

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 PENDAHULUAN

Menurut Wang dan Law (1994) akibat langsung yang dapat ditimbulkan oleh gempa bumi adalah likuifaksi (*liquefaction*), penurunan tanah (*soil settlement*), tanah longsor (*landslides*), retakan permukaan tanah (*ground creaking*), dan kerusakan pada bangunan. Kerusakan bangunan yang paling banyak mengambil korban jiwa akibat langsung dari gempa. Gempa bumi terjadi karena adanya patahan/sesar (*fault*) pada kerak bumi yang terjadi secara tiba-tiba. Patahan/sesar (*fault*) ini terjadi karena adanya gerakan plat – plat tektonik/lapis kerak bumi yang saling bertumbukan, bergeser atau saling menyusup satu sama lain (subduksi) (Widodo, 2012).

Dalam merencanakan struktur bangunan gedung beton bertulangan tahan gempa haruslah menggunakan prinsip – prinsip yang jelas, karena jika tidak bangunan akan mengalami *failure* (runtuh) pada saat terjadi gempa. Salah satu prinsip desain yang banyak diadopsi di banyak Negara termasuk Indonesia adalah *Capacity Design Philosophy*. *Capacity Design Philosophy* adalah pilosophi desain yang dikembangkan di New Zealand (Paulay & Priestley, 1992).

Pada *Capacity Design*, salah satu elemen (dalam hal ini balok) sengaja dibuat sebagai elemen lemah (*weak-link*). Karena berfungsi sebagai elemen lemah, maka elemen yang bersangkutan akan mengalami tegangan leleh pertama kali sebagaimana terjadinya sendi plastis. Walaupun menjadi elemen lemah tetapi elemen yang bersangkutan di desain sangat daktail, sehingga tidak runtuh total (*totally collapse*). Elemen selain balok (kolom, join, fondasi) disengaja menjadi elemen yang lebih kuat daripada kekuatan maksimum balok, sebagaimana ditunjukkan oleh adanya koefisien kekuatan lebih (*overstrength factor*). Dengan demikian, hirarki kerusakan struktur pada desain kapasitas sudah direncanakan sejak awal dengan baik. (Widodo, 2012).

3.2 PERENCANAAN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG TAHAN GEMPA

Suatu struktur bangunan gedung bertingkat banyak harus dapat memikul beban – beban yang bekerja pada struktur tersebut, diantaranya beban gravitasi dan beban lateral. Beban gravitasi adalah beban mati dan beban hidup, sedangkan beban lateral adalah beban angin dan beban gempa.

Pada saat terjadi gempa, struktur akan mendapatkan beban secara vertikal dan horizontal. Beban vertikal umumnya relative kecil dan pada umumnya struktur dapat memberikan respons yang cukup baik, sedangkan pada beban horizontal akan memberikan beban lateral kepada struktur dan dapat menyebabkan struktur *failure* pada struktur. Berikut adalah penyebab terjadinya keruntuhan bangunan :

1. Tidak jelasnya konsep bangunan tahan gempa yang dipakai, artinya bangunan gedung dibangun tidak menggunakan prinsip yang benar dan jelas.
2. Menurut Paulay (1998) begitu jeleknya desain dan detail penulangan elemen kolom dan balok. Gabungan antara penyebab pertama dan kedua dapat diartikan bahwa tidak ada atau tidak jelasnya hierarki kerusakan bangunan yang jelas yang direncanakan sejak awal pada proses desain.
3. Tidak adanya sistem penyerapan energi yang terencana secara baik pada proses desain. Hal ini sangat berbahaya karena bangunan didesain dengan beban yang lebih kecil dari beban elastik, sehingga elemen struktur akan leleh setelah level beban terlampaui, jika beban lebih besar intensitasnya maka struktur akan runtuh karena sistem penyerapan energi tidak berjalan dengan baik.
4. Penyebab ke-empat mengakibatkan penyebab ke-tiga terjadi karena tidak ada hierarki kerusakan dan elemen-elemen yang didesain untuk menyerap energi tidak jelas. Akibatnya, detail elemen yang harusnya baik dan detail elemen yang tidak baik tidak jelas dimana tempatnya. Detail elemen yang dimaksud adalah tempat-tempat sendi-plastis, termasuk didalamnya detailing pada join.

Berdasarkan Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002), perencanaan ketahanan struktur tahan gempa berfungsi untuk:

1. Menghindari terjadinya korban jiwa manusia oleh runtuhnya gedung akibat gempa yang kuat.
2. Membatasi kerusakan gedung akibat gempa ringan sampai sedang, sehingga masih dapat diperbaiki.
3. Membatasi ketidaknyamanan bagi penghuni gedung ketika terjadi gempa ringan sampai sedang.
4. Mempertahankan setiap saat layanan vital dari fungsi gedung.

Pada saat terjadi gempa struktur akan mendapatkan beban lateral yang bersifat siklis (bolak-balik) sehingga dalam perencanaan struktur bangunan gedung tahan gempa harus diperhitungkan dampak dari beban lateral tersebut. Untuk menahan beban lateral yang dialami struktur, maka struktur harus memiliki daktilitas yang cukup di daerah *joint* atau daerah sendi plastis.

