membahayakan bangunan sekitar karena getaran
2. Meminimalisir penggunaan beton dan penguatan *dowel* pada *pile cap*
3. Desain seberapa dalam pondasi dapat diatur sesuai kebutuhan
4. Pondasi ini dapat di pasang menembus bebatuan
5. Perubahan tegangan waktu pengangkutan dan pemancangan tidak mempengaruhi pada saat penulangan

➤ Kekurangan

1. Kondisi cuaca sangat mempengaruhi pada tahap pengecoran
2. Pengeboran dapat mengalami gangguan jika jenis tanah yang di bor berupa pasir dan tanah kerikil
3. Mutu beton harus terjamin kualitas dan keseragamannya supaya tidak mengurangi kemampuan *bored pile* untuk mendukung beban.
4. Masuknya air ke dalam lubang pengecoran dapat menyebabkan perubahan kepadatan tanah, yang dapat menurunkan kemampuan tiang untuk mendukung beban.
5. Inklusi air tanah ke dalam beton membuatnya tidak mungkin untuk mengatur kualitasnya.

2.6.2 Pembebanan

Dalam merencanakan sebuah bangunan ada beberapa faktor penting yang harus diperhatikan, seperti beban – beban pada struktur bangunan yang akan di rancang. Dengan mengetahui beban yang akan bekerja pada struktur, maka dapat merancang pondasi yang cocok untuk menopang beban – beban struktur di atasnya. Dalam menghitung beban – beban yang bekerja pada suatu struktur tidak boleh terjadi kesalahan dan diperlukan perencanaan yang tepat dan cermat agar struktur yang direncanakan dapat dibangun dengan aman dan digunakan sesuai fungsinya. Secara umum beban – beban yang akan bekerja pada struktur bangunan adalah beban mati (*dead load*), beban hidup (*live load*), beban gempa (*seismi load*).

2.6.2.1 Beban Mati

Menurut SNI 1726- 2019) beban mati merupakan seluruh bangunan yang terpasang, meliputi dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi, finishing dan komponen arsitektural structural lainnya.

Pada perhitungan berat struktur ini meliputi berat kolom, plat, balok, serta aksesoris yang berdasarkan pada berat jenis atau berat satuan pada struktur tersebut.

- Berat Plat Lantai

$$W_{\text{plat}} = \text{Tebal} \times \text{luas lantai} \times \text{berat sendiri beton bertulang}$$

- Berat Spesi

$$W_{\text{spesi}} = \text{Luas lantai} \times \text{tebal} \times \text{berat sendiri spesi}$$

- Berat keramik

$$W_{\text{keramik}} = \text{Luas lantai} \times \text{berat sendiri spesi}$$

- Berat pas dinding hebel

$$W_{\text{dinding}} = \text{Tebal} \times \text{tinggi} \times \text{panjang dinding} \times \text{berat sendiri}$$

- Berat sloof

$$W_{\text{sloof}} = T \times L \times \text{panjang sloof} \times \text{jumlah} \times \text{berat sendiri beton}$$

- Berat kolom

$$W_{\text{kolom}} = P \times L \times \text{tinggi kolom} \times \text{jumlah} \times \text{berat sendiri beton}$$

- Berat *non* struktur
 $W_{non\ struktur} = 10\% \times W_{struktur}$
- Berat total keseluruhan beban mati
 $W_{total} = W_{non\ struktur} + W_{struktur}$

Tabel 2. 17 Berat Sendiri Elemen Gedung

No	Komponen Gedung	Berat
1	Adukan, per cm tebal:	
	- dari semen	21 kg/m ²
	- dari kapur, semen merah atau tras	17 kg/m ²
	Aspal, termasuk bahan-bahan mineral penambah, per cm tebal	14 kg/m ²
2	Dinding pasangan bata merah	
	- satu batu	450 kg/m ²
	- setengah batu	250 kg/m ²
3	Dinding pasangan batako:	
	Berlubang:	
4	- tebal dinding 20 cm (HB 20)	200 kg/m ²
	- tebal dinding 10 cm (HB120)	120 kg/m ²
5	Tanpa lubang	
	- tebal dinding 15 cm	300 kg/m ²
	- tebal dinding 10 cm	200 kg/m ²
6	Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk-rusuknya, tanpa penggantung langit-langit atau pengaku); terdiri dari:	
	- semen asbes (eternity dan bahan lain sejenis), dengan tebal Maksimum 4 mm	100 kg/m ²
	Lantai kayu sederhana dengan balok kayu, tanpa langit-langit Dengan bentang maksimum 5 m dan untuk beban hidup Maksimum 200 kg/m ²	40 kg/m ²
6	Penggantung langit-langit (dari kayu), dengan bentang Maksimum 5 m dan jarak s.k.s minimum 0,80 m	7 kg/m ²
	Penutup atap genteng dengan reng dan usuk/kaso, per m ² Bidang atap	50 kg/m ²
	Penutup atap sirap dengan reng dan usuk/kaso, per m ² bidang atap	40 kg/m ²
6	Penutup atap seng gelombang (BWG 24) tanpa gordeng	10 kg/m ²
	Penutup lain dari ubin semen portland, teraso dan beton, tanpa Adukan per cm tebal	24 kg/m ²

Tabel 2. 18 Berat Isi Bahan Bangunan

No	Bahan Bangunan	Berat Isi
1	Baja	7850 kg/m ³
2	Batu alam	2600 kg/m ³
3	Batu belah, batu bulat, batu gunung (berat tumpuk)	1500 kg/m ³

4	Batu karang (berat tumpuk)	700 kg/m ³
5	Batu pecah	1450 kg/m ³
6	Besi tuang	7250 kg/m ³
7	Beton	2200 kg/m ³
8	Beton bertulang	2400 kg/m ³
9	Kayu	1000 kg/m ³
10	Kerikil, koral (kering udara sampai lembab, tanpa diayak)	1650 kg/m ³
11	Pasangan bata merah	1700 kg/m ³
12	Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung	2200 kg/m ³
13	Pasangan batu cetak	2200 kg/m ³
14	Pasangan batu karang	1450 kg/m ³
15	Pasir (kering udara sampai lembab)	1600 kg/m ³
16	Pasir (jenuh air)	1800 kg/m ³
17	Pasir kerikil, koral (kering udara sampai lembab)	1850 kg/m ³
18	Tanah, lempung dan lanau (kering udara sampai lembab)	1700 kg/m ³
19	Tanah, lempung dan lanau (basah)	2000 kg/m ³
20	Timah hitam (timbel)	11400 kg/m ³

2.6.2.2 Beban Hidup

Menurut (Sni 1727 - 2013: 18) beban hidup adalah beban – beban yang ditanggung oleh pengguna dan penghuni suatu bangunan atau struktur lain dan tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, dan beban mati. Sementara itu, lantai, atap, dan permukaan serupa harus dirancang untuk dapat menopang dengan aman beban hidup terdistribusi merata. Beban hidup yang digunakan dalam desain bangunan konstruksi lainnya harus sesuai dengan dengan beban maksimum yang diharapkan berdasarkan hunian dan penggunaan bangunan Gedung



Tabel 2. 19 Beban Hidup pada Lantai Gedung

No	Jenis Lantai Gedung	Berat
1	Lantai dan tangga rumah tinggal, kecuali yang disebut dalam b	200 kg/m
1.	Lantai dan tangga rumah tinggal sederhana dan gudang-gudang tidak penting yang bukan untuk toko, pabrik atau bengkel	125 kg/m
2.	Lantai sekolah, ruang kuliah, kantor, toko, toserba, restoran, hotel,	250 kg/m
No	Jenis Lantai Gedung	Berat
	Asrama dan rumah sakit	250kg/m
4	Lantai ruang olah raga	400 kg/m
5	Lantai ruang dansa	500 kg/m
	Lantai dan balkon-dalam dari ruang-ruang untuk pertemuan yang lain	
6	dari pada yang disebut dalam a s/d e, seperti masjid, gereja, ruang pagelaran, ruang rapat, bioskop dan panggung penonton dengan tempat duduk tetap	400 kg/m
7	Panggung penonton dengan tempat duduk tidak tetap atau untuk penonton yang berdiri	500 kg/m
8	Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam c	300 kg/m
9	Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam d, e, f dan g	500 kg/m
10	Lantai ruang pelengkap dari yang disebut dalam c, d, e, f dan g	250 kg/m
11	Lantai untuk: pabrik, bengkel, gudang, perpustakaan, ruang arsip, toko buku, toko besi, ruang alat-alat dan ruang mesin, harus direncanakan terhadap beban hidup yang ditentukan tersendiri, dengan minumum	400 kg/m
	Lantai gedung parkir bertingkat:	
12	- Untuk lantai bawah	800 kg/m
	- Untuk lantai tingkat lainnya	400 kg/m
13	Balkon-balkon uang menjorok bebas keluar harus direncanakan terhadap beban hidup dari lantai ruang yang berbatasan, dengan Minimum	300 kg/m

sumber : 1 SNI 1726-2019

2.6.2.3 Beban Gempa

Gempa bumi merupakan getaran yang terjadi di permukaan bumi akibat pelepasan energi dalam secara tiba – tiba dan menghasilkan gelombang seismik. Untuk membangun pondasi suatu bangunan yang mampu menahan gaya gempa yang terjadi maka beban gempa harus diperhitungkan pada saat perencanaan, terutama pada bangunan bertingkat. Dalam perencanaan pondasi ini, dilakukan analisis dengan mengacu pada peraturan SNI 1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung

dan Non Gedung. Untuk menganalisis beban gempa menggunakan dua metode yaitu metode static ekivalen dan metode respon spektra

