

BAB II

STUDI PUSTAKA

2.1. TINJAUAN UMUM

Dalam perencanaan struktur gedung Swalayan RAMAI dimana kriteria dasar perencanaannya didesain tahan terhadap gempa, sehingga perlu dilaksanakan studi pustaka untuk mengetahui hubungan antara susunan fungsional gedung dengan sistem struktural yang akan digunakan, di samping juga untuk mengetahui dasar-dasar teorinya.

2.2. KRITERIA DASAR PERENCANAAN

Pada tahap awal dari perencanaan (*preliminary design*) struktur bangunan gedung tahan gempa, konfigurasi dari denah bangunan, material struktur dan bentuk atau sistem struktur, harus ditentukan terlebih dahulu. Pemilihan ini akan mempengaruhi tahap selanjutnya dari prosedur perencanaan struktur bangunan tahan gempa. Material-material untuk struktur bangunan, mempunyai sifat atau karakteristik yang berlainan dalam menerima pengaruh beban gempa yang bersifat dinamik, oleh karena itu material dari struktur harus dipilih sedemikian rupa sehingga didapatkan sistem struktur yang ekonomis dan cukup aman terhadap pengaruh beban-beban yang bekerja selama umur rencananya.

2.2.1 Material Struktur

Dari sudut pandang rekayasa sipil terhadap perencanaan struktur bangunan tahan gempa, beberapa kriteria atau persyaratan yang harus dipunyai oleh material dari struktur agar mampu untuk menahan pengaruh beban gempa adalah :

1. Perbandingan antara kekuatan dan berat dari material struktur, harus cukup besar.

Karena beban gempa yang bekerja pada suatu struktur bangunan merupakan gaya inersia yang besarnya dipengaruhi oleh berat atau massa struktur dan percepatan gempa, maka akan lebih menguntungkan jika digunakan material konstruksi yang ringan tetapi kuat, sehingga intensitas gaya gempa yang bekerja pada struktur dapat berkurang. Sebagai contoh, material baja adalah material yang baik digunakan untuk struktur bangunan tahan gempa, karena material ini mempunyai rasio perbandingan yang besar antara kekuatan dan beratnya. Karena mempunyai kekuatan tekan dan kekuatan tarik yang tinggi, maka elemen-elemen dari struktur baja, pada umumnya mempunyai dimensi penampang yang lebih kecil dibandingkan dengan elemen-elemen dari struktur beton. Dengan dimensi penampang yang kecil, akan menyebabkan berkurangnya berat sendiri dari struktur bangunan. Struktur beton bertulang pada umumnya mempunyai berat sendiri yang besar, sehingga beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan relatif besar.

2. Material struktur harus mempunyai kemampuan untuk berdeformasi (bersifat duktail).

Material struktur yang mempunyai kemampuan berdeformasi plastis serta mempunyai sifat daktilitas yang tinggi, akan mempunyai ketahanan yang baik terhadap pengaruh beban gempa yang bersifat bolak-balik, karena material struktur ini mempunyai tingkat pemencaran energi gempa yang baik. Sifat daktilitas adalah kemampuan dari material untuk mampu mengalami deformasi yang besar tanpa mengalami putus atau mengalami kehancuran. Sifat daktilitas dapat membatasi besarnya gaya gempa yang bekerja pada struktur. Semakin besar

sifat daktilitas dari material yang digunakan pada struktur, maka akan semakin besar pula tingkat pemencaran energi yang dipunyai oleh sistem struktur tersebut, sehingga gaya gempa yang bekerja atau masuk ke dalam struktur akan semakin kecil. Baja adalah material yang bersifat daktil, sedangkan beton tanpa tulangan adalah material yang bersifat getas (tidak daktil). Sifat daktil dari beton didapat dengan memasang tulangan-tulangan baja yang cukup pada elemen-elemen struktur beton.

3. Sifat degradasi kekuatan dan degradasi kekakuan dari material struktur, harus cukup rendah.

Material-material struktur, khususnya material untuk elemen-elemen struktur yang difungsikan menahan beban gempa, sedapat mungkin harus digunakan material yang mempunyai sifat degradasi kekakuan serta degradasi kekuatan yang rendah di bawah pengaruh beban gempa yang berulang. Degradasi adalah pengurangan kekuatan dan kekakuan dari suatu material akibat beban berulang. Material-material yang bersifat getas atau material dengan tingkat daktilitas yang rendah, seperti dinding pasangan bata, pasangan batu, atau material beton tanpa detail penulangan yang baik, tidak mempunyai ketahanan yang baik terhadap pengaruh beban gempa yang arahnya bolak-balik. Material-material ini mudah mengalami degradasi kekuatan dan degradasi kekakuan pada saat terjadi gempa.

4. Keseragaman Kekuatan dan Kekakuan

Agar didapatkan respons dinamik yang baik dari struktur pada saat terjadi gempa, maka perlu diusahakan agar konfigurasi dari sistem struktur yang meliputi ukuran dan jenis material yang digunakan, harus mempunyai kekuatan serta kekakuan yang seragam, baik dalam arah vertikal maupun arah horizontal bangunan. Pemisahan dari elemen-elemen struktural yang dapat terjadi akibat pengaruh beban gempa harus dihindari. Sambungan

antara elemen-elemen struktural, harus direncanakan lebih kuat dari pada elemen-elemen yang disambung, agar kerusakan struktur akibat gempa tidak terjadi pada sambungan.

5. Harga yang ekonomis.

Selain pertimbangan struktural, perencanaan struktur bangunan tahan gempa akan ditentukan pula berdasarkan pertimbangan biaya yang tersedia. Oleh karena itu, di dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa perlu diusahakan pemilihan material dengan harga yang cukup ekonomis, tetapi dari segi struktural atau dari segi kekuatan dapat dipertanggungjawabkan.

2.2.2 Jenis Struktur

Perilaku dari elemen-elemen struktur bangunan terhadap pengaruh gempa tidak dapat dievaluasi hanya dari segi material saja. Faktor-faktor lain seperti kontinuitas sambungan, keseragaman kekakuan, dan detail struktural, harus ikut pula diperhitungkan di dalam mengevaluasi sistem struktur secara keseluruhan, agar tahan terhadap pengaruh gempa. Dengan memperhatikan kriteria-kriteria di atas, secara umum tingkat ketahanan suatu sistem struktur bangunan terhadap pengaruh beban gempa dapat diklasifikasikan sebagai berikut :

1. Struktur Baja (*Steel Structure*)

Struktur baja sangat sesuai digunakan untuk bangunan bertingkat tinggi (*highrise building*), karena material baja mempunyai kekuatan serta tingkat daktilitas yang tinggi dibandingkan dengan material-material struktur lainnya. Sifat daktil diperlukan agar struktur mampu mengalami deformasi atau perubahan bentuk secara daktil dengan cara memencarkan energi gempa dan membatasi gaya gempa yang masuk ke dalam struktur. Selain itu material baja mempunyai kekuatan tarik dan kekuatan tekan yang sama besar, sehingga sangat sesuai

digunakan sebagai elemen struktur yang memikul beban dinamik yang berarah bolak-balik.

2. Struktur Komposit (*Composite Structure*)

Struktur komposit merupakan struktur gabungan yang terdiri dari dua jenis material atau lebih. Pada umumnya struktur komposit yang sering dipergunakan adalah kombinasi antara baja struktural dengan beton bertulang. Di dalam menerima pembebanan gempa, struktur komposit menunjukkan perilaku yang baik karena struktur ini mempunyai sifat-sifat dari struktur baja dan struktur beton bertulang.

3. Struktur Kayu (*Wooden Structure*)

Struktur kayu merupakan struktur dengan ketahanan yang cukup baik terhadap pengaruh gempa, dan mempunyai harga yang ekonomis. Struktur kayu merupakan struktur yang ringan dan mampu menyerap banyak energi gempa sebelum runtuh. Jadi struktur kayu memenuhi kriteria 1 sampai dengan kriteria 5. Kelemahan dari struktur kayu ini adalah tidak tahan terhadap kebakaran. Struktur kayu banyak dipergunakan untuk rumah tinggal dan bangunan gedung tingkat rendah di daerah gempa.

4. Struktur Beton Bertulang (*Reinforced Concrete Structure*)

Struktur beton bertulang banyak digunakan untuk struktur bangunan tingkat rendah, tingkat menengah sampai bangunan tingkat tinggi. Struktur beton bertulang merupakan struktur yang paling banyak digunakan atau dibangun orang dibandingkan dengan jenis struktur yang lainnya. Struktur beton bertulang lebih murah dan lebih monolit dibandingkan dengan struktur baja maupun struktur komposit. Karena elemen-elemen dari struktur beton bersifat monolit, maka struktur ini mempunyai perilaku yang baik di dalam memikul beban gempa. Sebagai material struktur, beton bertulang tidak memenuhi kriteria 2 dan kriteria 3 seperti tersebut di atas. Untuk mengatasi hal ini, maka di dalam

perancangan struktur beton bertulang tahan gempa, perlu diperhatikan adanya detail penulangan yang baik dan benar.

5. Struktur Beton Pracetak (*Precast Concrete Structure*)

Struktur beton dengan elemen-elemen struktural yang terbuat dari elemen-elemen pracetak, umumnya digunakan untuk struktur bangunan gedung tingkat rendah sampai tingkat menengah. Kelemahan daripada struktur beton pracetak ini adalah, struktur beton pracetak bersifat kurang monolit dan kurang daktail dibandingkan dengan struktur beton yang dicor di tempat, sehingga ketahanannya terhadap pengaruh gempa kurang baik. Evaluasi terhadap respon statik maupun respon dinamik dari struktur beton pracetak yang tersusun dari elemen-elemen pracetak berbentuk batang (balok atau kolom) lebih sulit diperhitungkan, dibandingkan dengan struktur beton pracetak yang tersusun dari elemen berbentuk panel (dinding atau pelat). Selain itu, tempat-tempat pada sambungan antara elemen-elemen struktural pada umumnya merupakan bagian yang terlemah pada sistem struktur, dan sering mengalami kerusakan atau kegagalan pada saat terjadi gempa.

6. Struktur Beton Prategang (*Prestress Concrete Structure*)

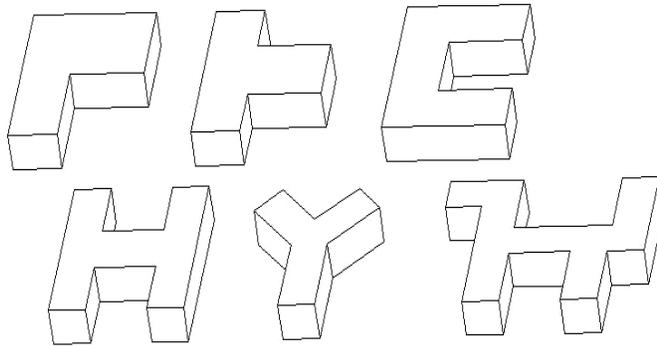
Penggunaan sistem prategang pada suatu elemen struktur beton, akan berakibat kurang menguntungkan pada kemampuan berdeformasi dari sistem struktur tersebut secara keseluruhan, dan akan mempengaruhi karakteristik respon dari struktur terhadap pengaruh beban gempa. Elemen struktur beton prategang mempunyai sifat daktilitas yang lebih rendah dibandingkan elemen struktur beton bertulang biasa, sehingga struktur beton prategang mempunyai sifat penyerapan energi gempa yang kurang baik. Struktur beton prategang digunakan pada struktur bangunan tingkat rendah dan struktur jembatan.

2.2.3 Konfigurasi Struktur Bangunan

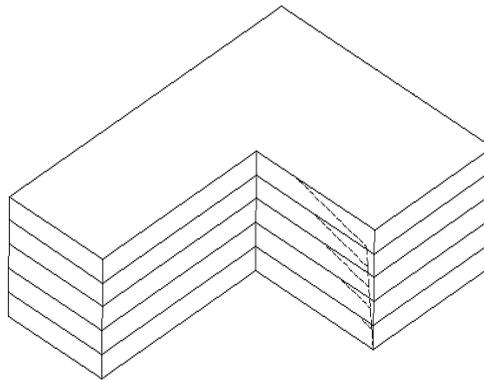
1. Sederhana dan Simetris

Denah dari struktur bangunan gedung harus diusahakan mempunyai bentuk yang sederhana, kompak, dan simetris, agar mempunyai perilaku dan kinerja yang baik pada saat terjadi gempa, serta mempunyai kekakuan yang besar terhadap pengaruh momen puntir akibat gempa. Pengalaman dari banyak gempa di waktu yang lalu menunjukkan bahwa, struktur–struktur bangunan dengan bentuk yang sederhana dan simetris seperti bujursangkar, persegi panjang, atau lingkaran, mempunyai ketahanan yang paling baik terhadap pengaruh gempa. Sebab utama dari hal ini adalah, pada bangunan berbentuk simetris, perilaku dan respon dinamik struktur akibat pengaruh gempa dapat diperkirakan dengan lebih baik serta lebih rendahnya tingkat daktilitas struktur yang diperlukan, dibandingkan dengan struktur yang berbentuk tidak simetris, yang pada umumnya menerima pengaruh momen puntir yang cukup besar pada saat terjadi gempa. Berhubung dengan hal ini, maka hendaknya denah dari bangunan dibuat sesimetris mungkin dalam kedua arah sumbu utama bangunan.