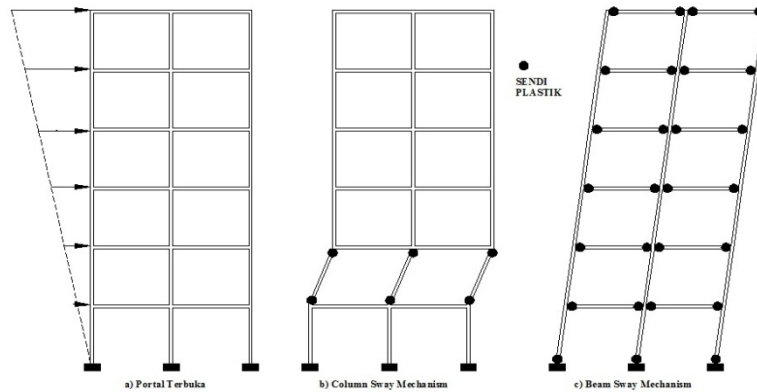
Daktilitas adalah kemampuan struktur gedung untuk mengalami simpangan pasca-elastis yang besar secara berulang kali dan bolak-balik akibat beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri,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

SK SNI T-15-1991-03 menetapkan tingkat daktilitas rencana untuk struktur beton bertulang dibagi dalam tiga kelas, yaitu :

1. Tingkat Daktilitas 1 (daktilitas elastis)
2. Tingkat Daktilitas 2 (daktilitas terbatas)
3. Tingkat Daktilitas 3 (daktilitas penuh)

Konsep *capacity design* dalam memperkirakan urutan kejadian dari suatu kegagalan struktur berdasarkan beban maksimum yang diterima struktur. Sehingga perencanaan elemen – elemen struktur (balok, kolom) tidak didesain sama kuat terhadap gaya yang direncanakan, tetapi ada elemen – elemen struktur yang didesain lebih lemah dengan tujuan di elemen tersebut itulah terjadi pembentukan sendi plastis atau pelelehan pertama. Dalam hal ini, perencana mendesain agar daerah kritis atau sendi plastis akan terjadi pada daerah – daerah yang digunakan untuk desain bangunan tahan gempa. Konsep *capacity design* ini dikenal dengan istilah “*strong column weak beam*” yaitu merencanakan agar sendi plastis terjadi di tepi balok dan kaki kolom tingkat dasar, hal ini dilakukan

agar sebagian besar sendi plastis terbentuk pada struktur secara daktail yang dapat mendistribusi energi melalui proses pelelehan struktur dan diharapkan mampu menyerap beban gempa.



Gambar 3.1 Mekanisme runtuh pada portal terbuka

Secara logis prinsip SCWB akan mengakibatkan struktur bergoyang menurut *beam sway mechanism* seperti tampak pada Gambar 3.1. Pada SCWB, balok sengaja dibuat lebih lemah dibandingkan kolom, dengan tujuan apabila level beban terlampaui maka akan terjadi sendi-sendi plastis yang terjadi pada ujung - ujung balok dan ujung bawah kolom lantai dasar. Ditempat itulah detail tulangan didesain dan dipasang dengan baik sehingga elemen menjadi daktail.

Paulay dan Priestley (1992) menyatakan bahwa karakteristik atau ciri utama *capacity design* adalah sebagai berikut :

1. Letak kemungkinan terjadinya sendi plastis sudah ditentukan secara jelas. Hal ini diperoleh dengan memilih pola penggoyangan yang tepat, yaitu “*beam saway mechanism*” yang mana kolom direncanakan lebih kuat daripada balok. Dengan kondisi seperti itu, maka sendi plastis akan terjadi pada ujung – ujung balok dan ujung bawah kolom tingkat dasar.
2. Lokasi – lokasi dimana direncanakan sendi plastis didetail secara baik sehingga walaupun berdeformasi secara inelastik tetapi tetap daktail. Pada kondisi tersebut tidak akan terjadi kerusakan secara “*premature*” karena elemen daktail mampu menjaga kestabilan (tidak runtuh) pada deformasi inelastik maka proses disipasi energi dapat berlangsung dengan baik.
3. Elemen – elemen yang berpotensi getas (*brittle*) tidak baik dalam melakukan disipasi energi, sehingga elemen tersebut lebih diperkuat agar tidak terjadi sendi plastis (pada kolom). Cara memperkuat elemen tersebut adalah dengan

memberikan faktor kuat lebih “*overstrength*” yang ada pada balok. Dengan demikian elemen kolom akan tetap elastik selama beban gempa berlangsung, sementara elemen balok boleh berperilaku inelastik.

4. Kegagalan geser (*shear failure*) pada saat terjadi deformasi-inelastik harus dihindari. Deformasi-inelastik dapat mengakibatkan geser pada balok maupun pada join antara balok dan kolom. Geser Pada balok dapat dicegah dengan cara memasang tulangan sengkang (*lateral confinement*). Pada hubungan balok-kolom (*beam column joint*) harus didetailkan dengan pendetailan elemen yang baik.