2.6.3 Faktor Keutamaan Gempa

Pada SNI 1726-2019 (BSN, 2019:24-25) setiap bangunan berdasarkan jenis pemanfaatannya dibedakan menjadi 4 kategori resiko, berbagai kategori resiko struktur bangunan Gedung dan non Gedung sesuai tabel 2.1 pengaruh gempa rencana terhadap harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan gempa I_e menurut tabel 3.2. Khusus untuk struktur bangunan dengan kategori resiko IV, bila dibutuhkan pintu masuk untuk operasional dari struktur bangunan yang bersebelahan, maka struktur bangunan yang bersebelahan tersebut harus didesain sesuai dengan kategori resiko IV

Tabel 2. 20 Kategori resiko bangunan Gedung dan non Gedung untuk beban gempa

Tabel 3 – Kategori resiko bangunan gedung dan nongedung untuk beban gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,II,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <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> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi 	III
<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>	IV

Tabel 3 – Kategori risiko bangunan gedung dan nongedung untuk beban gempa (lanjutan)

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

Sumber 1 SNI 1726-2019 (BSN, 2019: 24-25)

Tabel 2. 21 Faktor Keutamaan Gempa

Tabel 4 – Faktor keutamaan gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

2.6.3.1 Klasifikasi Situs

Tabel 2. 22 Klasifikasi Situs

Tabel 5 – Klasifikasi situs

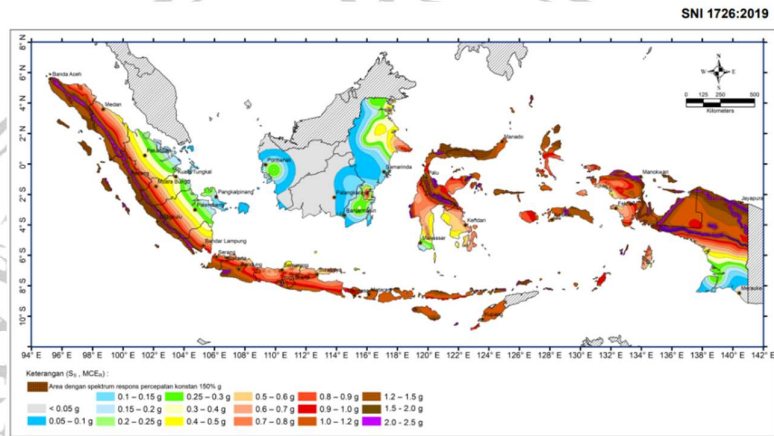
Kelas situs	\bar{V}_s (m/detik)	\bar{V} atau $\bar{V}_{s,0}$	$\bar{\sigma}_v$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{\sigma}_v < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	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 $\bar{\sigma}_v < 50$ kPa

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

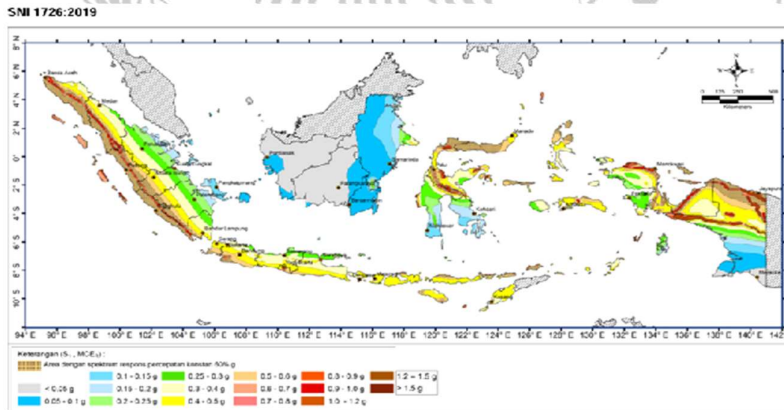
2.6.3.2 Peta Gempa yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCER)

Menurut SNI 1726-2019 (BSN,2019 : 34) peta-peta gerak tanah seismik dan koefesien resiko dari gempa maksimum yang dipertimbangkan (*Maximum Considered Earthquake, MCE*) yang ditunjukkan pada gambar 1 dan gambar 2, yaitu parameter respon spectra percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda 0,2 detik (S_s) dan parameter respons spectra percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda 1,0 detik (S_1). Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER) disajikan pada gambar 7.4 dan gambar 7.5



Gambar 2. 45 Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget

Sumber : SNI 1726:2019



Gambar 2. 46 S_1 , Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget

Sumber : SNI 1726:2019

Parameter respons spektral dan koefisien situs untuk percepatan seismik maksimum yang diperhitungkan untuk risiko yang ditargetkan (MCER).

SNI 1726 (2019:34) menyatakan bahwa indeks amplifikasi seismologi dianggap perlu untuk interval 0,2 dan 1 sekon guna menghitung percepatan spektral respons gempa bumi (MCER) di lapisan atas **Gambar 2,45** menampilkan indeks amplifikasi vibrasi yang relatif memiliki percepatan dalam jangka waktu singkat (F_a), sedangkan **Gambar 2,46** menampilkan indeks amplifikasi yang relatif memiliki percepatan yang mewakili vibrasi dengan durasi satu detik (F_v). Rumus berikut harus digunakan untuk menghitung parameter percepatan respons spektral untuk interval 1 sekon (SM1) dan jangka waktu singkat (SMS), yang dimodifikasi untuk efek klasifikasi lokasi:

$$SMS = F_a \times SS$$

$$SM1 = F_v \times S1$$

Koefisien Situs

Dengan koefisien situs F_a dan F_v mengikuti Tabel 3.6 dan Tabel 3.7 jika kelas situs SE digunakan sebagai kelas situs berdasarkan 0, maka nilai F_a tidak boleh kurang dari 1,2. Jika digunakan prosedur desain sesuai pasal 0, maka nilai F_a ditentukan sesuai 0 serta F_v , SMS dan SM1 tidak perlu ditentukan.

Tabel 2. 23 Koefisien Situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
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
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	$SS^{(a)}$					

Tabel 2. 24 Koefisien Situs, Fv

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE _R) terpetakan pada periode 1 detik, S _T					
	S _T ≤ 0,1	S _T = 0,2	S _T = 0,3	S _T = 0,4	S _T = 0,5	S _T ≥ 0,6
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS ^(a)					

Periode fundamental pendekatan

Periode fundamental pendekatan (T_a) dalam detik dihitung menggunakan persamaan :

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

1. Koefisien respon seismic

Koefisien respon seismik (C_s) harus ditentukan melalui persamaan – persamaan yang mengacu pada (Sni 1726:2019:70) sebagai berikut:

$$C_s = \frac{SDS}{\frac{R}{I_e}}$$

Nilai faktor koefisien seismik (C_s) tidak perlu melebihi persamaan berikut:

$$C_s = \frac{SDS}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)}$$

Dan tidak boleh kurang dari

$$C_s = 0,44 \cdot SDS \cdot I_e$$

2. Gaya geser dasar seismic

Gaya dasar dari seismic didapatkan dari hasil perkalian antara berat sendiri bangunan (W) dengan faktor koefisien seismic (C_s), dimana W sendiri adalah rekapitulasi total dari berat bangunan sendiri, sedangkan C_s didapatkan dari hasil perhitungan sebelumnya dan didapat V.

$$V = C_s \times W$$

3. Distribusi beban gempa struktur bangunan

Pendistribusian gaya gempa lateral yang timbul, menjadi beban – beban terpusat yang bekerja pada tiap tingkat sepanjang tinggi bangunan berupa beban – beban gempa statis ekuivalen F_i .

$$F_x = C_v x. V$$

4. Parameter Percepatan Gempa (SM1 dan SMS) dan Percepatan Gempa Desain

Berdasarkan SNI 1726-2019 (BSN, 2019:34) Untuk penentuan respons spectral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismic 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 spectral percepatan pada periode pendek (SMS) dan periode 1 detik (SM1) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan persamaan berikut ini :

$$S_{MS} = F_a \times S_s$$

$$S_{M1} = F_v \times S1$$

Keterangan :

SMS = Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek

SM1 = Parameter spektrum respons percepatan pada periode 1,0 detik

F_a = Faktor koefisien periode pendek

F_v = Faktor koefisien periode 1,0 detik

S_s = Parameter respon spectral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode pendek

$S1$ = Parameter respon spectral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode 1,0 detik

Sesuai dengan SNI 1726 : 2019 (BSN, 2019:35), parameter percepatan spectral desain untuk periode pendek, SDS dan pada periode 1 detik, SD1, harus ditentukan melalui perumusan berikut ini :

$$SDS = 2/3 \times S_{Ms}$$

$$SD1 = 2/3 \times S_{M1}$$

Keterangan :

SDS = Parameter spektrum respon percepatan periode pendek

SD1 = Parameter spektrum respon percepatan periode 1,0 detik

5. Spektrum Respon Desain

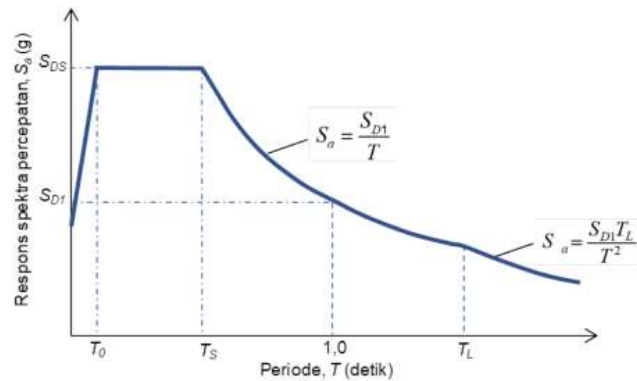
Dari data zona daerah gempa ditentukan besarnya nilai spectral S_s dan S_1 , yang selanjutnya diperlukan untuk menghitung gaya geser beban geser (gempa) bangunan. Data seismic dapat diperoleh dari SNI 1726:2019 atau tersedia di website (<https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021>).