Pada struktur–struktur dengan bentuk denah yang tidak simetris, serta pada struktur yang mempunyai bagian–bagian yang menonjol seperti bentuk L, T, U, H, Y serta bentuk–bentuk lain (Gambar 2.2.3), akibat pengaruh gempa, pada bagian–bagian ini kadang-kadang akan runtuh terlebih dahulu diakibatkan adanya konsentrasi tegangan di daerah ini (Gambar 2.2.4).

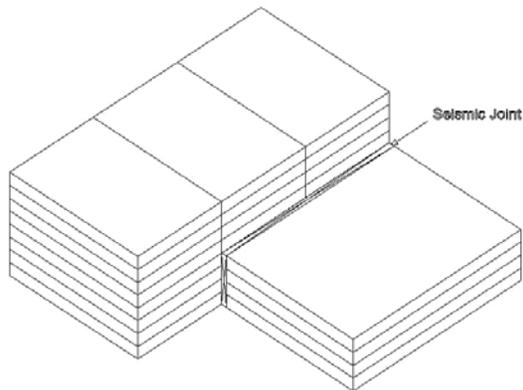


Gambar 2.2.3. Bentuk-bentuk struktur bangunan yang tidak beraturan

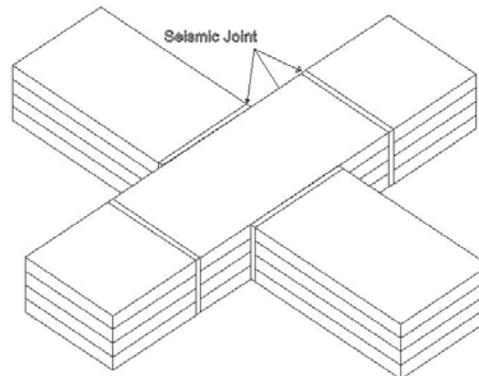


Gambar 2.2.4. Keruntuhan pada struktur dengan bentuk tidak beraturan

Pada struktur-struktur bangunan dengan konfigurasi denah seperti ini, perlu adanya dilatasi gempa (*seismic joint*) untuk memisahkan bagian struktur yang menonjol dengan struktur utamanya (Gambar 2.2.5). Dilatasi gempa harus mempunyai jarak yang cukup (minimal 10 cm), agar bagian-bagian dari struktur yang dipisahkan tidak saling berbenturan pada saat berlangsungnya gempa. Pada struktur dengan bentuk denah yang panjang, mekanisme gaya gempa yang rumit dapat terjadi di dalam struktur. Untuk mengatasi hal ini maka diperlukan juga adanya dilatasi gempa yang dipasang pada tempat-tempat yang tepat (Gambar 2.2.6).



Gambar 2.2.5. Dilatasi gempa pada struktur dengan bentuk yang tidak beraturan

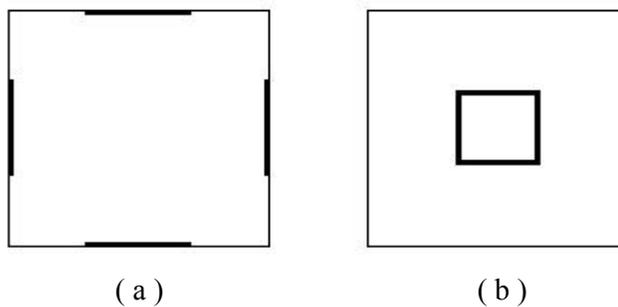


Gambar 2.2.6. Dilatasi gempa pada struktur dengan denah yang panjang

Respon dari sayap-sayap pada struktur bangunan gedung dengan tonjolan-tonjolan, dapat berbeda dari respon struktur gedung tersebut secara keseluruhan, sehingga dapat menimbulkan gaya-gaya setempat yang besar. Hal ini mungkin tidak dapat terungkap dengan baik jika bangunan ini dianalisis dengan prosedur analisis statik. Karena itu di dalam peraturan disyaratkan dilakukannya prosedur analisis dinamik untuk bangunan gedung dengan konfigurasi denah yang tidak simetris.

Struktur dengan bentuk denah yang simetris, dimana pusat kekakuan (*center of stiffness*) berimpit dengan pusat massa (*center of mass*) dari struktur, dapat menghilangkan kemungkinan terjadinya deformasi torsi yang terjadi akibat beban gempa. Pada

struktur dengan denah bangunan yang tidak simetris, dimana terdapat eksentrisitas diantara pusat kekakuan dan pusat massa, keruntuhan dari struktur dapat disebabkan oleh terjadinya deformasi torsi yang berlebihan. Deformasi akibat torsi dan pembesaran gerakan gempa akan terjadi lebih besar pada struktur dengan kekakuan torsi (*torsional rigidity*) yang kecil (Gambar 2.2.7).



Gambar 2.2.7. Kekakuan torsi pada struktur bangunan : (a) Kekakuan torsi besar, (b) Kekakuan torsi kecil

2. Pengaruh Momen Puntir

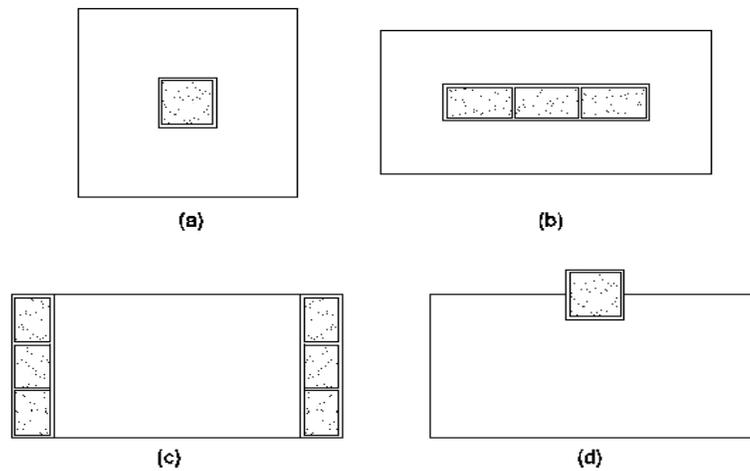
Pengaruh dari momen puntir merupakan hal yang sulit untuk diperkirakan. Baik getaran rotasi dari gempa maupun respon terhadapnya, hanya diketahui dengan sangat terbatas, bila dibandingkan dengan apa yang telah diketahui mengenai getaran translasi. Namun demikian pengaruh dari momen puntir ini tidak boleh diabaikan, karena momen puntir telah menyebabkan keruntuhan dari banyak bangunan gedung akibat gempa di waktu yang lalu, terutama pada sudut dan tonjolan-tonjolan struktur.

Karena sulit untuk memperkirakan pengaruh dari momen puntir akibat gempa pada struktur bangunan, maka akan lebih baik kiranya bila perencana struktur berusaha untuk membuat konfigurasi denah bangunan yang simetris atau mendekati simetris. Momen puntir tingkat yang harus ditinjau dalam

perencanaan unsur-unsur di dalam suatu tingkat terdiri dari 2 bagian. Yang pertama adalah momen puntir tingkat yang diakibatkan oleh adanya eksentrisitas, yang terdapat antara pusat massa dan pusat kekakuan dalam arah tegak lurus pada arah gempa. Dan yang kedua adalah momen puntir tingkat tak terduga, yang diperhitungkan dengan menganggap adanya eksentrisitas tambahan antara pusat massa dan pusat kekakuan sebesar 5% dari lebar bangunan dalam arah tegak lurus gempa. Eksentrisitas tambahan ini untuk memperhitungkan bermacam hal yang terduga seperti penyimpangan dalam masa pelaksanaan, ketidakteelitian dalam perhitungan pusat kekakuan, dan pengaruh gerakan tanah yang memuntir.

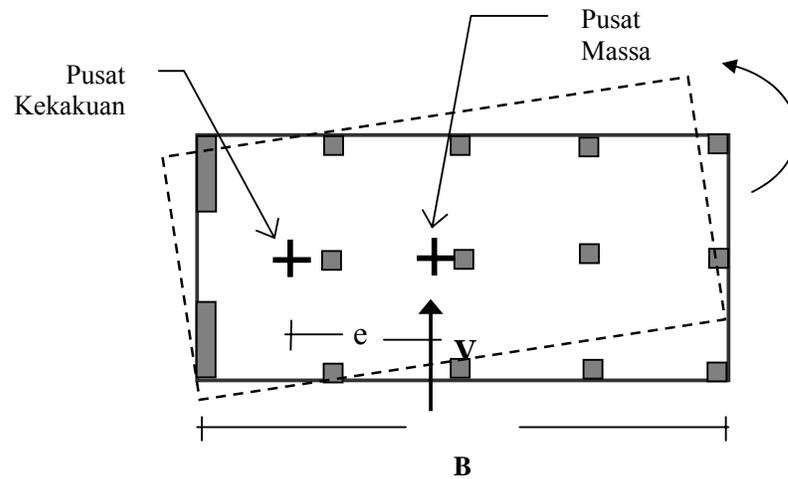
Pengaruh pembesaran akibat interaksi antara ragam-ragam puntir dan translasi dapat diperhitungkan dengan mengalikan nilai eksentrisitas teoritis dengan faktor sebesar 1,5. Unsur-unsur penahan momen puntir tingkat sebagai bagian dari sistem penahan gempa, hendaknya ditempatkan sepanjang keliling gedung dan jauh letaknya dari pusat kekakuannya.

Contoh-contoh dimana pengaruh dari momen puntir dapat sangat membahayakan adalah, pada bangunan gedung dengan bentuk struktur yang tidak beraturan, atau pada gedung-gedung dengan inti struktur (*core*) yang terletak hanya pada salah satu tepi atau sudut dari bangunan tersebut. Pada Gambar 2.2.8.a dan 2.2.8.b ditunjukkan denah struktur bangunan yang mempunyai ketahanan yang cukup baik terhadap pengaruh torsi, sedangkan pada Gambar 2.2.8.c dan 2.2.8.d ditunjukkan denah struktur bangunan yang mempunyai ketahanan yang kurang baik terhadap pengaruh torsi.



Gambar 2.2.8. Penempatan komponen struktur (core) penahan beban gempa
 a. & b. Core terletak di tengah bangunan
 c. Core lateral terletak di dua sisi bangunan
 d. Core lateral terletak di satu sisi bangunan

Perlu diingat bahwa perilaku gerakan memuntir dapat menyebabkan pembagian yang tidak merata dalam pemencaran energi gempa pada struktur. Sebagai akibatnya, untuk tingkat daktilitas struktur yang sama, daktilitas elemen yang diperlukan dari bagian-bagian tertentu dari struktur, dapat menjadi sangat besar dan berlebihan. Hal ini ditunjukkan pada Gambar 2.2.9 yang memperlihatkan sebuah denah struktur gedung yang berotasi (sampai kedudukan menurut garis terputus-putus) akibat momen puntir tingkat. Pada ujung sebelah kiri dari gedung ini hanya terjadi simpangan yang kecil, sehingga daktilitas yang diperlukan pada bagian ini adalah kecil. Sebaliknya pada ujung sebelah kanan, simpangan yang terjadi cukup besar, sehingga daktilitas yang diperlukan di bagian ini lebih besar pula. Tingkat daktilitas yang tidak merata pada suatu tingkat, akan menyebabkan distribusi gaya gempa yang tidak merata pada tingkat tersebut. Distribusi beban gempa yang tidak merata, akan menyebabkan kesulitan di dalam analisis struktur.



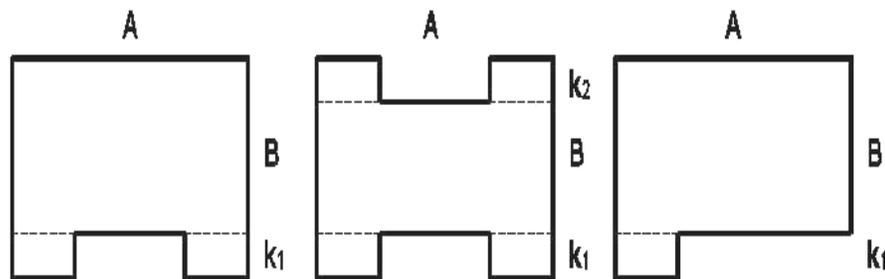
Gambar 2.2.9. Pengaruh momen puntir akibat gempa pada struktur bangunan

Pusat massa lantai tingkat suatu struktur gedung adalah titik tangkap resultante beban mati berikut beban hidup yang sesuai, yang bekerja pada lantai tingkat itu. Pada erencanaan struktur gedung, pusat massa adalah titik tangkap beban gempa statik ekuivalen atau beban gempa dinamik. Pusat kekakuan atau pusat rotasi lantai tingkat suatu struktur gedung adalah suatu titik pada lantai tingkat itu yang bila suatu beban horisontal bekerja padanya, lantai tingkat tersebut tidak berotasi, tetapi hanya bertranslasi, sedangkan lantai-lantai tingkat lainnya yang tidak mengalami beban horisontal semuanya berotasi dan bertranslasi.