3.3 KONFIGURASI BANGUNAN

Konfigurasi bangunan adalah sesuatu yang berhubungan dengan bentuk, ukuran, macam dan penempatan struktur utama bangunan, serta macam dan penempatan bagian pengisi atau *nonstructural element* (Arnold dan Reitherman, 1982). Konfigurasi bangunan dapat dikategorikan menjadi dua, yaitu kategori bangunan simetris dan asimetris. Berdasarkan SNI 03-1726-2002 kategori bangunan dapat dikatakan sebagai konfigurasi bangunan yang beraturan apabila memenuhi ketentuan sebagai berikut :

1. Tinggi struktur gedung diukur dari taraf penjepitan lateral tidak lebih dari 10 tingkat atau 40 m.
2. Denah struktur gedung adalah persegi panjang tanpa tonjola dan walaupun ada tonjolan, panjang tonjolan tersebut tidak lebih dari 25% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah tonjolan tersebut.
3. Denah struktur gedung tidak menunjukkan coakan sudut dan walaupun mempunyai coakan sudut, panjang sisi coakan tersebut tidak lebih dari 15% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah sisi coakan tersebut.
4. Sistem struktur terbentuk dari subsistem – subsistem penahan beban leteral yang arahnya saling tegak lurus dan sejajar dengan sumbu – sumbu utama ortogonal denah struktur gedung secara keseluruhan.
5. Sistem struktur gedung tidak menunjukkan loncatan bidang muka dan walaupun mempunyai loncatan bidang muka, ukuran dari denah struktur bagiang gedung yang menjual dalam masing – masing arah tidak kurag dari

75% dari ukuran terbesar denah struktur bagian gedung sebelah bawahnya. Dalam hal ini, struktur rumah atap yang tingginya lebih dari dua tingkat tidak perlu dianggap menyebabkan terjadinya loncatan bidang muka.

6. Sistem struktur gedung memiliki kekuatan lateral yang beraturan, tanpa adanya tingkat lunak. Yang dimaksud dengan tingkat lunak adalah suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya adalah kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat diatasnya atau kurang dari 80% kekakuan lateral rata – rata 3 tingkat diatasnya. Dalam hal ini, yang dimaksud dengan kekakuan lateral suatu tingkat adalah gaya geser yang bila bekerja ditingkat itu menyebabkan satu satuan simpangan antar tingkat.
7. Sistem struktur gedung memiliki berat lantai tingkat yang beraturan, artinya setiap lantai tingkat memiliki berat yang tidak lebih dari 150% dari berat lantai tingkat diatasnya atau dibawahnya. Berat atap atau rumah atap tidak perlu memenuhi ketentuan ini.
8. Sistem struktur gedung memiliki unsur – unsur vertikal dari sistem penahan beban lateral yang menerus, tanpa perpindahan titik beratnya, kecuali bila perpindahan tersebut tidak lebih dari setengah ukuran unsur dalam arah perpindahan tersebut.
9. Sistem struktur gedung memiliki lantai tingkat yang menerus, tanpa lubang atau bukaan yang luasnya lebih dari 50% luas seluruh lantai tingkat. Kalaupun ada lantai tingkat dengan lubang atau bukaan seperti itu, jumlahnya tidak boleh melebihi 20% dari jumlah lantai tingkat seluruhnya.

3.4 PROSEDUR PERENCANAAN BANGUNAN TAHAN GEMPA SNI 2012

Sebagaimana diketahui perencanaan struktur bangunan gedung tahan gempa harus mengikuti kaidah/aturan yang berlaku. Salah satu peraturan yang digunakan saat ini adalah peraturan Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI-03-1726-2012. SNI-03-1726-2012 ini menggantikan peraturan sebelumnya yaitu Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung SNI-03-1726-2002. Dalam SNI-03-1726-2012 acuan yang digunakan dalam menentukan beban gempa rencana

menggunakan acuan ASCE 7-5. Pembebanan gempa rencana diantaranya adalah pembebanan gempa statik ekuivalen, dinamik respons spektrum dan dinamik *Time History*.

Dimana diketahui bersama bahwa beban gempa adalah beban yang dinamik yang merupakan fungsi dari simpang yang berubah menurut waktu. Akan tetapi beban gempa dinamik lebih kompleks perhitungannya dan memerlukan lebih banyak waktu dalam menganalisisnya, sehingga *code* atau peraturan mengizinkan untuk melakukan penyederhanaan menjadi beban gempa statik ekuivalen dengan berbagai persyaratan tertentu. Beban gempa statik ekuivalen adalah penyederhanaan beban gempa dengan cara menyederhanakan dan memodifikasi gaya inersia yang bekerja disuatu massa akibat gempa menjadi gaya horisontal (Widodo, 2001).

Dalam beban gempa statik ekuivalen hanya massa yang diperhitungkan, sedangkan pada dinamik memperhitungkan massa, kekakuan dan redaman. Pada statik ekuivalen hanya memperhitungkan pada mode pertama, dengan asumsi koordinat *mode shape* dianggap linier dengan tinggi bangunan. *Mode 1* ini akan berbentuk segitiga terbalik tergantung pada rasio antara kekakuan kolom dan balok. Semakin kecil rasio antara kekakuan tersebut akan membuat *mode 1* akan semakin dekat dengan segitiga linier terbalik (Widodo, 2001).