Berdasarkan SNI 1726:2019 (BSN, 2019:35). Berikut adalah grafik hubungan antara percepatan respon spectral dan periode waktu Kawasan Ngawi berdasarkan klasifikasi tanah yang ditunjukkan pada **Gambar 3.10**

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

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

T_L = Peta transisi periode panjang yang ditunjukkan pada Gambar 3 yang nilainya diambil dari Gambar 20



Gambar 3 – Spektrum respons desain

Gambar 2. 47 Spektrum Respon Desain

Kurva percepatan respon spectral di atas dibangun dari hubungan antara beberapa parameter perhitungan beban seismic, yang kemudian diklasifikasikan berdasarkan jenis tanah lokasi proyek. Hasil analisis data situs tersebut disesuaikan dengan kondisi tanah tapak proyek.

Koefisien getaran periode pendek F_a dan getaran periode 1 detik F_v dapat ditentukan dengan tabel 2.24 dan Tabel 2.25

Tabel 2. 25 Kategori Desain seismic berdasarkan parameter respon percepatan pada periode pendek

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. 26 Kategori Desain seismic berdasarkan parameter respon percepatan pada periode 1 detik

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

2.6.3.3 Parameter Sistem Struktur

Menurut SNI 1726-2019 (BSN, 2019:49-51), sistem pemikul gaya seismik yang berbeda diizinkan untuk digunakan menahan gaya seismik di masing-masing arah kedua sumbu ortogonal struktur. Bila sistem yang berbeda digunakan, masing-masing nilai **R**, **C_d**, dan **Ω₀** harus diterapkan pada setiap sistem, termasuk batasan sistem struktur yang termuat dalam **Tabel 2.27**

Tabel 2. 27 Faktor R, C_d, dan Ω₀ untuk sistem pemikul gaya seismik

Tabel 12 – Faktor R, C_d, dan Ω₀ untuk sistem pemikul gaya seismik (lanjutan)

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R ^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω ₀ ^b	Faktor pembesaran defleksi, C _d ^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h _s (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
E. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah mampu menahan paling sedikit 25 % gaya seismik yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus ^g	6	2%	5	TB	TB	10	Ti	Ti
2. Dinding geser beton bertulang khusus ^h	8%	2%	5	TB	TB	48	30	30
3. Dinding geser batu bata bertulang biasa	3	3	2%	TB	48	Ti	Ti	Ti
4. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3%	3	3	TB	TB	Ti	Ti	Ti
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	5%	2%	4%	TB	TB	48	30	Ti
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	3%	2%	3	TB	TB	Ti	Ti	Ti
7. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	5	3	4%	TB	TB	Ti	Ti	Ti
8. Dinding geser beton bertulang biasa ^g	5%	2%	4%	TB	TB	Ti	Ti	Ti
F. Sistem interaktif dinding geser-rangka dengan rangka pemikul momen beton bertulang biasa dan dinding geser beton bertulang biasa^g	4%	2%	4	TB	Ti	Ti	Ti	Ti
G. Sistem kolom kantilever didetail untuk memenuhi persyaratan untuk :								
1. Sistem kolom baja dengan kantilever khusus	2%	1%	2%	10	10	10	10	10
2. Sistem kolom baja dengan kantilever biasa	1%	1%	1%	10	10	Ti ⁱ	Ti ⁱ	Ti ⁱ
3. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus ^h	2%	1%	2%	10	10	10	10	10
4. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	1%	1%	1%	10	10	Ti	Ti	Ti
5. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	1	1%	1	10	Ti	Ti	Ti	Ti
6. Rangka kayu	1%	1%	1%	10	10	10	Ti	Ti
H. Sistem baja tidak didetail secara khusus untuk ketahanan seismik, tidak termasuk sistem kolom kantilever	3	3	3	TB	TB	Ti	Ti	Ti

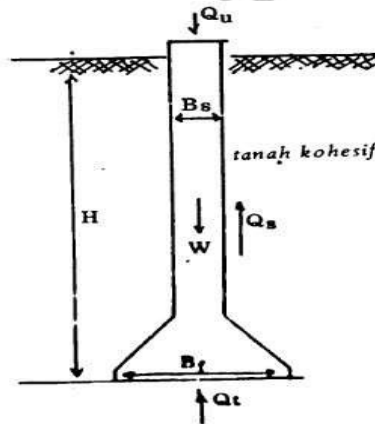
Catatan :

- Koefisien modifikasi respons, R, untuk penggunaan pada keseluruhan standar. Nilai R mereduksi gaya ke level kekuatan bukan pada level tegangan izin.
- Jika nilai pada tabel faktor kuat lebih, Ω₀, lebih besar atau sama dengan 2,5, maka Ω₀ diizinkan untuk direduksi setengah untuk struktur dengan diafragma fleksibel.

- c. Faktor pembesaran simpangan lateral, C_d , untuk penggunaan dalam 0, 0, dan 0
- d. TB = Tidak Dibatasi dan TI = Tidak Diizinkan.
- e. Lihat 7.2.5.4 untuk penjelasan sistem pemikul gaya seismik yang dibatasi sampai bangunan dengan ketinggian 72 m atau kurang.
- f. Lihat 7.2.5.4 untuk sistem pemikul gaya seismik yang dibatasi sampai bangunan dengan ketinggian 48 m atau kurang.
- g. Dinding geser didefinisikan sebagai dinding struktural.
- h. Definisi “Dinding Struktural Khusus”, termasuk konstruksi pracetak dan cor di tempat.
- i. Penambahan ketinggian sampai 13,7 m diizinkan untuk fasilitas gudang penyimpanan satu tingkat.
- j. Rangka baja dengan bresing konsentrik biasa diizinkan pada bangunan satu tingkat sampai ketinggian 18 m di mana beban mati atap tidak melebihi 0,96 kN/m² dan pada struktur griya tawang (penthouse).
- k. Lihat 0 untuk struktur yang dikenai kategori desain seismik D, E, atau F. 1 Lihat 0 untuk struktur yang dikenai kategori desain seismik D, E, atau F.
- l. Definisi “Rangka Momen Khusus”, termasuk konstruksi pracetak dan cor di tempat.
- m. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan harus dibatasi untuk bangunan dengan tinggi satu lantai sesuai dengan standar yang berlaku.
- n. Sebagai alternatif, efek beban seismik dengan kuat lebih $E_m h$, diizinkan berdasarkan perkiraan kekuatan yang ditentukan sesuai dengan standar yang berlaku.
- o. Rangka pemikul momen biasa diizinkan untuk digunakan sebagai pengganti rangka pemikul momen menengah untuk kategori desain seismik B atau C.

2.6.4 Daya dukung ijin tiang

Menurut (Pamungkas, 2013 : 42), daya dukung tiang ditinjau berdasarkan kekuatan ijin tekan dan kekuatan ijin tarik. Hal tersebut dipengaruhi oleh kondisi tanah dan kekuatan material tiang itu sendiri. Sehingga, ketika melakukan penyelidikan tanah harus dilakukan cukup teliti untuk menentukan kedalaman. Dimana dalam hal ini dapat mempengaruhi beberapa kondisi tanah serta kekuatan material yang terdapat pada tiang itu sendiri.



Gambar 2. 48 Skema Daya Dukung (Sardjono, 1998:77)

2.6.5 Daya Dukung Ijin Tekan Tiang Bor

Analisa daya dukung ijin tekan pondasi tiang bor (bore pile) berdasarkan pada kekuatan tanah di lokasi konstruksi dapat dihitung dengan menggunakan rumus persamaan (2.16) (Pamungkas, 2013).