Unsur-unsur penahan beban gempa dari suatu struktur bangunan sejauh keadaan memungkinkan, hendaknya diletakkan sesimetris mungkin terhadap pusat massa dari struktur tersebut. Tonjolan-tonjolan pada denah struktur bangunan hendaknya dihindari. Apabila hal ini tidak dapat dihindari dan panjang dari tonjolan-tonjolan dari struktur melampaui 0,25 dari ukuran terbesar bagian utama dari denah strukturnya, maka struktur demikian harus dianggap sebagai struktur dengan bentuk yang sangat tidak beraturan.

Agar didapat perilaku yang baik dari struktur pada saat terjadi gempa, dan analisis struktur dapat dilakukan secara sederhana dengan analisis statik dua dimensi, maka tonjolan-tonjolan yang ada pada struktur harus dibatasi.

Pada Gambar 2.2.10, diperlihatkan beberapa bentuk denah struktur bangunan dengan tonjolan-tonjolan. Struktur-struktur ini harus dianggap sangat tidak beraturan apabila harga k_1 dan / atau k_2 lebih besar dari $0,25 A$ atau $0,25 B$. Pada struktur-struktur yang sangat tidak beraturan, pengaruh beban gempa harus dianalisis berdasarkan analisis dinamik tiga dimensi, termasuk peninjauan respon struktur terhadap puntir. Pengaruh dari tonjolan-tonjolan struktur dapat diabaikan dengan menempatkan dilatasi-dilatasi gempa di daerah ini.



Gambar 2.2.10. Pembatasan denah atau tata letak struktur bangunan

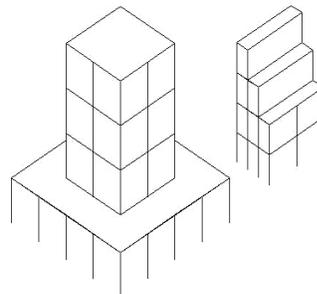
3. Konfigurasi Vertikal Bangunan

Pada arah vertikal dari struktur bangunan gedung, perlu dihindari adanya perubahan bentuk yang tidak menerus, seperti loncatan bidang muka akibat denah lantai tingkat yang tidak sama, atau perubahan kekakuan dan kekuatan akibat perubahan dimensi kolom yang mendadak dari suatu tingkat ke tingkat lainnya. Jika konfigurasi dari struktur dalam arah vertikal tidak seragam dan menerus (Gambar 2.2.11), maka suatu gerakan getaran yang besar akan terjadi pada tempat-tempat tertentu pada struktur. Pada kasus seperti ini, perlu dilakukan prosedur analisis dinamis untuk mengetahui respons dari struktur.

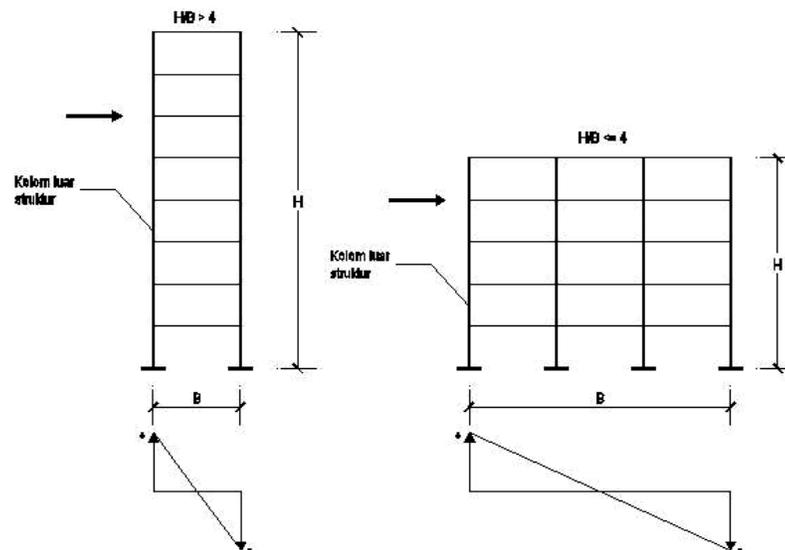
Suatu struktur bangunan gedung yang mempunyai rasio antara tinggi (H) dan lebar (B) yang besar ($H/B > 4$), akan mengalami simpangan horizontal yang besar akibat pengaruh beban gempa, karena struktur bangunan tidak mempunyai kekakuan lateral yang cukup besar untuk menahan gaya horizontal akibat gempa. Meskipun simpangan horizontal yang terjadi pada struktur bangunan dapat dikurangi dengan memasang beberapa dinding geser (*shear wall*), tetapi momen guling yang terjadi pada struktur akibat beban gempa, tetap akan berpengaruh pada stabilitas struktur.

Beban gempa dapat mengakibatkan momen guling yang besar pada struktur bangunan. Akibat momen guling ini, maka pada kolom-kolom luar dan pondasi-pondasi dari struktur bangunan akan bekerja gaya aksial tekan dan gaya aksial tarik yang cukup besar (Gambar 2.2.12). Gaya tarik yang besar ini dapat mengakibatkan tertariknya pondasi bangunan.

Kearah tinggi dari bangunan, sebaiknya kelangsingan dari bangunan gedung dibatasi dengan perbandingan antara tinggi dan lebar bangunan. lebih kecil dari 4. Makin langsing konfigurasi dari struktur bangunan, maka akan semakin besar tegangan-tegangan yang terjadi pada kolom-kolom luar struktur, serta akan semakin besar gaya-gaya aksial dan momen lentur yang harus didukung oleh pondasi. Hal ini perlu kiranya menjadi perhatian bagi seorang perencana struktur.



Gambar 2.2.11. Perubahan bentuk struktur bangunan pada arah vertical



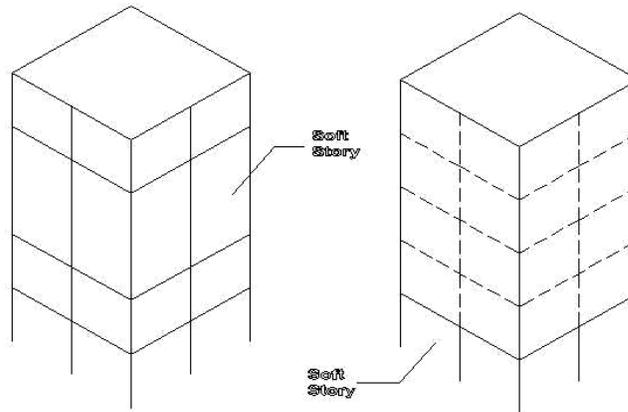
Gambar 2.2.12. Gaya tarik dan gaya tekan pada pondasi struktur

Dalam perancangan struktur bangunan tahan gempa, perlu dihindari adanya perubahan kekuatan (*strength*) dan kekakuan (*stiffness*) yang mendadak pada arah vertikal dari struktur. Jika pada struktur bangunan gedung terdapat suatu tingkat yang lemah (*soft storey*), dimana kekakuan dan kekuatan dari suatu tingkat lebih rendah dibandingkan dengan tingkat-tingkat yang berada di atas atau di bawahnya seperti diperlihatkan pada Gambar 2.2.13, maka pada saat terjadi gempa kuat, tegangan dan deformasi plastis akan terkonsentrasi pada tingkat ini, dan hal ini dapat mengakibatkan keruntuhan dari struktur.

Lantai tingkat yang lemah pada bangunan gedung bertingkat banyak, dapat disebabkan karena tidak seragamnya tinggi kolom tingkat dari bangunan. Lantai tingkat yang lemah terdapat juga pada bangunan gedung dengan lantai dasar yang terbuka tanpa dinding penyekat, sedangkan lantai-lantai di atasnya tertutup penuh oleh dinding-dinding penyekat.

Pada bangunan ini, lantai dasar yang terbuka umumnya digunakan sebagai tempat parkir, karena terbatasnya lahan yang

tersedia. Struktur bangunan dengan lantai tingkat yang lemah sejauh keadaan memungkinkan harus dihindari, karena hal ini dapat menyebabkan keruntuhan dari struktur pada tingkat ini akibat terbentuknya sendi-sendi plastis di kolom.



Gambar 2.2.13. Lantai tingkat yang lemah (*soft storey*) pada gedung bertingkat

Untuk mendapatkan respon yang baik dari struktur, distribusi dari kekakuan sepanjang tinggi bangunan harus direncanakan seragam dan menerus. Konsep ini sangat berkaitan dengan prinsip kesederhanaan dan kesimetrisan. Struktur bangunan akan sangat tahan terhadap pengaruh gempa, jika persyaratan-persyaratan di bawah ini dipenuhi :

- Distribusi dari kekakuan dan kekuatan sepanjang tinggi bangunan harus seragam dan menerus.
- Semua kolom struktur dan dinding geser (jika ada), harus menerus dan tanpa pemutusan dari atap sampai pondasi.
- Semua balok struktur harus berhubungan secara menerus.
- Balok-balok dan kolom-kolom struktur diusahakan mempunyai sumbu yang sama.

- Penampang dari elemen-elemen struktur penahan gempa, tidak boleh berubah bentuk secara tiba-tiba.
- Elemen-elemen struktur sedapat mungkin harus berhubungan secara monolit.

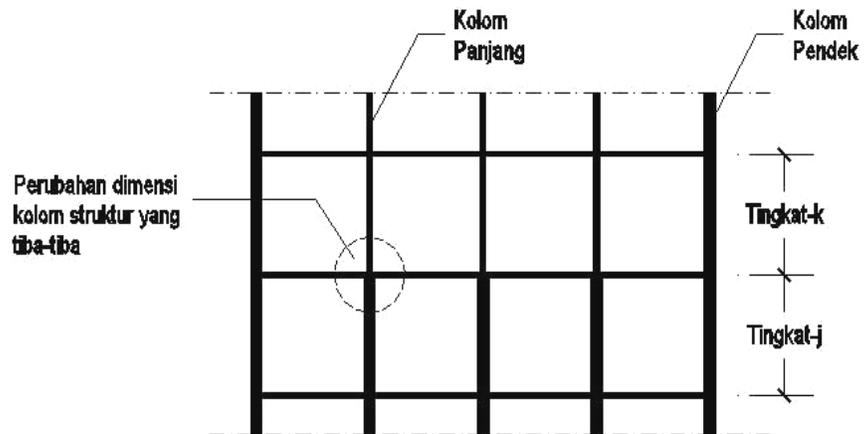
Meskipun persyaratan di atas bukan merupakan persyaratan mutlak yang harus dipenuhi oleh sistem struktur, tetapi telah terbukti dari pengalaman masa lalu bahwa struktur-struktur yang direncanakan dengan mengacu pada persyaratan-persyaratan di atas, mempunyai ketahanan yang baik terhadap pengaruh gempa, serta cukup ekonomis. Selain itu, konsentrasi tegangan pada elemen-elemen struktur dan momen puntir yang besar dapat dihindari.

Dimensi dari kolom-kolom struktur yang terdapat pada suatu tingkat, sebaiknya mempunyai ukuran yang sama dan seragam. Jika pada suatu tingkat terdapat kolom-kolom struktur dengan beberapa ukuran yang tidak seragam (kolom pendek dan kolom panjang), maka gaya geser akibat gempa yang bekerja pada tingkat tersebut akan terkonsentrasi pada kolom-kolom yang lebih kaku, yaitu kolom-kolom pendek. Konsentrasi gaya geser dapat menyebabkan runtuhnya kolom pendek terlebih dahulu sebelum keruntuhan dari kolom panjang terjadi.

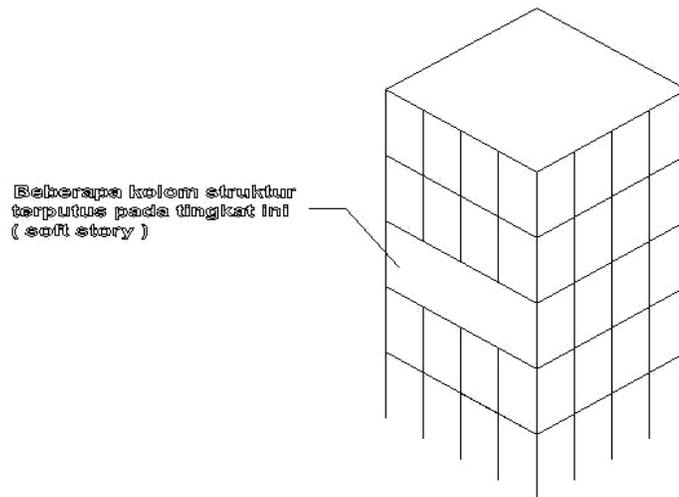
Gambar 2.2.14 di bawah menunjukkan kolom-kolom dari suatu tingkat dengan ukuran yang seragam (Tingkat-j), serta kolom-kolom dengan ukuran yang tidak seragam (Tingkat-k) yang terdapat pada suatu sistem struktur bangunan, serta perubahan yang mendadak dari ukuran kolom dari suatu tingkat ke tingkat lain di atasnya.