Terdapat parameter – parameter yang harus diperhatikan dalam merencanakan beban gempa rencana, diantaranya adalah kategori resiko, faktor keutamaan bangunan (I), kategori desain seismik, jenis pemanfaatan struktur, faktor reduksi beban (R), pengaruh redodansi ρ , efek gaya vertikal, respons spektrum, dan metode analisis.

3.4.1 Kategori Resiko

Peruntukan bangunan akan berkaitan dengan tingkat resiko yang diperbolehkan pada bangunan yang bersangkutan. Tingkat resiko yang diperbolehkan dipengaruhi oleh peruntukan bangunan, bangunan yang lebih penting harus mempunyai resiko yang lebih dibandingkan bangunan biasa. Oleh karena itu faktor peruntukan bangunan yang lebih penting mempunyai kategori yang lebih besar dibandingkan bangunan yang biasa. Hal tersebut dilakukan untuk

melindungi bangunan dari kemungkinan kerusakan yang terjadi. Dalam SNI-03-1726-2012 terdapat perubahan yang signifikan dibandingkan peraturan sebelumnya SNI-03-1726-2002. Perubahan yang signifikan yaitu berubahnya nilai kategori resiko pada bangunan perkuliahan, peraturan lama menjelaskan bahwa bangunan perkuliahan termasuk dalam kategori resiko I, sedangkan pada SNI-03-1726-2012 gedung perkuliahan termasuk dalam kategori resiko IV.

Tabel 3.1 Kategori resiko bangunan gedung dan non gedung SNI (03-1726-2012)

Jenis Pemanfaatan	Kategori resiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain :</p> <ul style="list-style-type: none"> a. Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan b. Fasilitas sementara c. Gedung penyimpanan d. Rumah jaga dan struktur kecil lainnya. 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I,III,IV, termasuk tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> a. Perumahan b. Rumah toko dan rumah kantor c. Pasar d. Gedung perkantoran e. Gedung apartemen / rumah susun f. Pusat perbelanjaan / mall g. Bangunan industry h. Fasilitas manufaktur i. Pabrik 	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> a. Bioskop b. Gedung pertemuan 	

<ul style="list-style-type: none"> c. Stadion d. Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan UGD e. Fasilitas penitipan anak f. Penjara g. Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori resiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan atau gangguan missal terhadap kehidupan masyarakat sehari – hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> a. Pusat pembangkit listrik biasa b. Fasilitas penanganan air c. Fasiitas penanganan limbah d. Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori resiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, paenanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana 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 no gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> a. Bangunan – bangunan monumental. b. Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan. c. Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat. d. Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat e. Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya. 	IV

<p>f. Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat.</p> <p>g. Pusat pembangkit energi dan fasilitas public lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat.</p> <p>h. Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakara) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat.</p> <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori resiko IV.</p>	
--	--

3.4.2 Faktor Keutamaan Bangunan (I)

Faktor keutamaan bangunan dipengaruhi oleh kategori resiko bangunan. Semakin tinggi kategori resiko bangunan maka semakin tinggi juga nilai keutamaan bangunan, hal ini juga melindungi bangunan dari kerusakan yang terjadi.

Tabel 3.2 Faktor keutamaan gempa

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1
III	1,25
IV	1,5

3.4.3 Kategori Desain Seismik

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek dan respons percepatan pada periode 1 detik. Kategori desain seismik digunakan untuk memperhitungkan faktor reduksi gempa R , faktor kuat lebih sistem Ω_o , dan faktor amplifikasi defleksi C_d .

Penentuan kategori desain seismik untuk kategori resiko I, II atau III yang berlokasi dimana parameter respons spektra percepatan terpetakan pada periode 1

dtk S_I lebih besar atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismic E. Untuk struktur yang berkategori resiko IV yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan periode 1 detik S_I lebih besar atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismic F. Semua struktur harus ditetapkan kategori desain seismiknya berdasarkan kategori resikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya, S_{DS} dan S_{DI} .

Apabila nilai S_I lebih kecil dari 0,75 kategori desain sesimik diijinkan untuk ditentukan berdasarkan Tabel 3.3 berikut dengan ketentuan sebagai berikut:

1. Pada arah ortogonal, perkiraan periode fundamental struktur T_a kurang dari $0,8T_s$, dimana T_s adalah nilai S_{DS}/S_{DI} .
2. Pada arah ortogonal, periode fundamental struktur yang digunakan untuk menghitung simpangan antar lantai adalah kurang dari T_s .
3. Persamaan $C_s = \frac{S_{DS}}{(R/I_e)}$ digunakan untuk menentukan koefisien respons seismik C_s .
4. Diafragma struktural adalah kaku atau untuk diafragma yang fleksibel, jarak antar elemen - elemen vertikal penahan gaya gempa tidak melebihi 12 m.

Persyaratan kategori desain seismic A harus memenuhi ketentuan persyaratan beban gempa harus dikombinasikan dengan beban mati dan beban hidup serta untuk kombinasi beban ultimit dan kombinasi beban layan, persyaratan ini dibebaskan untuk elemen non-struktural dalam kategori desain seismic A.