Daya dukung pada ujung tiang :

$$Q = qd \times A$$

Daya dukung Ijin vertical berdasarkan data N-SPT (mayerhof)

$$R_a = \frac{qd \times A_p}{FK1} + \frac{\sum l_i \times A_{st}}{FK2}$$

Dimana :

Q = Daya dukung pada ujung tiang

R_a = Daya dukung ijin tekan tiang

qd = Intensitas daya dukung ultimate pada ujung tiang (lihat tabel)

A_p = Luas Penampang Tiang

A_{st} = Keliling penampang tiang

l_i = Panjang segmen tiang yang ditinjau

f_i = gaya geser pada selimut segmen tiang (dapat dilihat pada tabel)

FK_1, FK_2 = Faktor Keamanan, 3 dan 5

2.6.6 Daya Dukung Ijin Horizontal Tiang Bor

Dalam analisa gaya horizontal pada tiang dibedakan menjadi dua macam menurut model ikatan tiang dengan penutup tiang dengan penutup tiangnya (*pile cap*), yaitu

1. Tiang ujung bebas (*free end pile*) didefinisikan sebagai tiang yang ujung bagian atasnya hanya tertanam atau terjepit sedalam kurang dari 60 cm pada *pile cap*
2. Tiang ujung jepit (*fixed end pile*) yaitu tiang yang ujung atas tertanam atau terjepit pada bagian penutup tiangnya (*pile cap*) lebih dari 60 cm.

Pada tiang ujung terjepit daya dukung horizontal dapat dihitung dengan rumus persamaan sesuai dengan ketentuannya, yaitu :

- Pada tiang pendek

Daya dukung horizontal pada tiang pendek dapat dihitung dengan rumus :

$$H_u = 9 \times C_u \times D \times \left(L_p - \frac{3D}{2} \right)$$

$$M_{max} = H_u \times \left(\frac{L_p}{2} + \frac{3D}{2} \right)$$

- Pada tiang sedang

Daya dukung horizontal pada tiang yang sedang dapat dihitung dengan rumus :

$$M_y = \frac{9}{4} \times C_u \times Dg^2 - 9 \times C_u \times Df \times \left(\frac{3D}{2} + \frac{1}{2} \right)$$

Nilai H_u dapat dihitung menggunakan rumus :

$$L_p = \frac{3D}{2} + f + g$$

- Pada tiang panjang

Dikategorikan sebagai tiang panjang apabila $M_{max} > M_y$, dimana H_u

dinyatakan dengan rumus persamaan

$$H_m = \frac{2 \times M_y}{\frac{3D-1}{2} + \frac{1}{2}}$$

Dengan nilai f yang diperoleh dengan persamaan

$$F = \frac{Hu}{9 \times Cu \times D}$$

Menurut Stroud (1974) untuk menentukan korelasi dengan *undrained shear strength* (C_u) dapat dinyatakan dalam persamaan

$$C_u = k \times N$$

Dimana :

C_u = *undrained shear strength* (kN/m^2)

D = diameter tiang (m)

L_p = panjang tiang yang tertanam (m)

K = 3,5 – 6,5 (kN/m^2) nilai rata-rata konstanta

N = Nilai SPT

2.6.7 Daya Dukung Ijin Tarik Tiang Bor

Daya dukung ijin tarik pada pondasi terhadap kekuatan tanah dapat dianalisis dengan menggunakan rumus persamaan

Untuk data N-SPT (Mayerhof)

$$P_{ta} = \frac{(\sum l_i f_i) \times 0,70}{FK2} + W_p$$

Dimana :

P_{ta} = daya dukung ijin tarik tiang (ton)

A_{st} = keliling penampang tiang

l_i = panjang segmen tiang yang ditinjau

f_i = gaya geser pada selimut segmen tiang

$fk2$ = faktor keamanan, 3 dan 5

W_p = berat pondasi (ton)

2.6.8 Perencanaan Tiang Bor Kelompok

Jumlah tiang bor ditentukan dengan menghitung gaya aksial yang terjadi pada titik kolom struktur dibagi daya dukung tiang tunggal yang telah dihitung dengan rumus persamaan

$$n = \frac{\sum V}{R_a}$$

Dengan jumlah antar tiang diisyaratkan sesuai dengan ketentuan

$$S \geq 2,5D$$

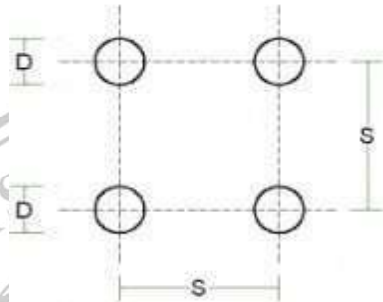
$$S \geq 3D$$

(Sardjono, 1991:13)

Dimana :

S = jarak masing-masing tiang dalam kelompok (*spacing*)

D = diameter tiang



Gambar 2. 49 Jarak pusat ke pusat tiang

Sumber : Sardjono (1991 : 13)

2.6.9 Beban Maksimum Tiang pada Kelompok Tiang

Beban pada bangunan atas serta perencanaan tiang pondasi dalam kelompok pondasi menimbulkan gaya tekan dan gaya tarik pada tiang pondasi. Pemeriksaan setiap kolom pondasi diperlukan untuk mengetahui apakah mampu menahan beban dari bangunan atas sesuai dengan daya dukung bebannya.

Pada *pile cap* dan kelompok tiang pondasi mempunyai distribusi beban dan momen aksial. Beban aksial dan momen yang bekerja harus dirancang untuk menahan tekukan dan deformasi sehingga *pile cap* diasumsikan kaku sempurna berdasarkan rumus elastisitas. Nilai beban maksimum dan nilai beban minimum yang bekerja pada kelompok tiang pondasi dihitung menggunakan rumus Persamaan (2.31) (pamungkas, 2013:57)

Dimana :

P_{max} = beban maksimum tiang

P_u = gaya aksial berfaktor yang terjadi

M_y = momen yang bekerja tegak lurus terhadap sumbu y

M_x = momen yang bekerja tegak lurus terhadap sumbu x

y_{max} = jarak terjauh tiang pada arah y

x_{max} = jarak terjauh tiang pada arah x

$\sum y^2$ = jumlah kuadrat y

$\sum x^2$ = jumlah kuadrat x

n_y = jumlah tiang dalam satu baris arah sumbu y

n_x = jumlah tiang dalam satu baris arah sumbu x

Terjadinya gaya tekan atau gaya tarik pada *pile cap* dipengaruhi oleh nilai P maksimum yang ditentukan. *Pile cap* akan menerima gaya tekan apabila nilai P maksimum yang didapat bernilai positif, sebaliknya *pile cap* akan menerima gaya tarik apabila P maksimum yang didapat bernilai negative. Kapasitas beban setiap tiang baik tekan maupun tarik dipengaruhi oleh nilai P maksimum yang diperoleh. (Pamungkas, 2013:58)

2.6.10 Jumlah Tiang yang Diperlukan

Beban sumbu (*axial force*) dengan paduan beban DD + LL (tidak dikalibrasi) digunakan untuk menentukan berapa banyak tiang yang diperlukan pada titik kolom. Gaya sumbu (*axial force*) yang dihasilkan dibagi dengan kapasitas beban tiang untuk mendapatkan jumlah tiang yang diperlukan (Pamungkas, 2010:54).

$$N_p = \frac{P}{P_{(all)}}$$

Dimana :

n_p = konfigurasi banyak tiang $P =$ *shear force* yang bekerja

P_{all} = daya dukung ijin tiang

2.6.11 Efisiensi Kelompok Tiang

Seperti yang telah disebutkan sebelumnya, kapasitas beban dari suatu kelompok tiang tidak persis dengan daya tampung beban satu tiang dilipatgandakan dengan jumlah tiang, sehingga perhitungan banyak tiang yang dibutuhkan menjadi tidak lengkap. Kolaborasi (tumpang tindih) garis gaya

tarik dari tiang-tiang yang berhimpitan adalah penyebabnya (aksi kelompok). Biasanya, aksi kelompok ini mengakibatkan penurunan kapasitas beban kelompok tiang, yang diwakili oleh faktor efisiensi.. Rumus Converse-Labbarre dari AASHTO digunakan untuk menghitung keoptimalitasan kelompok tiang. Menggunakan persamaan rumus:

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

Dimana :

E_g = Keoptimalan kelompok tiang

θ = arc tg (D/s) (derajat)

D = uuran section tiang

m = banyak tiang dalam 1 kolom

n = banyak tiang dalam 1 baris

Kapasitas beban vertikal sekumpulan tiang dapat dihitung sebagai berikut: $E_g \times$ jumlah tiang \times daya dukung ijin tiang. Gaya aksial yang terjadi harus kurang dari kapasitas beban kelompok tiang (Pamungkas, 2010:55-56).

Regulasi pondasi tiang bor

- Keoptimalan kelompok tiang ($Q_u > P_u$)
- Beban tertinggi yang dapat di tahan kelompok tiang ($P_{max} < Q_u$)
- Kemampuan menopang gaya horizontal ($M_{max} > M_y$)

2.6.12 Daya Dukung Horizontal

Membedakan tiang berdasarkan model sambungannya dengan *pile cap* diperlukan saat menganalisis gaya horizontal. Oleh karena itu, terdapat dua jenis tiang, yaitu tiang ujung bebas (*free end pile*) dan tiang ujung tetap (*fixed end pile*). Tiang yang memiliki bagian atas terpasang setidaknya 60 cm ke dalam pelat tiang disebut sebagai tiang ujung tetap menurut McNulty (1965). Oleh karena itu, bagian atas tiang yang tidak terkubur dengan kedalaman terendah 60 cm disebut sebagai tiang tepi hujung bebas.