Masalah penting lainnya dalam perencanaan struktur adalah terputusnya elemen-elemen vertikal (kolom dan/atau dinding geser) penahan gempa (Gambar 2.2.15). Bila hal ini

terjadi maka meskipun analisis dan desain struktur menggunakan perhitungan dengan komputer, tegangan-tegangan yang terjadi pada elemen-elemen struktur tidak dapat dihitung secara akurat.



Gambar 2.2.14. Konfigurasi kolom-kolom tingkat pada struktur gedung.



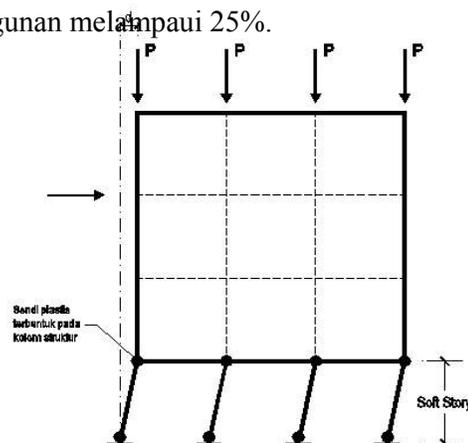
Gambar 2.2.15. *Soft storey* pada struktur bangunan akibat terputusnya kolom.

4. Keseragaman Kekakuan Tingkat

Telah dibuktikan secara analitis dan terbukti dalam praktek pada banyak peristiwa gempa, bahwa perubahan-perubahan yang menyolok dalam kekakuan di dalam elemen-elemen struktural bangunan gedung, khususnya pada kolom-kolom struktur, akan mengakibatkan terbentuknya mekanisme sendi plastik yang terbentuk pada kolom-kolom struktur. Terbentuknya sendi-sendi plastik pada kolom-kolom struktur harus dihindari, karena hal ini dapat menyebabkan keruntuhan dari struktur secara keseluruhan.

Sistem struktur bangunan yang tidak menunjukkan keseragaman dalam kekakuan tingkat dan/atau yang tingginya melampaui 40 meter, harus diperhitungkan terhadap Pengaruh P-Delta. Yang dimaksudkan dengan kekakuan tingkat adalah perbandingan antara berat lantai tingkat, dengan kekakuan lateral struktur tingkat di bawahnya.

Kekakuan tingkat adalah, gaya geser yang bila terjadi di dalam struktur tingkat itu, akan menyebabkan satu satuan simpangan antar tingkat. Kekakuan tingkat suatu sistem struktur dinyatakan tidak seragam, bila selisih perbandingan kekakuan tingkat tersebut terhadap nilai rata-rata kekakuan tingkat untuk seluruh bangunan melampaui 25%.



Gambar 2.2.16. Sendi-sendi plastis terbentuk pada kolom struktur akibat kekakuan tingkat yang tidak seragam (*soft storey effect*).

Kekakuan elemen-elemen struktur beton bertulang dari suatu bangunan, harus dihitung berdasarkan sifat-sifat penampang yang ditentukan menurut pedoman beton. Reduksi dari momen inersia penampang yang disebabkan oleh adanya retakan beton harus ditinjau. Suatu pendekatan yang sederhana untuk portal-portal beton terbuka dan portal-portal baja (komposit) dapat dilakukan dengan memperhitungkan momen inersia penampang tersebut sebesar 75% dari momen inersia penampang utuh. Modulus elastisitas beton harus diambil sesuai dengan mutu (kuat tekan) yang dipakai, sesuai dengan standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Rumah dan Gedung (SNI 03-1726-2002), sedangkan modulus elastisitas baja untuk menentukan besaran-besaran penampang komposit, diambil sebesar $E = 210000$ MPa.

5. Sistem Struktur Bangunan Gedung

a. Rangka Penahan Momen

Sistem struktur yang berbentuk rangka penahan momen (moment-resisting frame), merupakan sistem struktur yang paling banyak digunakan. Pada struktur portal beton bertulang, sistem Rangka Penahan Momen dapat berbentuk struktur portal yang dicor di tempat (cast-in-place frame), atau struktur portal yang disusun oleh elemen-elemen pracetak (precast frame). Sistem struktur portal beton yang dicor ditempat, dapat berbentuk : sistem portal yang tersusun oleh elemen balok (beam) dan elemen kolom (column), sistem portal yang tersusun oleh elemen pelat (flat slab) dan elemen kolom, dan sistem portal yang tersusun oleh elemen pelat dan dinding pemikul beban (load bearing wall). Pada struktur portal yang dicor ditempat, tidak diperlukan adanya sambungan khusus dari elemen-elemen struktur. Sambungan elemen pada umumnya

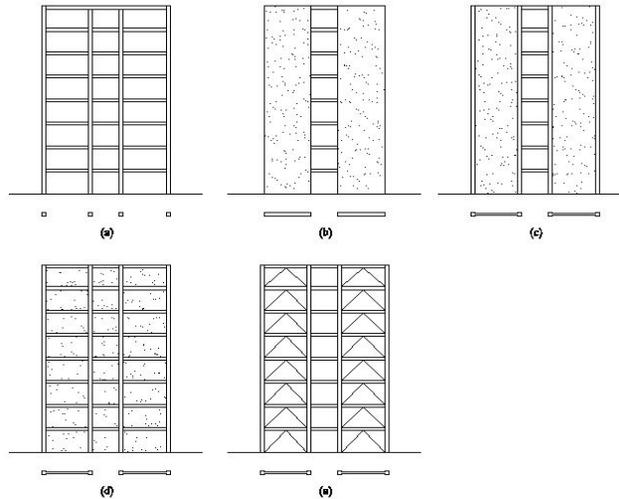
bersifat kaku dan monolit. Pada struktur portal dengan elemen-elemen pracetak, umumnya digunakan pengelasan untuk membuat sambungan antar elemen. Dalam hal ini sangat sulit untuk mendapatkan kontinuitas dan keseragaman kekakuan dari struktur. Untuk menjamin keruntuhan yang bersifat daktail dari struktur akibat pembebanan yang berulang, dianjurkan untuk merancang bagian sambungan (joint) lebih kuat dari elemen-elemen yang disambung.

b. Rangka Dengan Diafragma Vertikal

Jika kekuatan dan kekakuan dari suatu struktur portal tidak mencukupi untuk mendukung beban-beban yang diperkirakan akan bekerja, khususnya beban-beban horisontal akibat gempa, maka perlu dipasang dinding-dinding untuk memikul beban dan/atau rangka pengaku (*bracing*). Bracing pada umumnya digunakan pada struktur portal baja, tetapi jarang dipasang pada struktur portal beton karena kesulitan di dalam pemasangannya. Dinding geser (*shear wall*) dan rangka pengaku berguna untuk melindungi elemen-elemen nonstruktural dari keruntuhan akibat berkurangnya kekakuan tingkat.

Gambar 2.2.17.b menunjukkan penggunaan dari dinding geser pada suatu struktur rangka (*load bearing shear wall*), sedangkan Gambar 2.2.17.c menunjukkan penggunaan dari dinding geser yang dikombinasikan dengan kolom-kolom dari struktur (*shear wall with columns*). Gambar 2.2.17.d menunjukkan suatu sistem struktural portal, dimana diantara balok dan kolom struktur dipasang dinding untuk menahan beban (*infilled shear walls*). Sedangkan Gambar 2.2.17.e menunjukkan sistem rangka struktural dengan rangka pengaku (*braced frame*). Ditinjau dari ketahanannya memikul beban

gempa, *shear wall with columns* dan *infilled shear walls* lebih kuat dibandingkan *load bearing shear wall*



Gambar 2.2.17. Sistem Struktur Bangunan Gedung : (a) Moment Resisting Frame, (b) Shear wall (c) Shear Wall With Column, (d) Infilled Shear Wall, (e) Braced Frame

Shear wall dan *bracings* yang berfungsi sebagai diafragma vertikal dari rangka struktural, biasanya diletakkan pada dinding-dinding bagian dalam atau bagian luar dari bangunan, atau dapat juga diletakkan pada *core walls*. Penempatan dari *core walls* harus dipilih sedemikian rupa sehingga eksentrisitas antara pusat massa dan pusat kekakuan dari struktur dapat seminimal mungkin. *Core walls* yang ada pada suatu struktur bangunan, biasanya diletakkan pada tempat-tempat seperti diperlihatkan pada Gambar 2.2.8.

2.3. ANALISIS STRUKTUR TERHADAP BEBAN GEMPA

Prosedur analisis yang paling sederhana dan yang langsung dapat digunakan untuk menentukan pengaruh dari beban gempa terhadap struktur bangunan adalah prosedur analisis statik. Analisis statik hanya boleh dilakukan untuk struktur-struktur bangunan dengan bentuk yang sederhana dan beraturan atau simetris, yang tidak menunjukkan perbandingan yang menyolok dalam perbandingan antara berat dan kekakuan pada tingkat-

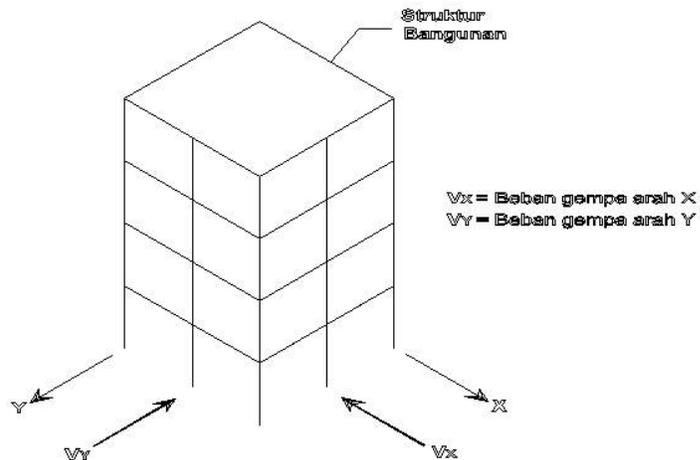
tingkatnya. Prosedur analisis statik ini hanyalah suatu cara pendekatan yang menirukan pengaruh dinamik dari beban gempa yang sesungguhnya.

2.3.1 Pengaruh Beban Gempa Horisontal

Pengaruh beban gempa horisontal dapat bekerja pada masing-masing arah dari sumbu utama bangunan, atau pada kedua arah sumbu utama dari struktur bangunan secara bersamaan. Pengaruh bekerjanya beban gempa secara bersamaan pada kedua arah sumbu utama, dapat sangat membahayakan kekuatan struktur. Oleh karena itu agar sistem struktur tetap mampu untuk menahan beban gempa yang bekerja, maka unsur-unsur vertikal utama (kolom-kolom) dari struktur bangunan yang berfungsi untuk menahan gaya horisontal, perlu direncanakan kekuatannya terhadap pengaruh 100% dari beban gempa dalam satu arah sumbu utama bangunan, dikombinasikan dengan pengaruh 30% dari beban gempa dalam arah tegak lurus padanya. Kombinasi pembebanan yang perlu ditinjau untuk merencanakan kekuatan dari kolom-kolom struktur adalah :

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

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



Gambar 2.3.1. Arah bekerjanya beban gempa pada struktur bangunan

Beban gravitasi yang ditinjau pada perhitungan di atas adalah beban mati ditambah dengan beban hidup yang direduksi. Kombinasi pembebanan yang menghasilkan keadaan yang paling berbahaya bagi kolom-kolom struktur dan elemen-elemen vertikal struktur penahan gempa seperti dinding geser (*shear wall*), dinding inti (*core wall*), adalah yang digunakan untuk perencanaan. Pengaruh dari bekerjanya beban gempa secara bersamaan pada elemen-elemen horisontal struktur seperti balok, pelat, atau elemen-elemen horisontal lainnya adalah kecil, sehingga dapat diabaikan. Untuk perencanaan kekuatan dari elemen-elemen ini cukup direncanakan terhadap pengaruh beban gempa horisontal dalam satu arah saja. Gambar 2.3.1 di atas menunjukkan kemungkinan dari arah beban gempa yang dapat bekerja secara bersamaan pada struktur bangunan.

2.3.2 Pengaruh Beban Gempa Vertikal

Selain percepatan gerakan tanah pada arah horisontal, pada saat terjadi gempa terdapat juga percepatan gerakan tanah berarah vertikal. Gerakan tanah kearah vertikal ini ini dapat mengakibatkan pengaruh beban gempa berarah vertikal yang bekerja pada struktur bangunan. Meskipun dari beberapa pengalaman gempa menunjukkan mekanisme ini, tapi sampai saat ini respon dari struktur bangunan terhadap gerakan tersebut belum banyak diketahui. Pada umumnya, tinjauan perencanaan struktur terhadap pengaruh beban gempa arah vertikal ini dapat diabaikan, dengan anggapan bahwa elemen-elemen dari struktur telah direncanakan berdasarkan beban gravitasi (beban mati dan beban hidup) yang arahnya vertikal ke bawah.