Tabel 3.3 Kategori desain seismic parameter respons percepatan periode pendek

Nilai S_{DI}	Kategori resiko	
	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 3.4 Kategori desain seismik parameter respons percepatan periode 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,0067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Batasan situs untuk kategori desain seismik E dan F yaitu struktur tidak boleh berada pada lokasi dimana terdapat patahan/sesar aktif yang telah teridentifikasi dengan jelas, yang berpotensi menyebabkan keretakan tanah pada lokasi struktur bangunan. Investigasi geoteknik diperlukan untuk struktur dengan kategori desain seismik C hingga F dengan tujuan mengevaluasi potensi bahaya geologis seperti ketidakstabilan lereng, likuifaksi, penurunan total dan beda penurunan, serta perpindahan permukaan akibat patahan atau serakan lateral.

Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap, sedangkan beban lateral yang diakibatkan oleh gempa dipikul oleh rangka pemikul momen melalui mekanisme lentur. Sistem struktur ini didasari oleh kategori desain seismik parameter respons percepatan pendek maupun percepatan 1 detik. Sistem ini terbagi menjadi 3, yaitu SRPMB (Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa), SRPMM (Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah), dan SRPMK (Sistem RAngka Pemikul Momen Khusus).

3.4.4 Jenis Struktur

Jenis struktur adalah sistem penahan gaya seismik yang didasari oleh kategori desain seismik dan nilai faktor reduksi gempa R . Jenis struktur ini yang akan mereduksi gaya gempa, dan yang akan digunakan untuk mengasumsikan jenis struktur yang akan didesain. Salah satu jenis struktur dalam SNI 03-1726-2012 adalah jenis struktur sistem rangka beton bertulang pemikul momen, sistem rangka baja pemikul momen, dan sistem rangka baja dan beton komposit.

3.4.5 Faktor Reduksi Gempa (R)

Sistem penahan gaya gempa yang berbeda diijinkan untuk digunakan untuk menahan gaya gempa di setiap arah ortogonal struktur. Faktor reduksi gempa (R) didasari oleh kategori desain seismik struktur bangunan dan jenis struktur yang akan digunakan pada struktur tersebut. Apabila nilai R semakin besar maka nilai gaya geser dasar gempa akan semakin kecil hal ini disebabkan karena nilai R lah yang mereduksi beban gempa. Nilai faktor reduksi bangunan R didapat berdasarkan SNI (03-1726-2012) didapat sesuai tabel berikut:

Tabel 3.5 Faktor reduksi gempa (R) (SNI 03-1726-2012)

Sistem penahan-gaya seismik	R	Kategori desain seismik				
		B	C	D ^d	E ^d	F ^e
A. Sistem rangka pemikul momen						
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4,5	TB	TB	10 ^h	TI ^h	TI ⁱ
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3,5	TB	TB	TI ^h	TI ^h	TI ⁱ
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembaut	3,5	10	10	10	10	10

3.4.6 Pengaruh Redudansi

Faktor redudansi bangunan ρ harus diperhitungkan pada sistem penahan gaya gempa R untuk masing – masing arah ortogonal untuk semua jenis struktur yang digunakan. Nilai $\rho = 1$ diijinkan untuk hal – hal berikut: (SNI 1726-2012)

1. Struktur dirancang untuk kategori desain seismik B atau C.
2. Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta.
3. Desain komponen nonstruktural.
4. Desain struktur non gedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung.
5. Desain elemen kolektor, sambungan lewatan, dan sambungannya di mana kombinasi beban dengan faktor kuat lebih.

6. Memiliki beban diafragma.
7. Struktur dengan sistem peredam
8. Desain dinding dengan struktural terhadap gaya keluar bidang, termasuk sistem angkurnya.

Faktor Redudansi ρ diambil 1,3 untuk struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D sampai F. ρ diijinkan diambil 1 jika memenuhi persyaratan tertentu yaitu masing – masing tingkat yang menahan lebih dari 35 % geser dasar dalam arah yang ditinjau, dan struktur dengan denah beraturan disemua tingkat dengan sistem penahan gaya gempa terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter penahan gaya gempa.

3.4.7 Pengaruh Gempa Vertikal

Pengaruh gempa dibagi menjadi dua, yaitu pengaruh gempa vertikal maupun pengaruh gempa horisontal. Pengaruh beban gempa harus diperhitungkan untuk kombinasi beban ultimit maupun kombinasi beban metode tegangan ijin. Pengaruh beban gempa untuk kombinasi beban ultimit dan metode tegangan ijin berturut – turut menggunakan persamaan berikut : (SNI 1726 2012)

$$E = E_h + E_v \quad (3.1)$$

$$E = E_h - E_v \quad (3.2)$$

$$E_h = \rho Q_E \quad (3.3)$$

$$E_v = 0,2S_{DS} \quad (3.4)$$

keterangan:

E = Pengaruh gempa

E_h = Gaya – gaya dalam pengaruh gempa dan faktor redudansi ρ

E_v = Pengaruh gempa vertikal

ρ = Faktor redudansi

Q_E = Gaya dalam akibat gaya gempa

S_{DS} = Parameter percepatan respons desain periode pendek

D = Pengaruh beban mati

3.4.8 Prosedur Analisis

Analisis struktur yang disyaratkan untuk struktur bangunan gedung harus terdiri dari salah satu tipe yang diijinkan berdasarkan tabel 3.6, yang didasari pada kategori desain seismik struktur sistem struktur. Prosedur analisis ini adalah parameter yang digunakan untuk menentukan beban gempa rencana yang akan digunakan pada struktur.