Ujung terjepit pada tanah bercampur

$$H_u = 9C_u D(L_p - 3D/2)$$

$$M_{max} = H_u (L_p/2 + 3D/2)$$

Untuk tiang dengan ukuran intermediat

$$M_y = (9/4) C_u D g^2 - 9 C_u D f (3D/2 + f/2)$$

Hu dihitung dengan mengambil $L_p = 3D/2 + f + g$

Penjelasan :

C_u = kekuatan tanpa pengeluaran air

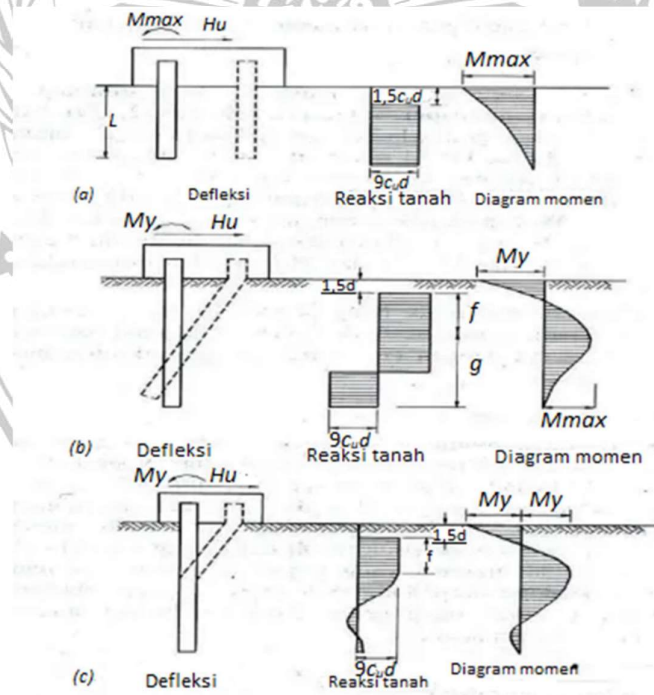
D = besar diameter tiang

L_p = kedalaman tiang yang terukur

Pada kedalaman $(f + 3D/2)$ periksa apakah momen terbesar kurang dari M_y . Tiang dianggap panjang jika M_{max} lebih besar dari M_y . Pada tiang yang panjang, $M_y > M_{max}$

Hu dinyatakan oleh persamaan :

$$H_u = \frac{2M_y}{\frac{3D}{2} + f/2}$$



Gambar 2. 50 Tiang dengan tepi jepit dalam tanah bercampur (Broms, 1964) (a) tiang dengan ukuran kecil, (b) tiang intermediat, (c) tiang ukuran Panjang.

2.6.13 Penurunan

Beban akan menyebabkan tanah mengalami penurunan atau regangan. Total penurunan implikasi beban sama dengan jumlah penurunan segera (S_i) dan penurunan konsolidasi (S_c). Baik tanah halus yang kering atau tidak jenuh maupun tanah kasar mengalami penurunan segera. Penurunan konsolidasi, yang terjadi secara bertahap dan bergantung pada kondisi lapisan tanah, dikenakan pada variasi tanah lembut yang terletak di lapisan bawah MAT (muka air tanah).

$$S_t = S_i + S_c$$

Penjelasan :

S_t = total settlement

S_i = intermediate settlement

S_c = consolidation settlement

2.6.14 Penurunan Segera

Settlement yang disebabkan oleh distorsi massa tanah yang terdesak dikenal sebagai penurunan segera, dan ini terjadi pada volume yang konstan. Hal ini dinyatakan sebagai berikut, menurut Janbu, Olerrum, dan Kjaernsti (1956)

$$S_i = \mu_1 \mu_0 \frac{qB}{E}$$

Penjelasan :

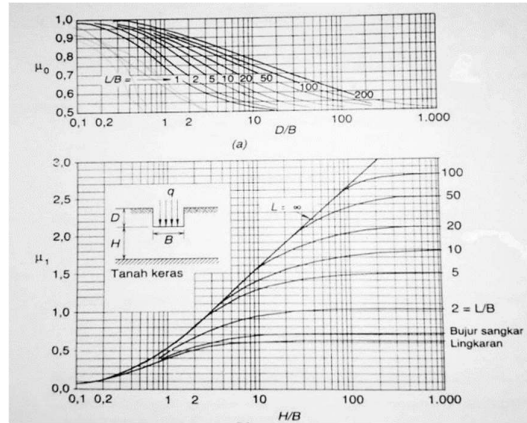
S_i = instant settlement

μ_1 = Penyesuaian untuk stratifikasi tanah tebal terbatas H

μ_0 = Penyesuaian untuk jarak vertical pondasi D_f

Q = tekanan pondasi neto (pondasi di permukaan $q = q_n$)

E = modulus elastisitas tanah (kN/M^2)



Gambar 2. 51 Grafik ntuk menentukan μ_1 μ_0

Tabel 2. 28 Modulus Elastisitas Tanah

Jenis Tanah	E (kN/m ²)
Lempung	
Sangat lunak	300 – 3000
Lunak	2000 – 4000
Sedang	4500 – 9000
Keras	7000 – 20000
Berpasir	30000 – 42500
Pasir	
Berlanau	5000 – 20000
Tidak padat	10000 – 25000
Padat	50000 – 100000
Pasir dan Kerikil	
Padat	80000 – 200000
Tidak padat	50000 – 140000
Lanau	2000 – 20000
Loess	15000 – 60000
Serpih	140000 – 1400000

sumber : Mekanika Tanah 2, Hardiyatmo 2002:148

2.6.15 Penurunan Konsolidasi

Tanah lembut yang berada di bawah MAT (muka air tanah) memicu penurunan konsolidasi terwujud. Karakteristik lapisan tanah menentukan berapa lama proses penurunan ini berlangsung (Leonard, 1962).

Rumus berikut mewakili penurunan konsolidasi:

$$S_c = \frac{H}{1-e} \cdot C_c \log \frac{P_p + \Delta p}{P_0}$$

Keterangan :

S_c = Settlement consolidation

H = ketebalan stratifikasi tanah

C_c = referensi kompresi

E = nilai pori-pori tanah

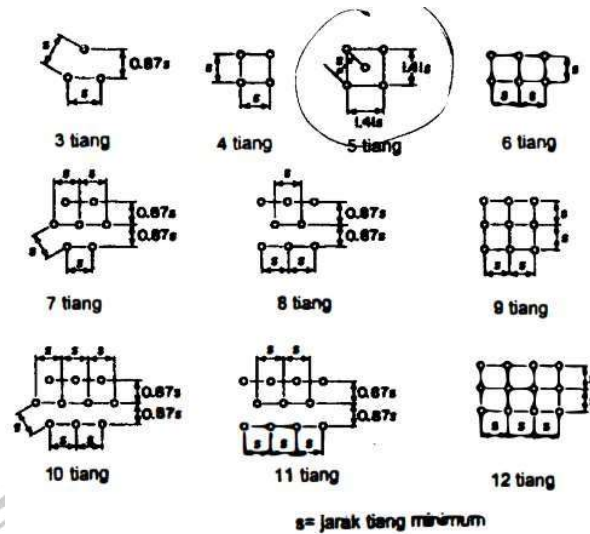
P_o = tegangan optimal sebelum penerapan beban dikenal sebagai tekanan overburden efektif awal (kN/m^2)

Δp = tegangan tambahn yang disebabkan oleh beban fondasi (kN/m^2)

2.6.16 Perencanaan *Pile Cap*

Menurut (pamungkas, 2013:87), *pile cap* sendiri berfungsi untuk mengikat tiang – tiang menjadi satu kesatuan dan memindahkan beban kolom kepada tiang. *Pile Cap* biasanya terbuat dari beton bertulang. Perencanaan *pile cap* dilakukan dengan anggapan sebagai berikut :

1. *Pile cap* sangat kaku
2. Ujung atas tiang menggantung pada *pile cap*. Karena itu, tidak ada momen lentur yang diakibatkan oleh *pile cap* ke tiang.
3. Tiang merupakan kolom pendek dan elastis. Karena itu, distribusi tegangan dan deformasi membentuk bidang rata.



Gambar 2. 52 Susunan Kelompok Tiang Pada Pile Cap (Hardiyatmo,2008:194)

2.6.16.1 Dimensi Pile Cap

Menurut SNI 2847-2019 Ketebalan telapak diatas lapisan tulangan bawah tidak boleh kurang dari 300 mm untuk pondasi telapak diatas pancang. Tebal selimut beton yang dicor langsung diatas tanah dan selalu berhubungan dengan tanah adalah 75 mm

Jarak tiang mempengaruhi ukuran-ukuran *pile cap*. Jarak tiang pada kelompok biasanya diambil $2,5 D - 3D$, dimana D adalah diameter tiang. Perhitungan gaya geser 1 arah dan 2 arah untuk *pile cap* sama dengan perhitungan gaya geser 1 arah dan 2 arah pada pondasi telapak

Masih menurut SNI 2847-2019 kuat geser telapak pondasi di sekitar kolom, beban terpusat, atau daerah reaksi ditentukan oleh kondisi terberat dari dua hal berikut :

1. Aksi balik satu arah dimana masing-masing penampang kritis yang akan ditinjau menjangkau sepanjang bidang yang memotong seluruh lebar pondasi
2. Aksi dua arah dimana masing-masing penampang kritis yang akan ditinjau harus ditempatkan sedemikian hingga parameter penampang adalah minimum.