Faktor Respon Gempa vertikal C_v dapat dihitung menurut persamaan $C_v = \psi \cdot A_m \cdot I$, dimana koefisien ψ bergantung pada Wilayah Gempa tempat struktur bangunan berada. Besarnya harga untuk koefisien ψ adalah 0,5 sampai 0,8. A_m adalah percepatan tanah maksimum, dan I adalah Faktor Keutamaan struktur bangunan.

2.3.3 Pengaruh Beban Gravitasi Vertikal

Beban gravitasi vertikal pada struktur bangunan dapat terdiri dari kombinasi antara beban mati dan beban hidup. Beban-beban hidup yang bekerja pada struktur bangunan pada umumnya dapat direduksi pada saat dilakukan analisis beban gempa pada struktur tersebut, sehubungan dengan kecilnya kemungkinan bekerjanya beban hidup penuh dan pengaruh beban gempa penuh secara bersamaan pada struktur secara keseluruhan. Tujuan mereduksi beban hidup ini adalah untuk mendapatkan desain struktur yang cukup ekonomis. Besarnya beban mati dan beban hidup dapat dihitung dengan mengacu pada standar pembebanan yang berlaku.

2.4. BEBAN GEMPA STATIK EKUIVALEN

Analisis perancangan struktur bangunan terhadap pengaruh beban gempa secara statik, pada prinsipnya adalah menggantikan gaya-gaya horisontal yang bekerja pada struktur bangunan akibat pengaruh pergerakan tanah yang diakibatkan gempa, dengan gaya-gaya statik yang ekuivalen

Dalam analisis respons dinamik terhadap pengaruh gempa, suatu struktur gedung dimodelkan sebagai suatu sistem Banyak Derajat Kebebasan (BDK). Dengan menerapkan metoda Analisis Ragam, persamaan-persamaan gerak dari sistem BDK tersebut yang berupa persamaan-persamaan diferensial orde dua simultan yang saling terikat, dapat dilepaskan saling keterikatannya sehingga menjadi persamaan-persamaan gerak terlepas sistem Satu Derajat Kebebasan (SDK). Hal ini dilakukan melalui suatu transformasi koordinat dengan matriks eigenvektor sebagai matriks transformasinya. Respons dinamik total dari sistem BDK tersebut selanjutnya menampilkan diri sebagai superposisi dari respons dinamik masing-masing ragamnya. Respons dinamik masing-masing ragamnya ini berbentuk respons dinamik suatu sistem SDK, dimana ragam yang semakin tinggi memberikan sumbangan respons dinamik yang semakin kecil dalam menghasilkan respons dinamik total

Tujuan dari analisis statik adalah untuk menyederhanaan prosedur perhitungan. Prosedur analisis statik yang sering digunakan pada praktek perencanaan struktur bangunan gedung, adalah Analisis Beban Gempa Nominal Statik Ekuivalen. Pada metode ini diasumsikan bahwa gaya horisontal akibat gempa yang bekerja pada suatu elemen struktur, besarnya ditentukan berdasarkan perkalian antara suatu koefisien atau konstanta, dengan berat atau massa dari elemen-elemen struktur tersebut

2.5. PROSEDUR ANALISIS DINAMIK

Analisis dinamik pada perencanaan struktur bangunan gedung tahan gempa dilakukan jika diperlukan evaluasi yang lebih akurat dari distribusi gaya-gaya gempa yang bekerja pada struktur bangunan gedung, serta untuk mengetahui perilaku dari struktur akibat pengaruh gempa yang sifatnya berulang atau dinamik. Pada struktur bangunan gedung yang tinggi atau struktur bangunan gedung dengan bentuk atau konfigurasi yang tidak beraturan, analisis dinamik diperlukan untuk mengevaluasi secara akurat respons dinamik yang terjadi dari struktur.

Analisis dinamik perlu dilakukan pada struktur-struktur bangunan gedung dengan karakteristik sebagai berikut :

- Gedung-gedung dengan konfigurasi struktur sangat tidak beraturan
- Gedung-gedung dengan loncatan-loncatan bidang muka yang besar
- Gedung-gedung dengan kekakuan tingkat yang tidak merata
- Gedung-gedung yang tingginya lebih dari 40 meter

Prosedur analisis dinamik yang dapat digunakan untuk menentukan besarnya beban gempa pada struktur seperti yang tercantum di dalam standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Rumah dan Gedung (SNI 03-1726-2002), adalah metode Analisis Ragam Spektrum Respon (*Spectral Modal Analysis*) dan Analisis Respon Dinamik Riwayat Waktu (*Time History Analysis*).

Nilai akhir dari respons dinamik struktur bangunan gedung terhadap pembebanan gempa dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur

gedung dinyatakan dalam gaya gempa (V), maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan menurut persamaan berikut :

$$V \geq 0,8 V_1$$

dimana V_1 adalah Beban Gempa Nominal

2.6. DATA-DATA MATERIAL

Adapun spesifikasi bahan/material yang digunakan dalam perencanaan struktur gedung ini adalah sebagai berikut :

- Beton : $f'_c = 25 \text{ Mpa}$; $E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 23500$
- Baja tulangan : $f_y = 400 \text{ Mpa}$; $E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- Baja konstruksi : BJ-37 ; $\sigma_{ijin} = 1600 \text{ kg/cm}^2$

2.7. PEMBEBANAN

Beban dan macam beban yang bekerja pada struktur sangat tergantung dari jenis struktur. Berikut ini akan disajikan jenis-jenis beban, data beban serta faktor-faktor dan kombinasi pembebanan sebagai dasar acuan bagi perhitungan struktur.

2.7.1 Jenis-jenis Beban

Jenis-jenis beban yang biasa diperhitungkan dalam perencanaan struktur bangunan gedung adalah sebagai berikut:

1. Beban mati (*dead load/DL*)

Beban mati merupakan beban yang bekerja akibat gravitasi yang bekerja tetap pada posisinya secara terus menerus dengan arah ke bumi tempat struktur didirikan. Yang termasuk beban mati adalah berat struktur sendiri dan juga semua benda yang tetap posisinya selama struktur berdiri. Jenis beban mati menurut **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983** (*Halaman : 11–12*) adalah sebagai berikut :

- Berat jenis beton : 2400 kg/m^3
- Adukan semen (per-cm tebal) : 21 kg/m^2
- Plafond/ langit-langit : 11 kg/m^2

- Penggantung langit-langit dari kayu : 7 kg/m^2
- Tembok batu bata (1/2 batu) : 250 kg/m^2

2. Beban hidup (*life load/LL*)

Beban hidup merupakan beban yang terjadi akibat penghunian/penggunaan suatu gedung dan barang-barang yang dapat berpindah, mesin dan peralatan lain yang dapat digantikan selama umur rencana gedung. Jenis beban hidup menurut **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983** (*Halaman : 17*) adalah sebagai berikut :

- Lantai sekolah, ruang kuliah, kantor, toko, toserba, restoran, hotel, asrama dan rumah sakit : 250 kg/m^2
- Tangga, bordes tangga dari lantai sekolah, ruang kuliah, kantor, toserba, restoran, hotel, asrama, dan rumah sakit, took : 300 kg/m^2
- Lantai untuk : pabrik, bengkel, gudang, perpustakaan, ruang arsip, toko buku, toko besi, ruang alat-alat dan ruang mesin, harus direncanakan sendiri terhadap beban hidup yang ditentukan minimum : 400 kg/m^2
- Lantai gedung parker bertingkat :
 - Untuk lantai bawah : 800 kg/m^2
 - Untuk lantai tingkat lainnya : 400 kg/m^2 .

3. Beban Gempa (*Earthquake Load/EL*)

a. Perhitungan Berat Bangunan (W_t)

Karena besarnya beban gempa sangat dipengaruhi oleh berat dari struktur bangunan, maka perlu dihitung berat dari masing-masing lantai bangunan. Berat dari bangunan dapat berupa beban mati yang terdiri dari berat sendiri material-material konstruksi dan elemen-elemen struktur, serta beban hidup yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan bangunan. Karena kemungkinan terjadinya gempa bersamaan dengan beban hidup yang bekerja penuh pada bangunan adalah kecil, maka beban hidup yang bekerja dapat direduksi besarnya. Berdasarkan standar pembebanan yang berlaku

di Indonesia, untuk memperhitungkan pengaruh beban gempa pada struktur bangunan gedung, beban hidup yang bekerja dapat dikalikan dengan faktor reduksi sebesar 0,3

b. Waktu Getar Empiris Struktur (T_E)

Karena besarnya beban gempa belum diketahui, maka waktu getar dari struktur belum dapat ditentukan secara pasti. Untuk perencanaan awal, waktu getar dari bangunan gedung pada arah X (T_{Ex}) dan arah Y (T_{Ey}) dihitung dengan menggunakan rumus empiris:

$$T_{Ex} = T_{Ey} = 0,06 \cdot H^{0,75} \text{ (dalam detik)}$$

Pada rumus di atas, H adalah tinggi bangunan (dalam meter). Untuk $H = 5.3,6 = 18\text{m}$, periode getar dari bangunan adalah $T_{Ex} = T_{Ey} = 0,06 \cdot (18)^{0,75} = 0,524$ detik. Waktu getar struktur yang didapat dari rumus empiris ini perlu diperiksa terhadap waktu getar sebenarnya dari struktur yang dihitung dengan rumus Rayleigh.

c. Faktor Keutamaan Struktur (I)

Menurut SNI Gempa 2002, pengaruh Gempa Rencana harus dikalikan dengan suatu Faktor Keutamaan (I) menurut persamaan :

$$I = I_1 \cdot I_2$$

Dimana I_1 adalah Faktor Keutamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa selama umur rencana dari gedung. Sedangkan I_2 adalah Faktor Keutamaan untuk menyesuaikan umur rencana dari gedung tersebut. Faktor-faktor Keutamaan I_1 , I_2 dan I ditetapkan menurut Tabel 2.1

Tabel 2-1.

Faktor Keutamaan untuk berbagai kategori gedung dan bangunan

Kategori gedung	Faktor Keutamaan		
	I ₁	I ₂	I
Gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan dan perkantoran.	1,0	1,0	1,0
Monumen dan bangunan monumental	1,0	1,6	1,6
Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi	1,4	1,0	1,4
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun.	1,6	1,0	1,6
Cerobong, tangki di atas menara	1,5	1,0	1,5

d. Faktor Reduksi Gempa (R)

Jika V_e adalah pembebanan maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur bangunan gedung yang bersifat elastik penuh dalam kondisi di ambang keruntuhan, dan V_n adalah pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan struktur bangunan gedung, maka berlaku hubungan sebagai berikut :

$$V_n = \frac{V_e}{R}$$

R disebut Faktor Reduksi Gempa yang besarnya dapat ditentukan menurut persamaan :

$$1,6 \leq R = \mu f_1 \leq R_m$$

Pada persamaan di atas, f_1 adalah Faktor Kuat Lebih Beban dan Bahan yang terkandung di dalam sistem struktur, dan μ (mu) adalah Faktor Daktilitas Struktur bangunan gedung. Faktor Daktilitas Struktur adalah perbandingan/rasio antara simpangan maksimum dari struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisinya di ambang keruntuhan, dengan

simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan yang pertama pada elemen struktur. R_m adalah Faktor Reduksi Gempa yang maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur yang bersangkutan. Pada Tabel 2.2 dicantumkan nilai R untuk berbagai nilai μ yang bersangkutan, dengan ketentuan bahwa nilai μ dan R tidak dapat melampaui nilai maksimumnya.