Tabel 3.6 Prosedur analisis yang boleh digunakan (SNI 1726-2012)

Kategori Desain Seismik	Karakteristik struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen statik	Analisis spektrum respons ragam	Prosedur riwayat respons seismik
B, C	Bangunan dengan Kategori Risiko I, atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan kategori risiko I atau II, dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Semua struktur lainnya	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan Kategori risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori risiko I atau II dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Struktur beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan semua struktur dari konstruksi rangka ringan	I	I	I
	Struktur tidak beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan mempunyai hanya ketidakaturan horisontal tipe 2, 3, 4, 5 atau ketidakaturan vertikal tipe 4, 5a, atau 5b	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

Catatan : I : Diijinkan, TI : Tidak Diijinkan

3.4.9 Gaya Geser Dasar (V)

Berdasarkan prinsip keseimbangan dapat diartikan bahwa adanya beban lateral yang terjadi di dasar bangunan dapat disebut gaya geser dasar. Berdasarkan SNI (03-1726-2012) nilai V dapat dihitung dengan :

$$V = C_s W_t \quad (3.5)$$

Keterangan :

C_s = koefisien respons seismik.

W_t = berat seismik efektif.

C_s adalah Koefisien respons seismik yang dapat dihitung dengan,

$$C_s = \frac{S_{DS}}{(R/I_e)} \quad (3.6)$$

Keterangan :

S_{DS} = parameter percepatan spectrum respons desain dalam rentang periode pendek.

R = faktor reduksi gempa yang didapat berdasarkan Tabel 3.5

Namun demikian nilai C_s tidak perlu lebih besar dari,

$$C_s = \frac{S_{DI}}{T.(R/I_e)} \quad (3.7)$$

Tetapi nilai C_s juga tidak boleh kurang dari,

$$C_s = 0,004.S_{DS}.I_e \quad (3.8)$$

Untuk nilai $S_I \geq 0,60$ g, nilai C_s tidak boleh kurang dari,

$$C_s = \frac{0,5 S_I}{(R/I_e)} \quad (3.9)$$

Keterangan :

S_{DI} = parameter percepatan spectrum respons desain pada perioda 1,0 detik.

T = periode fundamental struktur.

S_I = parameter percepatan spectrum respons maksimum.

3.4.10 Waktu Getar Fundamental (T)

Waktu getar fundamental (T) digunakan untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel. Berdasarkan PPTGIUG (1981) nilai T dapat diestimasi menurut :

$$T = 0,06 H^{3/4} \quad (3.10)$$

T adalah periode getar fundamental dalam detik, dan H adalah tinggi bangunan dalam meter.

Menurut TCPKGUGNG (2012) untuk struktur beton bertulang dan struktur portal baja nilai T dapat dihitung berturut – turut adalah :

$$T = 0,0466 H^{0,90} \quad (3.11)$$

$$T = 0,0724 H^{0,80} \quad (3.12)$$

3.4.11 Faktor Jenis Struktur (k)

Faktor jenis struktur digunakan untuk mengetahui perkembangan penentuan beban gempa sejak tahun 1980 sampai tahun 2010, dengan mengetahui perkembangan tersebut maka pemahaman terhadap penentuan beban gempa untuk keperluan desain akan lebih baik dan lengkap.

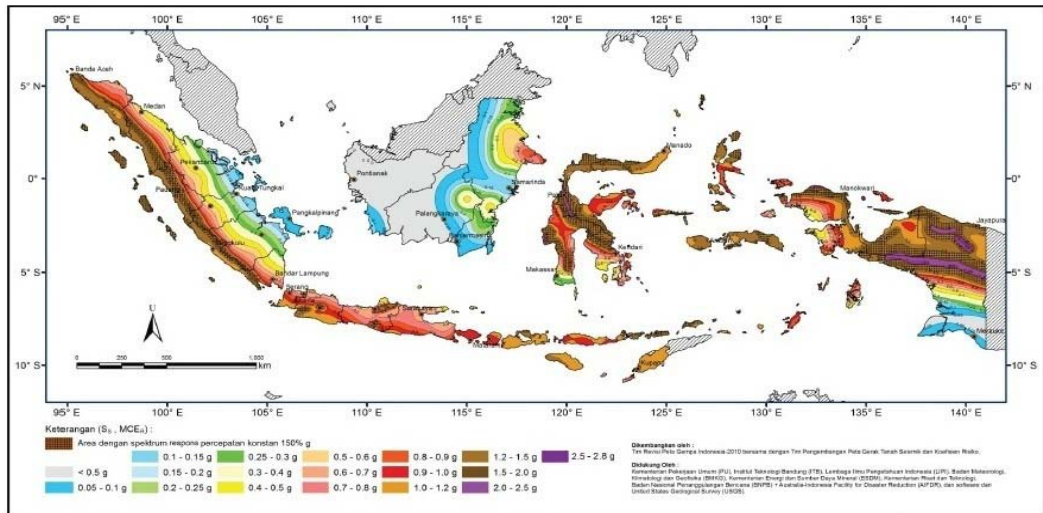
Berdasarkan SNI (03-1726-2012) untuk struktur yang mempunyai periode sebesar 0,5 dt atau kurang $k = 1$. Untuk struktur yang mempunyai periode sebesar 2,5 dt atau lebih, nilai $k = 2$. Untuk struktur yang mempunyai periode antara 0,5 dan 2,5 dt, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi liner antara 1 dan 2.