2.6.16.2 Perhitungan Tulangan Pilecap

Menurut (pamungkas, 2013:94), dari SNI 2847 -2019 momen terfaktor maksimum untuk sebuah pondasi telapak setempat harus dihitung pada penampang kritis yang terletak di

1. Muka kolom, pedestal atau dinding untuk pondasi telapak yang mendukung kolom, pedestal atau kolom beton.
2. Setengah dari jarak yang diukur dari bagian tengah ke tepi dinding, untuk pondasi telapak yang mendukung dinding pasangan.
3. Setengah dari jarak yang diukur dari muka kolom ke tepi plat alas baja, untuk pondasi yang mendukung pelat dasar baja.

Perhitungan tulangan menggunakan rumus sebagai berikut :

- Berat *Pile Cap* (q_u)

$$Q_u = A \times \text{berat jenis beton}$$

- Momen yang bekerja pada *Pile Cap*

$$M_U = (n_y \cdot P_{\text{maks}} \cdot X_{\text{maks}}) - \left(\frac{1}{2} q_u \cdot x^2\right)$$

$$M_u \text{ tiap 1 meter} = \frac{M_u}{B}$$

- Rasio tulangan Tarik

$$R_n = \frac{M_u}{b_w \times d^2}$$

$$M = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'}$$

$$P = \frac{1}{2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}}\right)$$

$$P_b = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \cdot 1 \left(\frac{600}{600}\right)$$

$$P_{\text{max}} = 0,75 \cdot p_b$$

$$P_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$A_s \text{ perlu} = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

- Mengetahui control kapasitas momen serta d pakai

- Pemeriksaan d pakai = $h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \emptyset$ tulangan

$$A = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b_w}$$

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

2.6.17 Kontrol Terhadap Geser yang bekerja satu arah

Pemeriksaan Shear Force satu arah dapat dihitung menggunakan rumus di bawah ini (Diphohusodo, 1994 : 364)

$$V_u = P_{\text{max}} \times W.G$$

Dimana =

V_u = *Shear Force* yang difaktorkan pada bagian melintang

P_{max} = beban sumbu yang difaktorkan ke eksentrisitas yang ditentukan

W = ukuran desain pile cap arah Y (mm)

G = untuk geser satu arah, area beban diperhitungkan

2.6.18 Kontrol terhadap geser yang bekerja dua arah

Rumus yang tertera dapat dimanfaatkan untuk menentukan pemeriksaan geser dua arah (Diphohusosdo, 1994:363)

$$V_u = P_{max} \times (A-B)$$

Dimana :

V_u = *Shear Force* yang difaktorkan ke bagian melintang

P_{Max} = beban sumbu yang difaktorkan ke eksentrisitas yang ditentukan

A = Luasan Tarik optimal beton (mm^2) yang mengelilingi tulangan Tarik

B = lebar kolom + $(1/2d)^2$ (mm)

$$V_n = V_c = 4 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d$$

Dimana:

F_c' = kuat tekan beton

B_o = perimeter keliling penampang yang penting pada pelar dan fondasi (mm)

D = $h-d$ (h merepresentasikan tinggi pelat dan d merepresentasikan selimut beton) (mm)

2.6.19 Penulangan pondasi Tiang Bor

Meskipun penampang yang dipergunakan berbentuk lingkaran, tulangan untuk fondasi tiang bor sebanding dengan yang digunakan untuk kolom. Berikut adalah beberapa langkah yang terlibat dalam desain

1. Pilih luas longitudinal yang sesuai (A_{st}). Menurut SNI 2847:2019, luas penguat pada komponen struktural yang mengalami kompresi tidak diperbolehkan $< 0,01 A_g$ atau $> 0,08 A_g$

$$A_g = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot n$$

Dimana =

- A_g = luas penampang
 A_{st} = luas tulangan (mm^2)
 D = diameter penampang beton (mm)
 D_{st} = diameter tulangan (mm)
 n = jumlah tulangan

2. Eksentrik di bawah kondisi seimbang kemudian dihitung dengan mengubah bagian melintang tiang bor yang memiliki bentuk lingkaran menjadi bagian melintang yang berbentuk segi empat.

a. Tebal yang setara, penampang segi empat

$$H_{eq} = 0,8 \times D$$

b. Lebar yang setara, penampang segi empat

$$B_{eq} = \frac{\frac{1}{4} \times D^2}{h_{eq}}$$

c. Agregat luas tulangan A_{st} disalurkan pada dua lapis

$$A_s = A_{s'} = \frac{1}{2} \cdot A_{st}$$

d. Jarak antara stratifikasi tulangan

$$D_{seq} = \frac{2}{3} \times D_s$$

Penjelasan :

D_s = tinggi optimal penampang (mm)

3. Bandingkan cek eksintrisitas dari skema yang disampaikan (e) dalam kaitan dengan eksentrisitas balance (eb)

$$D_{eq} = D_{seq} + \frac{h_{eq} + D_{seq}}{2}$$

$$C_b = d_{eq} \times \frac{600}{600+1}$$

$$A_b = \beta_1 \times C_b$$

Deformasi baja tulangan

$$\epsilon_s' = \frac{s_c' (C_b - (\frac{h_{eq} - D_{seq}}{2}))}{C_b}$$

Stress leleh baja tulangan :

$$F_s' = E_s \times \epsilon_s'$$

4. Gaya aksial tekan dalam situasi stabil (balance)

$$P_{ub} = (0,85 \times f_c' \times A_b \times B_{eq}) + (A_s' \times f_s' - A_s \times f_y)$$

5. Momen dalam situasi stabil

$$Mub = 0,85 \cdot Fc' \cdot Ab \cdot Beq \cdot (1/2 heq - 1/2 Ab) + As' \cdot Fs' \cdot (1/2 heq - \frac{heq - Dseq}{2}) + As \cdot Fy \cdot (deq - 1/2 heq)$$

$$e = \frac{Mu}{Pu}$$

$$eb = \frac{Mub}{Pub}$$

Kegagalan tarik dengan eksentrisitas yang signifikan merupakan hasil dari kondisi $Pu < Pb$ atau $e > eb$.

Kegagalan tekan dengan eksentrisitas yang moderat adalah kegagalan yang terjadi jika salah satu kondisi $Pu > Pb$ atau $e < eb$ terpenuhi.

Dimensi penampang kolom tidak terpengaruh oleh persamaan dalam teknik data empiris, menurut catatan jurnal Whitney. Aik dalam keadaan tertekan hingga tarik dan mengalami kegagalan (Istimawan, 1993:320). Berikut adalah rumus untuk penampang melingkar yang mengalami hancur tarik: Persamaan untuk penampang bulat dengan hancur Tarik menentukan:

$$Pn = 0,85 \cdot Fc' \cdot H^2 \left(\sqrt{\frac{0,85 \cdot eb}{h} - 0,38} \right)^2 + \frac{\rho g m Ds}{2,5h} - \left(\frac{0,85 \cdot eb}{h} - 0,38 \right)$$

Ketika kegagalan tekan terjadi, persamaan untuk penampang melintang berbentuk lingkaran ditemukan dengan:

$$Pn = \frac{As \cdot fy}{\frac{3e}{Ds} + 1,0} + \frac{ag \cdot fc}{\frac{9,6h}{(0,8h + 0,67 Ds)^2} + 1,18}$$

Dimana =

H = diameter Panjang

Ds= diameter tulangan terluar yang diukur dari sumbu

e = ketidaksejajaran yang berhubungan dengan pusat lentur bagian melintang

$$Ag = \frac{Ast}{Ag} - \frac{\text{luas penampang total}}{\text{luas penampang bruto}}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc'}$$

$$\text{syarat : } \phi Pn \geq Pu$$

2.6.20 Perencanaan Sengkang

Tulangan spiral adalah tulangan penjepit yang dipakai untuk tiang bor. SNI 2847-2013 menetapkan klausul-klausul berikut yang berkaitan dengan tulangan spiral:

- Ukuran diameter spiral untuk konstruksi cor ditempat minimal adalah 10 mm.
- Spasi bersih antar spiral berukuran antara 25 mm hingga 75 mm.
- Rasio volume tulangan spiral ρ_s harus melebihi nilai:

$$\rho = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_{cr}}{f_y}$$

Penjelasan :

$$\rho = \frac{\text{volume tulangan spiral satu putaran}}{\text{volume inti kolom setinggi } s}$$

S = jarak antara pusat tulangan spiral

A_g = luas bagian melintang kotor dari kolom

A_{ch} = luas bagian melintang pusat kolom (tepi terluar ke luar spiral)

F_y = kekuatan luluh maksimum tulangan baja spiral adalah 400 Mpa.

2.7 Penganggaran dan Pembiayaan

Penganggaran dan pembiayaan dalam proyek konstruksi memiliki peranan penting dalam memastikan kelancaran pelaksanaan dan pengendalian biaya sepanjang proyek berlangsung. Menurut Ir. A. Soedradjat Sastraatmadja dalam bukunya "Analisa Anggaran Pelaksanaan" (1984), Rencana Anggaran Biaya (RAB) dibagi menjadi dua kategori utama, yaitu rencana anggaran terperinci dan rencana anggaran biaya kasar. Keduanya memainkan peran yang saling melengkapi dalam merencanakan anggaran sebuah proyek konstruksi. RAB yang terperinci mencakup rincian biaya yang lebih mendalam, sedangkan RAB kasar memberikan estimasi yang lebih umum dan lebih cepat.