Tabel 2.2. Parameter Daktilitas Struktur Gedung

Taraf kinerja struktur gedung	μ	R
Elastis penuh	1,0	1,6
Daktail parsial	1,5	2,4
	2,0	3,2
	2,5	4,0
	3,0	4,8
	3,5	5,6
	4,0	6,4
	4,5	7,2
Daktail penuh	5,0	8,0
	5,3	8,5

e. Jenis Tanah Dasar

Menurut SNI Gempa 2002, jenis tanah ditetapkan sebagai Tanah Keras, Tanah Sedang dan Tanah Lunak, apabila untuk lapisan setebal maksimum 30 m paling atas dipenuhi syarat-syarat yang tercantum dalam Tabel 2.3, sebagai berikut :

Tabel 2.3. Jenis-Jenis Tanah

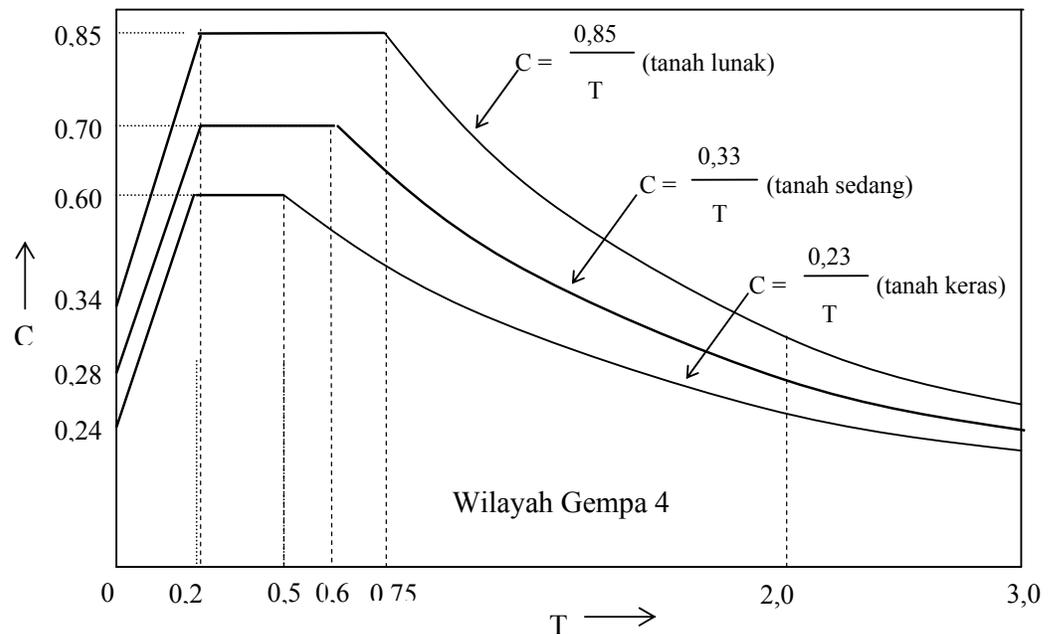
Jenis tanah	Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata \bar{v}_s (m/det)	Nilai hasil Test Penetrasi Standar rata-rata \bar{N}	Kuat geser niralir rata-rata \bar{S}_u (kPa)
Tanah Keras	$\bar{v}_s \geq 350$	$\bar{N} \geq 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
Tanah Sedang	$175 \leq \bar{v}_s < 350$	$15 \leq \bar{N} 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

Dalam Tabel 8-4, \bar{v}_s , \bar{N} dan \bar{S}_u adalah nilai rata-rata berbobot besaran tersebut dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya. PI adalah Indeks Plastisitas tanah lempung. w_n adalah kadar air alami tanah, dan S_u adalah kuat geser niralir lapisan tanah yang ditinjau. Untuk data tanah seperti pada Gambar 8-3, besarnya kekuatan geser tanah (S_u) untuk setiap lapisan, dapat dihitung dengan rumus *shear strenght of soil* :

$$s = c + \gamma h \tan \emptyset$$

f. Faktor Respon Gempa (C)

Setelah dihitung waktu getar dari struktur bangunan pada arah-X (Tx) dan arah-Y (Ty), maka harga dari Faktor Respon Gempa C dapat ditentukan dari Diagram Spektrum Respon Gempa Rencana (Gambar 2.4).



Gambar 2.4. Spektrum Respon Gempa Rencana untuk Wilayah Gempa 4

g. Beban Geser Dasar Nominal Akibat Gempa

Beban geser dasar nominal horisontal akibat gempa yang bekerja pada struktur bangunan gedung, dapat ditentukan dari rumus :

$$V = \frac{CI}{R} W_t$$

Dengan menggunakan rumus di atas, didapatkan beban geser dasar dalam arah-X (V_x) dan arah-Y (V_y) adalah :

$$V_x = V_y = \frac{0,85 \cdot 1}{1,6} 1285,104 = 682,7 \text{ ton}$$

Beban Geser Dasar Nominal (V) harus didistribusikan di sepanjang tinggi struktur bangunan gedung menjadi beban-beban gempa statik ekuivalen yang bekerja pada pusat massa lantai-lantai tingkat.. Besarnya beban statik ekuivalen F_i pada lantai tingkat ke- i dari bangunan dihitung dengan rumus :

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V$$

Dimana W_i adalah berat lantai tingkat ke- i , termasuk beban hidup yang sesuai (direduksi), z_i adalah ketinggian lantai tingkat ke- i diukur dari taraf penjepitan lateral struktur bangunan, dan n adalah nomor lantai tingkat paling atas.

h. Waktu Getar Alami Fundamental Struktur

Setelah distribusi beban gempa pada bangunan gedung diketahui, maka perlu dilakukan pemeriksaan terhadap waktu getar sebenarnya dari struktur dengan menggunakan **Rumus Rayleigh**. Waktu getar sebenarnya untuk setiap arah dari bangunan, dihitung berdasarkan besarnya simpangan horisontal yang terjadi pada struktur bangunan akibat gaya gempa horisontal. Simpangan horisontal dari struktur bangunan dapat dihitung berdasarkan analisis struktur secara manual, atau dengan menggunakan

program komputer. Waktu getar alami fundamental T dari struktur gedung beraturan dalam arah masing-masing sumbu utama dapat ditentukan dengan rumus Rayleigh sebagai berikut :

$$T_R = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}}$$

Dimana W_i adalah berat lantai tingkat ke- i , termasuk beban hidup yang sesuai (direduksi), z_i adalah ketinggian lantai tingkat ke- i diukur dari taraf penjepitan lateral, F_i adalah beban gempa statik ekuivalen pada lantai tingkat ke- i , d_i adalah simpangan horisontal lantai tingkat ke- i dinyatakan dalam mm, g adalah percepatan gravitasi yang ditetapkan sebesar 9810 mm/det^2 , dan n adalah nomor lantai tingkat paling atas.

Waktu getar alami struktur T yang dihitung dengan rumus empiris (T_E) untuk penentuan Faktor Respons Gempa C , nilainya tidak boleh menyimpang lebih dari 20% dari nilai waktu getar alami fundamental dari struktur yang dihitung dengan rumus Rayleigh (T_R). Jika antara nilai T_E dan T_R berbeda lebih dari 20%, maka perlu dilakukan analisis ulang.

4. Beban Angin (*Wind Load/WL*)

Berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung (PPIG) 1983 pasal 4.4.2 pada gedung tertutup dengan tinggi ≥ 16 meter dapat diberikan pembebasan atas pengaruh angin.

2.8. FAKTOR BEBAN DAN KOMBINASI PEMBEBANAN

Berdasarkan **SKSNI T-15 1991-03** dinyatakan bahwa beban yang bekerja pada struktur harus dikalikan faktor beban yaitu : untuk beban hidup = 1.6; beban mati = 1.2; beban gempa = 1.05.

Beberapa kombinasi pembebanan yang harus ditinjau :

1. Kombinasi pembebanan tetap

$$1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

2. Kombinasi pembebanan sementara

$$1,05 (\text{DL} + \text{LL}_R + \text{EL}) \Rightarrow \text{LL}_R = \# \cdot \text{LL} \quad (\# = \text{faktor reduksi})$$

Dengan metode **Load Resistant and Factor Design (LRFD)**, kombinasi pembebanan yang mungkin terjadi adalah :

1. 1,4 DL

2. 1,2 DL + 1,6 LL + 0,5 H

3. 1,2 DL + 1,6 H + 0,8 W

4. 1,2 DL + 1,3 W + γ_L LL + 0,5 H

5. 1,2 DL + 1,0 EL + γ_L LL

6. 0,9 DL - 1,3 W

Dimana ;

DL : Dead Load/ Beban Mati

LL : Life Load/ Beban Hidup

LL_R : Beban Hidup yang direduksi # = 0,6 (untuk gedung perkantoran)
= 0,3 (untuk gedung parkir)

EL : Earthquake Load/ Beban Gempa

W : Wind Load/ Beban Angin

H : Beban Hujan

γ_L : 0,5 bila $L \leq 5$ Kpa, dan $\gamma_L = 1$ bila $L \geq 5$ Kpa

2.9. PERENCANAAN STRUKTUR ATAS (UPPER STRUCTURE)

Struktur Atas terdiri dari struktur atap dan struktur portal. Struktur portal merupakan satu kesatuan antara balok, kolom, dan pelat lantai. Perencanaan struktur portal dilakukan berdasarkan **SKSNI T-15-1991-03**. Perencanaan struktur portal juga menggunakan prinsip *Strong Column-Weak Beam*, di mana sendi-sendi plastis diusahakan terjadi pada balok.

Seluruh prosedur perhitungan mekanika/ analisa struktur untuk struktur atas dilakukan secara **3 Dimensi (3D)** kecuali Rangka Atap

dilakukan secara 2 Dimensi (2D), dengan bantuan program komputer *Structural Analysis Program (SAP) 2000*. Dengan bantuan program komputer ini akan didapatkan *Output Program* berupa gaya-gaya dalam yang bekerja pada struktur.

2.9.1 Perencanaan Rangka Atap.

Dasar perencanaan kuda-kuda yang menggunakan konstruksi baja mengacu pada **Pedoman Perencanaan Bangunan Baja untuk Gedung-1987**, selain itu juga mengacu pada **Standar Nasional Indonesia (SNI 2000)**. Dalam perencanaan ini menggunakan baja Bj-37 ($\sigma_{ijin} = 1600 \text{ kg/cm}^2$). Tegangan-tegangan baja yang dipakai adalah :

1. Untuk dasar perhitungan, tegangan-tegangan yang diijinkan pada suatu kondisi pembebanan tertentu, dipakai tegangan dasar yang besarnya : $\sigma = \sigma_i : 1,5$.
2. Untuk pembebanan tetap, besarnya tegangan normal yang diijinkan sama dengan tegangan dasar sedangkan tegangan geser (τ) adalah : $\tau = 0,58.\sigma$.
3. Untuk elemen baja yang mengalami kombinasi tegangan normal dan tegangan geser, maka tegangan ideal (σ_i) adalah tidak melebihi tegangan dasarnya atau dapat ditulis $\sigma_i \leq \sigma$.
4. Untuk pembebanan sementara, maka besarnya tegangan boleh dinaikkan 30%.

Dalam perhitungan gording dan kuda-kuda semua tetap harus diperhitungkan terhadap muatan terpusat sebesar 100 kg. Tekanan tiup angin harus diambil minimum 25 kg/m^2 . koefisien angin (c) untuk sudut kemiringan $\alpha < 65^0$, dengan ketentuan :

- a. di depan angin $c = 0,02 \alpha - 0,4$
- b. di belakang angin $c = -0.4$

karena struktur yang direncanakan simetris, maka dalam perhitungan sambungan akan ditinjau sebagian saja. Alat sambung yang dipakai

adalah baut dan las. Tegangan-tegangan yang diijinkan dalam menghitung baut adalah :

Tegangan geser yang diijinkan ; $\tau = 0,6 \sigma$.

Tegangan tarik yang diijinkan ; $\sigma_{\text{tarik}} = 0,7 \sigma$

Kombinasi tegangan tarik dan tegangan geser yang diijinkan

$\sigma = (\sigma^2 + 1,56\tau^2)^{1/2} \leq \sigma$, sambungan yang digunakan merupakan sambungan irisan dua sehingga harus memenuhi syarat-syarat :

$\delta/d < 0,628$: pengaruh desak

$\delta/d > 0,628$: pengaruh geser

Dalam menghitung jarak baut harus dipenuhi syarat :

$$2,5d \leq s \leq 7d \text{ atau } 14t$$

$$2,5d \leq u \leq 7d \text{ atau } 14t$$

$$1,5d \leq s_1 \leq 7d \text{ atau } 6t$$

$$s_2 \geq 7d - 0,5 u \text{ atau } 14t - 0,5 u$$

dimana;

d : diameter baut (mm)

t : tebal terkecil bagian yang disambung (mm)

s_1 : jarak dari sumbu baut yang paling luar ke tepi (mm)

s_2 : jarak antara satu baut dengan baut terdekat dengan baris lain (mm)

u : jarak antara garis-garis baut.

Sedangkan untuk sambungan las yang dipakai adalah las sudut dengan ketentuan sebagai berikut :

- panjang netto las : $L = L_{\text{bruto}} - 3a$, dimana a = tebal las
- panjang netto las tidak boleh kurang dari 40 kali tebal las. Apabila lebih sebaiknya dibuat las yang terputus-putus.
- Untuk las terputus pada batang tekan, jarak antara bagian-bagian las tersebut tidak melebihi 16t atau 20 cm, sedangkan pada batang tarik tidak boleh melebihi 24t atau 30 cm, dimana t adalah tebal terkecil yang dilas.

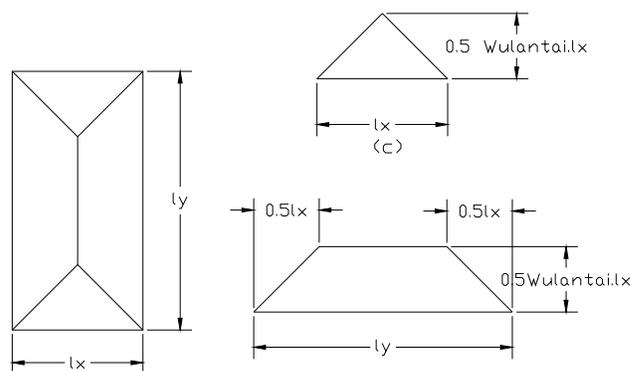
- d. las terputus tidak diperkenankan jika dikhawatirkan terjadi pengkaratan.

2.9.2 Perencanaan Pelat Lantai.

Perencanaan pelat dua arah

Pelat dua arah yang ditumpu pada keempat tepinya adalah struktur statis tak tentu, untuk menghitung momen-momen penentu seperti pada pelat satu arah yang menerus pada lebih dari tumpuan.