3.5 SPEKTRUM RESPONS

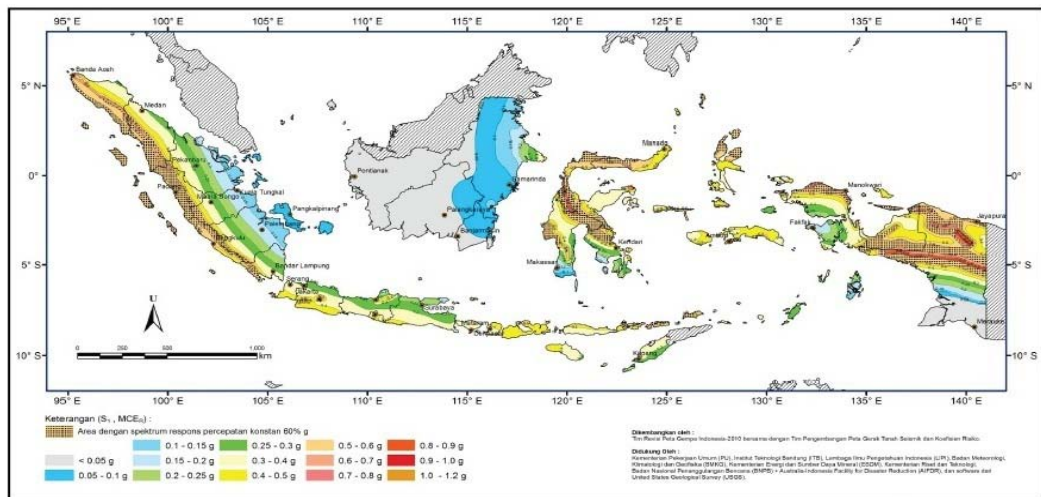
Respons spektrum adalah suatu massa struktur dengan derajat kebebasan tunggal (*Single Degree of freedom*, SDOF) yang disajikan dalam bentuk plot/grafik antara periode getar struktur T , dengan respons – respons maksimum terhadap beban gempa tertentu. Berikut adalah tahapan dalam pembuatan respons spektrum desain :

1. Menentukan lokasi bangunan yang akan akan dibangun.
2. Menentukan parameter respons spectral percepatan (S_s dan S_l)

Parameter respons spectral percepatan gempa maksimum yang mempertimbangkan resiko-tertarget MCE_R untuk parameter respons spektral perioda pendek (S_s) didapat dari peta Gambar 3.2 , dan untuk MCE_R untuk parameter respons spektral perioda 1,0 detik (S_l) didapat dari peta pada Gambar 3.3.



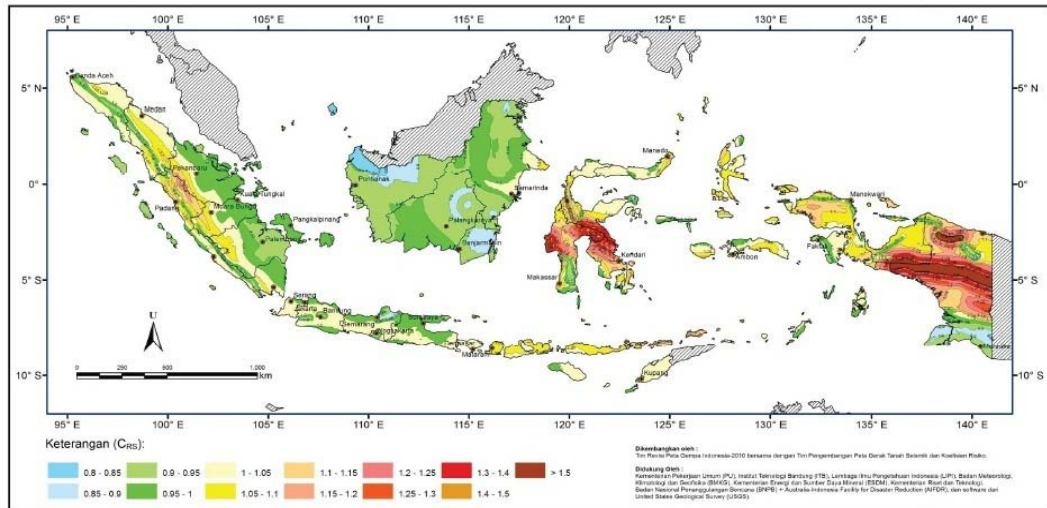
Gambar 3.2 S_s gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget MCE_R periode 0,2 dt 2% selama 50 tahun