Dalam proyek konstruksi, penganggaran dan pembiayaan menjadi aspek yang mutlak ada. Proses penganggaran mencakup estimasi biaya dan pengelolaan anggaran proyek. Estimasi biaya ini berfungsi untuk menghitung total biaya yang dibutuhkan, yang meliputi material, tenaga kerja, dan peralatan. Anggaran ini disusun secara hati-hati untuk menghindari

pemborosan, agar proyek dapat diselesaikan dalam batas anggaran yang telah ditentukan. Salah satu aspek yang tidak kalah penting adalah alokasi anggaran, yang bertujuan untuk menyusun anggaran yang mencakup keseluruhan biaya dalam pelaksanaan proyek. Pengelolaan keuangan dalam proyek juga menjadi faktor vital agar arus dana tetap terjaga dengan baik, sehingga memastikan ketersediaan dana yang cukup pada setiap tahapan pekerjaan.

1. **Estimasi Biaya**

Estimasi biaya menjadi bagian pertama yang paling penting dalam penyusunan RAB. Tujuan dari estimasi biaya adalah untuk menghitung secara rinci total biaya yang dibutuhkan untuk menyelesaikan proyek. Di dalamnya mencakup total biaya material, tenaga kerja, dan peralatan yang diperlukan dalam proyek tersebut. Biaya material misalnya, berhubungan langsung dengan jenis material yang digunakan, harga satuan bahan, dan jumlah yang dibutuhkan untuk mencapai volume yang direncanakan dalam proyek. Sementara biaya tenaga kerja terkait dengan upah yang dibayarkan kepada pekerja, yang tentu saja bervariasi berdasarkan tingkat keterampilan dan lamanya pekerjaan.

2. **Alokasi Anggaran**

Setelah estimasi biaya dilakukan, tahap berikutnya adalah alokasi anggaran. Ini melibatkan pengaturan dan penyusunan anggaran yang mencakup seluruh biaya proyek, mulai dari biaya langsung hingga biaya tidak langsung. Adapun komponen utama yang terlibat dalam alokasi anggaran ini meliputi pengeluaran untuk bahan material, tenaga kerja, alat berat, dan biaya administrasi. Alokasi anggaran yang baik harus memperhitungkan dengan cermat setiap aspek ini, dengan tetap mengacu pada sumber daya yang tersedia dan memastikan bahwa setiap fase dari proyek dapat dilaksanakan tanpa keterlambatan karena masalah keuangan.

3. **Pengelolaan Keuangan**

Pengelolaan keuangan proyek adalah langkah yang penting untuk memastikan kelancaran aliran dana dalam proyek. Salah satu elemen penting dari pengelolaan keuangan adalah cash flow proyek, yang harus dipantau dengan seksama untuk memastikan dana tersedia sesuai dengan kebutuhan

setiap tahapan proyek. Hal ini penting agar tidak terjadi kekurangan dana yang dapat menghambat jalannya proyek. Pengelolaan keuangan yang baik akan memungkinkan manajer proyek untuk mengatasi kendala keuangan yang mungkin terjadi, baik dalam bentuk keterlambatan pembayaran, perubahan harga material, atau perubahan lainnya yang mempengaruhi anggaran.

Dalam penyusunan Rencana Anggaran Biaya (RAB) ada beberapa komponen yang perlu diperhatikan, pada dasarnya RAB dari suatu proyek didapatkan dari perkalian item volume pekerjaan yang ada dengan harga satuan yang berlaku di daerah tersebut.

$$RAB = \Sigma (\text{volume} \times \text{Harga Satuan Pekerja})$$

2.7.1 Tujuan Rencana Anggaran Biaya

Tujuan utama dari penyusunan RAB adalah untuk memastikan bahwa semua aspek proyek, baik dari segi biaya maupun waktu, dapat dikelola dengan baik. Beberapa tujuan penting dari RAB dalam proyek pembangunan gedung adalah sebagai berikut:

- Perencanaan Keuangan: Menyediakan estimasi biaya yang dibutuhkan selama pelaksanaan proyek, yang dapat digunakan untuk memastikan alokasi dana yang efisien.
 - Pengendalian Biaya: Membantu manajer proyek untuk memantau dan mengendalikan pengeluaran, sehingga proyek tidak mengalami pembengkakan biaya.
 - Evaluasi Kinerja: Sebagai alat ukur untuk menilai kinerja pengelolaan proyek, apakah biaya yang dikeluarkan sudah sesuai dengan anggaran yang ditetapkan.
- Proyeksi Dana: Memberikan gambaran yang jelas mengenai dana yang diperlukan pada setiap fase proyek.

2.7.2 Komponen-Komponen Penyusun RAB

Dalam penyusunan Rencana Anggaran Biaya (RAB), terdapat beberapa komponen biaya yang perlu diperhatikan. RAB sendiri didapatkan dari perkalian item volume pekerjaan dengan harga satuan yang berlaku di daerah tersebut. Berikut ini adalah penjelasan lebih lanjut mengenai komponen-komponen penyusun RAB yang sering dijumpai dalam proyek konstruksi:

1. **Biaya Langsung (Direct Cost)** Biaya langsung merupakan seluruh biaya yang melekat pada hasil akhir konstruksi proyek. Di dalamnya terdapat beberapa elemen biaya, antara lain:
 - **Biaya Bahan/Material:** Ini merupakan harga bahan atau material yang digunakan untuk proses pelaksanaan konstruksi. Biaya bahan tidak hanya meliputi harga bahan itu sendiri, tetapi juga biaya angkut, penyimpanan sementara, pemeriksaan kualitas, dan bahkan asuransi material tersebut.
 - **Upah Tenaga Kerja:** Upah yang dibayarkan kepada pekerja atau buruh sesuai dengan keterampilan dan keahliannya. Pekerja konstruksi dibayar berdasarkan tingkat kesulitan pekerjaan dan jenis keahlian yang dimiliki.
 - **Biaya Peralatan:** Biaya yang diperlukan untuk kegiatan sewa, pengangkutan, pemasangan, dan perawatan peralatan yang digunakan dalam proyek, termasuk biaya operator mesin.
2. **Biaya Tidak Langsung (Indirect Cost)** Biaya tidak langsung adalah biaya yang tidak secara langsung terhubung dengan hasil akhir konstruksi proyek, tetapi tetap diperlukan dalam pelaksanaan proyek itu sendiri. Beberapa jenis biaya tidak langsung yang perlu diperhatikan adalah:
 - **Overhead Umum:** Overhead umum biasanya tidak dapat segera dimasukkan ke suatu jenis pekerjaan dalam proyek itu, misalnya sewa kantor, peralatan kantor dan alat tulis menulis, air, listrik, telepon, asuransi, pajak, bunga uang, biaya-biaya notaris, biaya perjalanan dan pembelian berbagai macam barang-barang kecil.
 - **Overhead Proyek:** Overhead proyek ialah biaya yang dapat dibebankan kepada proyek tetapi tidak dapat dibebankan kepada biaya bahan-bahan, upah tenaga kerja atau biaya alat-alat seperti misalnya; asuransi, telepon yang dipasang di proyek, pembelian tambahan dokumen kontrak pekerjaan, pengukuran (survey), surat-surat ijin dan lain sebagainya. Jumlah overhead dapat berkisar antara 12 sampai 30 %.
 - **Profit:** Merupakan keuntungan yang didapat oleh pelaksana kegiatan proyek (kontraktor) sebagai nilai imbal jasa dalam proses pengadaan proyek yang sudah dikerjakan. Secara umum keuntungan yang diset oleh

kontraktor dalam penawarannya berkisar antara 10 % sampai 12 % atau bahkan lebih, tergantung dari keinginan kontraktor.

- **Pajak:** Berbagai macam pajak seperti PPN, PPh dan lainnya atas hasil operasi perusahaan. Rencana Anggaran Biaya adalah suatu bangunan atau proyek adalah perhitungan banyaknya biaya yang diperlukan untuk bahan dan upah,serta biaya- biaya lain yang berhubungan dengan pelaksanaan bangunan atau proyek. Anggaran biaya merupakan harga dari bahan bangunan yang dihitung dengan teliti, cermat dan memenuhi syarat. Anggaran biaya pada bangunan yang sama akan berbeda- beda di masing-masing daerah, disebabkan karena perbedaan harga bahan dan upah tenaga kerja. Dalam menyusun Anggaran Biaya dapat dilakukan dengan 2 cara berikut:

1) Angka Biaya Kasar

Sebagai Pedoman dalam menyusun anggaran biaya kasar digunakan harga satuan tiap meter persegi (m^2) luas lantai. Anggaran kasar dipakai sebagai pedoman terhadap anggaran biaya yang dihitung secara teliti. Walaupun namanya anggaran biaya kasar, namun harga satuan tiap m^2 luas lantai tidak terlalu jauh berbeda dengan harga yang dihitung secara teliti.