Cara penyaluran beban dari pelat ke tumpuan berbeda untuk pelat dua arah dibanding pelat satu arah. Bila syarat-syarat tumpuan sepanjang empat tepi sama, yaitu keempat-empatnya tertumpu atau terjepit, maka pola penyaluran beban-beban ditunjukkan pada Gambar 2.10. Pola penyaluran beban untuk pelat persegi dinyatakan dalam bentuk "amplop", dengan menggambarkan garis-garis pada sudut 45° pada empat sudut (gambar 2.10.a). Reaksi perletakan berbentuk trapesium pada bagian tepi yang panjang dengan nilai maksimum $1/2 \times W_{u.lantai} \times l_x$ (gambar 2.10.b) dan bentuk segitiga pada tepi yang pendek dengan nilai maksimum $1/2 \times W_{u.lantai} \times l_x$ (gambar 2.10.c).



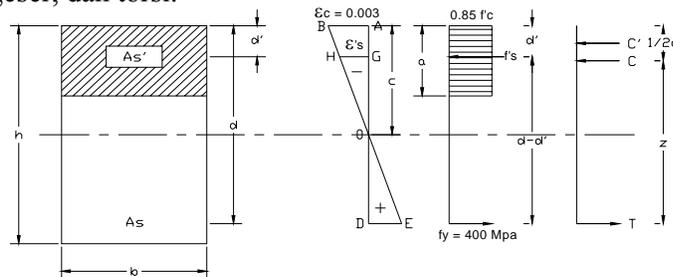
Gambar 2.10. Penyaluran beban ke tumpuan untuk pelat dua arah dengan syarat-syarat batas yang sama pada empat tepi

Adapun langkah-langkah perencanaan pelat lantai sebagai berikut :

1. Menentukan syarat-syarat batas, tumpuan dan panjang bentang.
2. Menentukan tebal pelat.
3. Memperhitungkan beban-beban yang bekerja pada pelat lantai dan atap.
4. Tentukan L_y/L_x .
5. Tentukan momen yang menentukan (M_u). M_u didapat dari tabel pada Dasar-dasar Perencanaan Beton Bertulang Berdasarkan SKSNI T-15-1991-03 dan perhitungan SAP 2000. M_u terdiri dari:
 - M_{lx} (momen lapangan arah -X)
 - M_{ly} (momen lapangan arah -Y)
 - M_{tx} (momen tumpuan arah -X)
 - M_{ty} (momen tumpuan arah -Y)
6. Hitung penulangan arah X dan Y, data-data yang diperlukan : h (tebal plat), tebal selimut beton (p), M_u , ϕ_D , tinggi efektif, (d_x dan d_y).

2.9.3 Perencanaan Balok.

Perencanaan balok meliputi balok induk dan balok anak. Besarnya gaya dalam dapat dilihat dari hasil perhitungan mekanika dengan program SAP 2000. Balok dapat direncanakan menggunakan tulangan ganda (tulangan *double*) atau tulangan tunggal (tulangan *single*). Perhitungan tulangan balok meliputi perhitungan tulangan lentur, geser, dan torsi.



Gambar 2.11. Diagram Tegangan-Regangan

Gambar 2.11 menunjukkan keadaan dimana regangan beton ϵ_{cu} mencapai 0.003, dan regangan tulangan $\epsilon_s > \epsilon_y$. Sesaat setelah mencapai 0.03 beton akan hancur pada serat-serat teratas tepat pada penampang kritis. Berdasarkan bahwa tulangan telah meleleh terlebih dahulu, maka kondisi inilah yang merupakan beban terbesar yang dapat dipikul elemen, dan penampang dikatakan telah mencapai kekuatan batasnya. Menurut *SKSNI T-15-1991-03* :

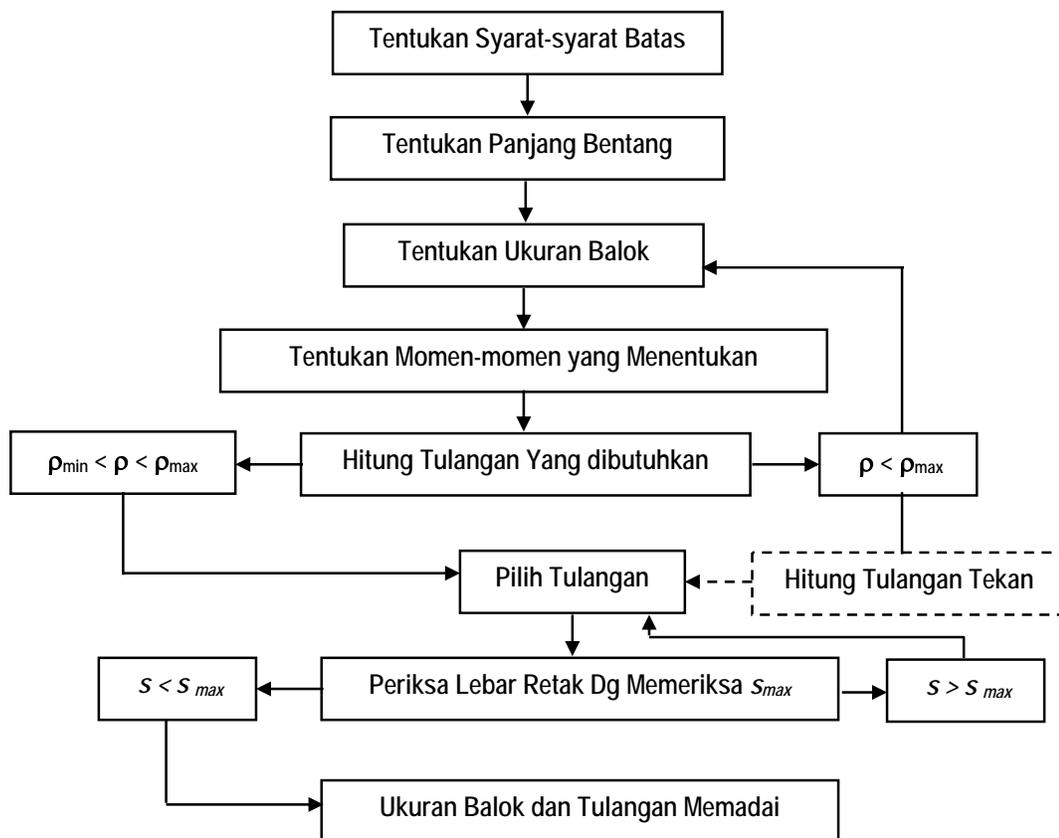
$$\rho_b = \frac{0.85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] \Rightarrow \text{SKSNI T - 15 - 1991 - 03 hal 8 (3.1.1)}$$

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b \quad ; \quad \rho_{min} = 1.4 / f_y \quad ; \quad R_1 = 0.85 * f'_c$$

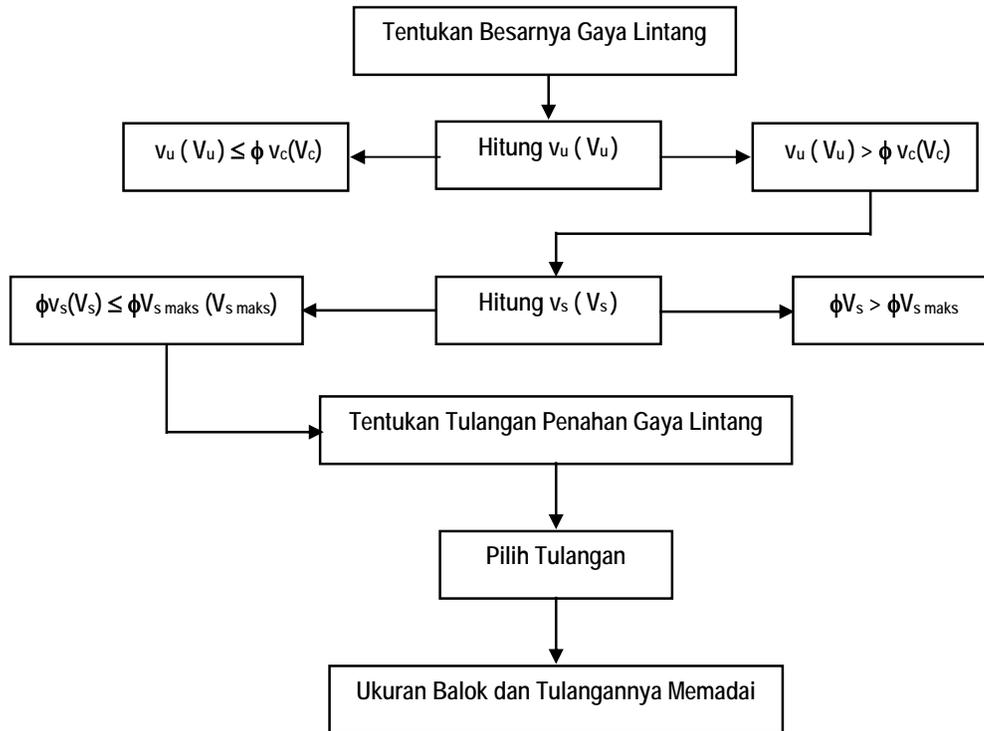
$$K_{max} = \frac{\beta_1 * 450}{(600 + f_y)} \left[1 - \frac{\beta_1 * 450}{(2(600 + f_y))} \right]$$

$$K = \frac{Mn}{b * d^2 * R_1} \Rightarrow \text{jika } K < K_{max} \Rightarrow \text{cukup tulangan tunggal, jika direncanakan}$$

rangkap maka : $A_s = A_s'$.



Gambar 2.12. Diagram alir untuk menghitung tulangan pada balok yang dibebani lentur



Gambar 2.13. Diagram alir untuk perencanaan tulangan geser balok

2.9.4 Perencanaan Kolom.

Berdasarkan SKSNI T-15-1991-03 memberikan definisi bahwa kolom merupakan komponen struktur bangunan yang tugas utamanya menyangga beban aksial tekan vertikal dengan bagian tinggi yang tidak ditopang paling tidak tiga kali dimensi lateral terkecil.

Kuat lentur kolom portal dengan daktilitas penuh yang ditentukan pada bidang muka balok harus dihitung berdasarkan terjadinya kapasitas lentur sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu dengan kolom tersebut, yaitu sebagai berikut :

$$M_{u,k} = 0,7 \cdot \omega d \cdot \alpha \cdot (M_{kap\ b\ ka} + M_{kap\ b\ ki}) \Rightarrow \text{SKSNI T-15-1991-03 hal 116 (3.14-1)}.$$

Dalam segala hal tidak perlu lebih dari :

$$M_{u,k} = 1,05 (M_{D,k} + M_{L,k} + 4/K \cdot M_{E,k}) \Rightarrow \text{SKSNI T-15-1991-03 hal 116 (3.14-2)}.$$

$$M_{kap,b} = \phi_0 * M_{mak,b} \Rightarrow \text{SKSNI T-15-1991-03 hal 117(3.14-3)}$$

Di mana ;

- $M_{u,k}$ = momen kolom rencana
- ω_d = faktor pembesar dinamis, diambil = 1,3
- α = faktor distribusi momen kolom portal yang ditinjau sesuai dengan kekakuan relatif kolom atas dan kolom bawah.
- $M_{kap b ka}$ = momen kapasitas lentur balok di sebelah kanan bidang muka kolom
- $M_{kap b ki}$ = momen kapasitas lentur balok di sebelah kiri bidang muka kolom.
- $M_{D,k}$ = momen pada kolom akibat beban mati
- $M_{L,k}$ = momen pada kolom akibat beban hidup
- $M_{E,k}$ = momen pada kolom akibat beban gempa
- K = faktor jenis struktur
- $\phi_0 = 1,25 \Rightarrow f_y \leq 400 \text{ Mpa}$
- $\phi_0 = 1,25 \Rightarrow f_y \geq 400 \text{ Mpa}$

Sedangkan beban aksial rencana $P_{u,k}$ yang bekerja pada kolom portal dengan daktilitas penuh dihitung dari :

$$P_{u,k} = 0,7 * R_v * (M_{kap b ka} + M_{kap b ki}) / L + 1,05 * N_{g,k} \Rightarrow \text{SKSNI T-15-1991-03 hal 117(3.14-4)}$$

Dalam segala hal tidak perlu lebih dari :

$$P_{u,k} = 1,05 (N_{g,k} + 4/K * N_{E,k}) \Rightarrow \text{SKSNI T-15-1991-03 hal 117(3.14-5)}$$

Di mana ;

- R_V = faktor reduksi yang ditentukan sebesar :
 - 1 untuk $1 < n < 4$
 - $1,1 - 0,025.n$ untuk $4 < n < 20$
 - 0,6 untuk $n > 20$
- n = jumlah lantai di atas kolom yang ditinjau
- L = bentang balok dari pusat ke pusat kolom
- $N_{g,k}$ = gaya aksial kolom akibat beban gravitasi

- NE_k = gaya aksial kolom akibat beban gempa.