Contoh:

Bangunan Induk $10 \times 8 = 80 \text{ m}^2$ dikalikan harga satuan yaitu Rp 150.000
 $\times 80 \text{ m}^2 = \text{Rp } 12.000.000$

2) Angka Biaya Teliti

Yang dimaksud anggaran biaya teliti adalah Anggaran Biaya Bangunan atau proyek yang dihitung dengan teliti dan cermat sesuai dengan ketentuan dan syarat- syarat penyusunan anggaran biaya. Pada anggaran biaya kasar sebagaimana diuraikan terdahulu, harga satuan dihitung berdasarkan harga taksiran setiap luas lantai m^2 . Taksiran tsb haruslah berdasarkan harga yang wajar dan tidak terlalu jauh berbeda dengan harga yang dihitung secara teliti. Sedangkan penyusunan anggaran biaya yang dihitung secara teliti,didasarkan atau didukung oleh :

- Besteks : Gunanya untuk menentukan spesifikasi bahan dan syarat-syarat teknis
- Gambar bestek : Gunanya untuk menentukan/menghitung besarnya masing- masing volume pekerjaan
- Harga Satuan pekerjaan : Didapat dari harga satuan bahan dan harga satuan upah berdasarkan perhitungan analisa BOW

BOW Singkatan dari *Bugerlijke Openbare Werken* ialah suatu ketentuan dan ketetapan umum yang ditentukan oleh Dir BOW tanggal 28 Februari 1921 Nomor 5372 A Pada zaman pemerintahan Belanda. Di Zaman sekarang BOW diganti dengan HSPK, yang tentunya tiap kota maupun kabupaten mengeluarkan HSPK dan setiap tahun ada pergantian.

2.7.3 Metode Penyusunan RAB

Dalam menyusun RAB, terdapat berbagai metode yang digunakan untuk memperkirakan biaya proyek. Dua metode utama yang sering digunakan adalah:

1. **Metode Perkiraan Langsung:** Di mana harga material, tenaga kerja, dan peralatan dihitung berdasarkan pengalaman dan data yang ada.
2. **Metode Analisis Harga Satuan Pekerjaan (AHSP):** Ini adalah metode yang lebih terperinci dengan menggunakan standar harga satuan untuk setiap jenis pekerjaan. Metode ini memberikan perhitungan yang lebih akurat dan lebih sering digunakan pada proyek-proyek besar.

2.7.4 Faktor-Faktor yang Mempengaruhi Perhitungan RAB

Dalam menghitung RAB suatu proyek di Kabupaten Ngawi, ada beberapa faktor yang harus diperhatikan:

1. Harga Material Lokal: Harga bahan bangunan di Kabupaten Ngawi dapat berbeda dengan daerah lain, tergantung pada ketersediaan dan biaya transportasi material. Oleh karena itu, perhitungan biaya material harus memperhatikan harga pasar setempat.
2. Upah Tenaga Kerja: Upah tenaga kerja di Kabupaten Ngawi juga harus disesuaikan dengan standar upah minimum yang berlaku di daerah

tersebut. Upah ini dapat dipengaruhi oleh tingkat keterampilan dan pengalaman tenaga kerja yang dibutuhkan dalam proyek.

3. Biaya Transportasi: Kabupaten Ngawi yang terletak di daerah dengan kondisi geografis tertentu bisa mempengaruhi biaya transportasi material dan peralatan. Jarak tempuh dan kondisi infrastruktur transportasi akan memengaruhi biaya transportasi yang harus dimasukkan dalam RAB.
4. Kebijakan Pemerintah Setempat: Kebijakan daerah mengenai pajak, retribusi, dan izin juga memengaruhi perhitungan RAB. Biaya-biaya ini harus dimasukkan dalam kategori biaya tidak langsung.
5. Perubahan Harga Material dan Tenaga Kerja: Selama berlangsungnya proyek, harga material dan upah tenaga kerja dapat mengalami fluktuasi. Oleh karena itu, perlu ada komponen cadangan dalam RAB untuk mengantisipasi adanya perubahan harga tersebut.

2.7.5 Prosedur Penyusunan RAB

Penyusunan RAB proyek pembangunan gedung di Kabupaten Ngawi dilakukan dengan tahapan berikut:

1. Identifikasi Kebutuhan Material dan Tenaga Kerja: Langkah pertama adalah menentukan jenis material yang dibutuhkan dan jumlah tenaga kerja yang diperlukan untuk menyelesaikan proyek. Penentuan ini didasarkan pada gambar desain, spesifikasi teknis, dan metode konstruksi yang akan digunakan.
2. Perhitungan Biaya Satuan: Setiap item pekerjaan dihitung menggunakan harga satuan yang berlaku di pasar lokal. Perhitungan biaya satuan ini mencakup biaya material, tenaga kerja, dan peralatan yang digunakan.
3. Perhitungan Biaya Tidak Terduga: Biaya tidak terduga seperti perubahan harga bahan, cuaca buruk, atau kondisi darurat lainnya harus diperhitungkan dalam RAB. Biasanya, biaya tidak terduga ini dihitung sekitar 5-10% dari total anggaran.

4. Penjumlahan Semua Biaya: Setelah perhitungan biaya material, tenaga kerja, peralatan, dan biaya tidak langsung dilakukan, semua biaya ini dijumlahkan untuk memperoleh total RAB proyek.
5. Penetapan Margin Keuntungan Kontraktor: Kontraktor akan menentukan margin keuntungan yang diinginkan, yang kemudian ditambahkan pada total biaya proyek.

2.7.6 Pentingnya RAB dalam Pengelolaan Proyek

RAB memiliki peran yang sangat penting dalam pengelolaan proyek pembangunan gedung, di antaranya:

1. Kontrol Biaya: Dengan RAB, manajer proyek dapat memantau pengeluaran selama proyek berlangsung, menghindari pemborosan dan memastikan bahwa proyek tidak melebihi anggaran yang telah ditetapkan.
2. Perencanaan Keuangan yang Efisien: RAB membantu dalam perencanaan keuangan proyek dengan mengalokasikan dana untuk setiap elemen pekerjaan. Ini penting untuk memastikan bahwa proyek berjalan sesuai dengan rencana.
3. Transparansi dan Akuntabilitas: RAB menyediakan gambaran yang jelas mengenai alokasi biaya dalam proyek. Ini meningkatkan transparansi antara pemilik proyek, kontraktor, dan pihak terkait lainnya.

2.7.7 Pengadaan dan Pengelolaan Material

Dalam pengelolaan proyek konstruksi, pengadaan dan pengelolaan material merupakan bagian yang sangat penting. Tujuan utama pengelolaan material adalah untuk memastikan bahwa material yang dibutuhkan tersedia tepat waktu dan sesuai dengan spesifikasi yang ditentukan dalam proyek. Beberapa aspek yang perlu diperhatikan dalam pengadaan material antara lain kualitas material, spesifikasi teknis material, dan penawaran harga yang kompetitif dari pemasok. Selain itu, pengelolaan waktu pengiriman dan

penyimpanan material juga sangat penting untuk menjaga kelancaran proses konstruksi.

1. Kualitas Material

Kualitas material yang digunakan dalam proyek harus memenuhi spesifikasi teknis yang telah ditetapkan. Kualitas yang buruk dapat memengaruhi hasil akhir proyek dan dapat menyebabkan kerugian finansial maupun kerusakan pada bangunan.

2. Spesifikasi Teknik Material

Dokumentasi spesifikasi teknis material berfungsi sebagai panduan bagi kontraktor dan pemasok untuk memastikan material yang dikirim sesuai dengan standar yang diinginkan. Hal ini mencakup ukuran, jenis bahan, dan metode pengujian untuk memastikan kualitas material.

3. Waktu Pengiriman dan Pembayaran

Pengelolaan pengiriman material harus disesuaikan dengan jadwal pemakaian di lapangan, untuk menghindari kelebihan atau kekurangan stok material. Selain itu, pembayaran untuk logistik dan material harus disesuaikan dengan cash flow proyek untuk memastikan likuiditas proyek tetap aman.

2.7.8 Biaya Tambahan Kerja (Lembur)

Dengan diberlakukannya kerja lembur maka akan ada penambahan biaya yang harus dibayarkan. Hal ini harus dilakukan sesuai dengan (Kementerian Tenaga Kerja dan Transmigrasi, 2004) pasal 3, pasal 7 dan pasal 11 yang menjadi acuan penambahan upah jam kerja bervariasi. Untuk penambahan satu jam kerja yaitu 1,5 kali dari upah waktu normal, sedangkan dijam berikutnya penambahan dilakukan 2 kali dari waktu normal. Berikut perhitungan tambahan jam kerja:

- a. Normal upah pekerja perhari = produktivitas Harian x harga satuan upah pekerja
- b. Normal upah pekerja perjam = Produktivitas perjam x Harga satuan upah pekerja
- c. Upah pekerja saat lembur = 1,5 x upah perjam normal atau $2 \times n \times \text{upah perjam normal}$
- d. Crash cost pekerja perhari = upah pekerja perhari + upah pekerja Lembur sehari

- e. $\text{Crash cost total} = \text{Crash cost} \times \text{crash duration}$ Penjabaran: $n = \text{jumlah penambahan jam kerja}$.