Analisis

1. Pemeriksaan apakah ρ_g masih di dalam batas yang memenuhi syarat, $0,01 \leq \rho_g \leq 0,08$
2. Pemeriksaan jumlah tulangan pokok memanjang untuk mendapatkan jarak bersih antara batang tulangan (tabel A-01). Untuk kolom berpengikat sengkang paling sedikit 4 batang, dan kolom berpengikat spiral minimum 6 batang tulangan memanjang.

3. Menghitung kuat beban aksial maksimum $\phi P_{n(maks)}$.

Untuk kolom dengan penulangan spiral :

$$\phi P_{n(maks)} = 0,85 \cdot \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}) \Rightarrow SKSNI T-15-1991-03(3.3-1)$$

Untuk kolom dengan penulangan sengkang :

$$\phi P_{n(maks)} = 0,80 \cdot \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}) \Rightarrow SKSNI T-15-1991-03(3.3-2).$$

4. Pemeriksaan penulangan lateral (tulangan pengikat). Untuk pengikat sengkang, periksa dimensi batang tulangnya, jarak spasi, dan susunan penampang dalam hubungannya dengan batang tulangan memanjang. Untuk pengikat spiral, diperiksa dimensi batang tulangnya, rasio penulangan ρ_s , dan jarak spasi bersih antara spasi.

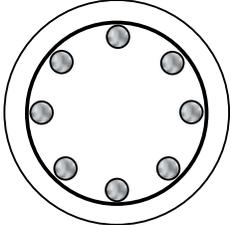
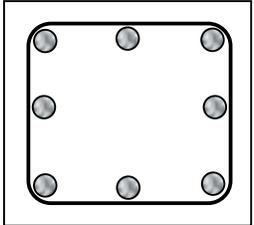
Perencanaan

1. Menentukan kekuatan bahan-bahan yang dipakai. Tentukan rasio penulangan ρ_g yang direncanakan apabila diinginkan.
2. Menentukan beban rencana terfaktor P_u .
3. Menentukan luas kotor penampang kolom yang diperlukan A_g .
4. Memilih bentuk dan ukuran penampang kolom, gunakan bilangan bulat.
5. Menghitung beban yang dapat didukung oleh beton dan batang tulangan pokok memanjang. Tentukan luas penampang batang

tulangan baja memanjang yang diperlukan, kemudian pilih batang tulangan yang akan dipakai.

6. Merancang tulangan pengikat, dapat berupa tulangan sengkang atau spiral.
7. Buat sketsa rancangannya.

Tabel A-01
Jumlah Maksimum Batang Tulangan Dalam Satu Baris
Penulangan Kolom

Diameter Tualangan Spiral / Sengkang	Lebar Inti = Kolom - 2 x (selimut)	Luas Penampang Inti (lingkaran) mm ²											Luas Penampang Inti (persegi)										
		Diameter Tulangan Pokok										Diameter Tulangan Pokok											
		16	18	19	20	22	25	28	29	32	36	16	18	19	20	22	25	28	29	32	36		
D10	220	38013	8	8	7	7	7	6	6	-	-	-	48400	8	8	8	8	8	8	4	4	4	4
	240	45239	9	8	8	8	7	7	6	6	6	-	57600	8	8	8	8	8	8	8	8	4	4
	250	53093	10	9	9	9	8	7	7	7	6	6	67600	12	12	8	8	8	8	8	8	8	4
	280	61575	11	10	10	9	9	8	8	7	7	6	78400	12	12	12	12	8	8	8	8	8	8
	300	70686	12	11	11	10	10	9	8	8	7	7	90000	12	12	12	12	12	8	8	8	8	8
	320	80425	12	12	11	11	10	10	9	9	8	7	102400	16	12	12	12	12	12	8	8	8	8
	340	90792	13	13	12	12	11	10	9	9	9	8	115600	16	16	12	12	12	12	12	12	8	8
	360	101788	14	13	13	13	12	11	10	10	9	8	129600	16	16	16	16	12	12	12	12	12	8
	380	113411	15	14	14	13	13	12	11	11	10	9	144400	16	16	16	16	12	12	12	12	12	8
D12	400	125664	16	15	14	14	13	12	11	11	10	9	160000	20	16	16	16	16	16	12	12	12	12
	420	138544	17	16	15	15	14	13	12	12	11	10	176400	20	20	16	16	16	16	12	12	12	12
	440	152053	18	16	16	16	15	14	13	12	11	11	193600	20	20	20	20	16	16	16	16	12	12
	460	166190	18	17	17	16	15	14	13	13	12	11	211600	20	20	20	20	20	16	16	16	12	12
	480	180956	19	18	18	17	16	15	14	14	13	12	230400	24	20	20	20	20	16	16	16	16	12
	500	196350	20	19	18	18	17	16	15	14	13	12	250000	24	24	20	20	20	20	16	16	16	16

	520	212372	21	20	19	19	18	16	15	15	14	13	270400	24	24	24	24	20	20	16	16	16	16
	540	229022	22	21	20	19	18	17	16	16	15	13	291600	28	24	24	24	24	20	20	20	16	16
	560	246300	23	21	21	20	19	18	17	16	15	14	313600	28	24	24	24	24	20	20	20	16	16
D13	580	264208	24	22	22	21	20	18	17	17	16	14	336400	28	28	24	24	24	20	20	20	20	16
	600	282743	24	23	23	22	21	19	18	17	16	15	360000	28	28	28	28	24	24	20	20	20	16
	620	301907	25	24	23	23	21	20	18	18	17	16	384400	32	28	28	28	24	24	24	20	20	20
	640	321699	26	25	24	23	22	21	19	19	17	16	409500	32	28	28	28	28	24	24	24	20	20
	660	342119	27	25	25	24	23	21	20	19	18	17	435600	32	32	32	28	28	24	24	24	20	20
	680	363168	28	26	26	25	24	22	20	20	19	17	462400	36	32	32	32	28	28	28	24	24	20
	700	384845	29	27	26	26	24	23	21	21	19	18	490000	36	32	32	32	28	28	28	24	24	20

2.10 PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH (SUB STRUCTURE)

Struktur bawah (*sub structure*) yang berupa pondasi, merupakan struktur yang berfungsi untuk meneruskan beban-beban dari struktur atas ke dalam lapisan tanah. Dalam menentukan jenis pondasi yang sesuai kita perlu mempertimbangkan beberapa hal sebagai berikut:

- Keadaan tanah, seperti parameter tanah, daya dukung tanah, dll
- Jenis struktur atas (fungsi bangunan)
- Anggaran biaya yang dibutuhkan
- Waktu pelaksanaan yang direncanakan

2.10.1 Parameter tanah

Sebelum menentukan jenis pondasi yang akan digunakan, terlebih dahulu harus diketahui kondisi tanah tempat bangunan akan didirikan. Untuk keperluan tersebut, maka dilakukan penyelidikan tanah (*soil investigation*). Penyelidikan yang dilakukan terdiri dari penyelidikan lapangan (*field test*) dan penyelidikan laboratorium (*laboratory test*).

Penyelidikan tanah dimaksudkan untuk mengetahui kondisi geoteknik, baik keadaan, jenis, dan sifat-sifat yang menjadi parameter dari tanah pondasi rencana. Yang dimaksud dengan kondisi geoteknik adalah :

- Struktur dan penyebaran tanah serta batuan
- Sifat fisis tanah
- Sifat teknis tanah/batuan

- Kapasitas dukung tanah terhadap pondasi yang diperbolehkan sesuai dengan tipe pondasi yang akan digunakan

Hasil penyelidikan tanah di lokasi dimana bangunan ini akan didirikan dapat dilihat secara lengkap pada bagian lampiran.

2.10.2. Analisis daya dukung tanah

Perhitungan daya dukung tanah sangat diperlukan guna mengetahui kemampuan tanah sebagai perletakan/pemakaian struktur pondasi. Daya dukung tanah merupakan kemampuan tanah dalam mendukung beban baik berat sendiri struktur pondasi maupun beban struktur atas secara keseluruhan tanpa terjadinya keruntuhan. Nilai daya dukung tersebut dibatasi oleh suatu daya dukung batas (*ultimate bearing capacity*), yang merupakan keadaan saat mulai terjadi keruntuhan.

Sebelum kita menentukan jenis pondasi yang akan digunakan, kita harus menentukan daya dukung ijin (q_u) yang merupakan hasil bagi dari daya dukung batas (q_{ult}) dengan *safety factor*.

2.10.3. Pemilihan tipe pondasi

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah di lokasi perencanaan yang telah dilakukan di mana gedung ini akan dibangun, telah ditemukan bahwa lapisan tanah keras terletak pada kedalaman 10.80 m. Sehingga dalam hal ini diputuskan untuk menggunakan jenis pondasi tiang pancang.

Analisa daya dukung tiang tunggal ditentukan berdasarkan dibawah ini

1. Kekuatan karakteristik beton

$$\sigma_b = 0.33 * f'c \quad : f'c = \text{kekuatan karakteristik beton}$$

$$P_{tiang} = \sigma_b * A_{tiang}$$

dimana :

$$P_{tiang} = \text{Kekuatan pikul tiang yang diijinkan}$$

$$\sigma_b = \text{Tegangan tekan tiang terhadap penumbukan}$$

$$A_{tiang} = \text{Luas penampang tiang pancang}$$

2. Hasil sondir

Perhitungan P_{all} untuk tiang bor diambil dari rumus P_{all} tiang pancang dengan reduksi sebesar 30% karena kehilangan keseimbangan tekanan tanah sewaktu dilakukan pengeboran yang mengakibatkan berkurangnya daya dukung. Pada perhitungan akan ditinjau dalam tiga rumus perhitungan daya dukung tanah

Perhitungan tiang pancang didasarkan pada tahanan ujung dan hambatan pelekat, persamaan daya dukung yang diijinkan adalah :

$$Q_{tiang} = \frac{A_{tiang} * qc}{3} + \frac{O * fc}{5}$$

- **Tahanan ujung (End Bearing)**

$$Q_{tiang1} = \frac{qc * A}{fk_1}$$

qc = *Conus resistansi* (kedalaman 10.80 m)

A = *Luas penampang tiang pancang*

fk_1 = *Faktor keamanan* = 3

- **Friction file**

$$Q_{tiang2} = \frac{fc * Keliling}{fk_2}$$

fc = *Total friction* (Kedalaman 10.80 m)

O = *Keliling Tiang Pancang*

fk_2 = *Faktor Keamanan* = 5

- **Daya Dukung Total**

$$Q_{tiang} = Q_{tiang1} + Q_{tiang2}$$

3. Data N-SPT

Berdasarkan daya dukung tiang yang diijinkan (R_a) dapat diperoleh rumus sebagai berikut :

$$R_a = \frac{1}{n} \cdot R_u = \frac{1}{n} (R_p + R_f)$$

dimana : n = safety factor (angka keamanan) = 3,0

R_u = daya dukung batas pada tanah pondasi (ton)

R_p = daya dukung terpusat tiang (ton)

R_f = gaya geser pada dinding tiang (ton)

$$R_u = q_d \cdot A + O \sum l_i \cdot f_i$$

dimana : q_d = daya dukung terpusat tiang (ton)

A = luas penampang tiang (cm^2) = $30 \cdot 30 = 900 \text{ cm}^2$

O = keliling penampang tiang (cm) = $4 \cdot 30 = 120 \text{ cm}$

l_i = tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang

f_i = besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m^2)

Dari ke 3 hasil analisa diatas yang akan dipakai adalah nilai yang terkecil.

2.10.4 Perencanaan Pile Cap

1. Menentukan jumlah tiang pancang

Jumlah tiang pancang yang dibutuhkan untuk menahan beban dihitung sebagai berikut :

$$\text{Kebutuhan tiang} = \frac{N_u}{\text{Daya dukung tiang tunggal}}$$

N_u = Gaya normal yang dialami satu titik pondasi yang telah ditentukan (Ton)

2. Menghitung efisiensi kelompok tiang

Efisiensi kelompok tiang dalam satu *pile cap* dihitung sebagai berikut :

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

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

Syarat jarak tiang as – as :

$$2,5 D \leq S \leq 3D \text{ atau } S \leq \frac{1.57 * d * m * n}{m + n - 2}$$

Syarat jarak tiang ke tepi : $S \geq 1.25D$

Perhitungan Beban Maksimum untuk Kelompok Tiang yang Menerima Beban Eksentris (Beban Normal Sentris dan Momen)

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

Dimana:

P_{\max} : beban maksimum yang diterima 1 tiang pancang

ΣP_v : jumlah beban vertikal

n : banyaknya tiang pancang

M_x : momen arah X

M_y : momen arah Y

X_{\max} : absis maksimum (jarak terjauh) tiang ke pusat berat kelompok tiang

Y_{\max} : ordinat maksimum (jarak terjauh) tiang ke pusat berat kelompok tiang

N_x : banyak tiang dalam satu baris arah x

N_y : banyak tiang dalam satu baris arah y

Σy^2 : jumlah kuadrat jarak arah Y (absis – absis) tiang

Σx^2 : jumlah kuadrat jarak arah X (ordinat – ordinat) tiang

P_{\max} di dapat dari hasil output SAP 2000, dibandingkan P_{eff}