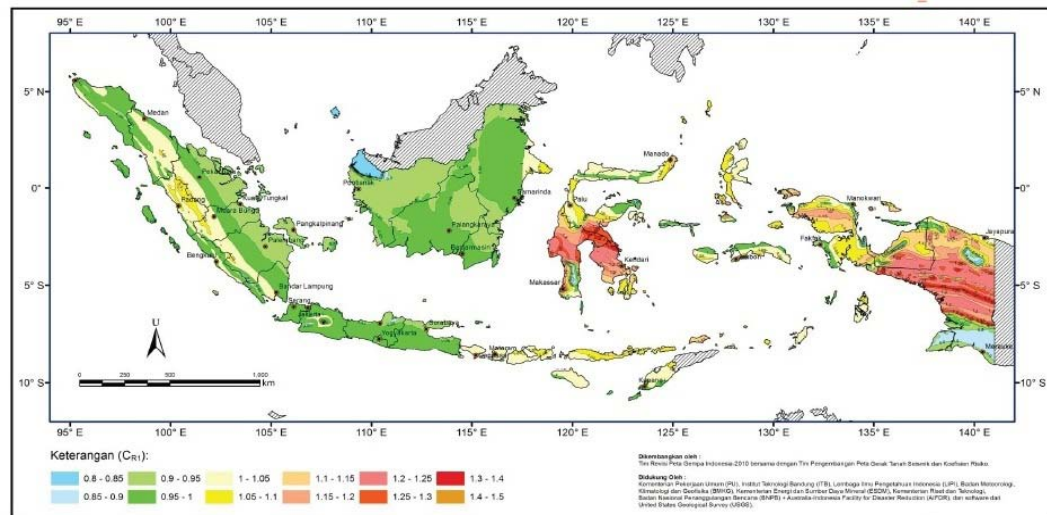
Gambar 3.3 S_1 gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget MCE_R periode 1 dt 2% selama 50 tahun

3. Menentukan koefisien terpetakan (C_{RS} dan C_{RI})

Untuk mendapatkan nilai koefisien risiko terpetakan, periode respons spektral 0,2 dt (C_{RS}) didapat dari peta Gambar 3.4, dan untuk mendapatkan nilai koefisien risiko terpetakan, periode respons spektral 1dt (C_{RI}) didapat dari peta Gambar 3.5.



Gambar 3.4 C_{RS} koefisien risiko terpetakan, periode respons spektral 0,2 dt.



Gambar 3.5 C_{RI} koefisien risiko terpetakan, periode respons spektral 1 dt

4. Menentukan klasifikasi jenis tanah

Untuk mendapatkan percepatan maksimum dan respons spektrum pada permukaan tanah, terlebih dahulu yang dilakukan adalah melakukan klasifikasi *site* (jenis tanah). Profil tanah disitus harus diklasifikasi berdasarkan Tabel 3.7, yang berdasarkan profil tanah lapisan 30 m yang berkorelasi dari hasil penyelidikan tanah di lapangan dan di laboratorium. Disarankan setidaknya menggunakan 2 jenis penyelidikan tanah yang berbeda dalam klasifikasi *site* ini.

Tabel 3.7 Klasifikasi situs yang berkorelasi atas penyelidikan tanah (SNI 03-1726-2012).

Kelas situs	\bar{v}_s (m/dt)	\bar{N}	\bar{S}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{v}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	750 sampai 1500	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	350 sampai 750	> 50	≥ 100
D. Tanah Sedang	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
E. Tanah Lunak	≤ 175	15 sampai 50	50 sampai 100
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3m dengan karakteristik sebagai berikut :		
	<ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas $PI \geq 20$, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $S_u < 25$ kPa 		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons spesifik (<i>Site Specific Response Analysis</i>)	Setiap Profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik sebagai berikut :		
	<ol style="list-style-type: none"> i. Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifasi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah j. Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3m) k. Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$m. 		

Keterangan: N/A = tidak dapat dipakai

5. Menentukan faktor amplifikasi (F_a dan F_v),

Menurut SNI 03-1726-2012 Faktor amplifikasi diperlukan untuk menentukan parameter respons spektrum percepatan permukaan tanah untuk periode pendek (F_a) Tabel 3.8 dan periode 1 dt (F_v) Tabel 3.9.

Tabel 3.8 Faktor amplifikasi periode pendek (F_a)

Klasifikasi site	S_s				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s \leq 0.5$	$S_s \leq 0.75$	$S_s \leq 1.0$	$S_s \leq 1.25$
Batuan Keras (S_A)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (S_B)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak (S_C)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (S_D)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (S_E)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (S_F)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan = untuk nilai – nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi liner

Tabel 3.9 Faktor amplifikasi periode 1 detik (F_v)

Klasifikasi site	S_1				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 \leq 0.2$	$S_1 \leq 0.3$	$S_1 \leq 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
Batuan Keras (S_A)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (S_B)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak (S_C)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (S_D)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (S_E)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (S_F)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan = untuk nilai – nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi liner

6. Menentukan parameter respons spektrum percepatan (S_{MS} dan S_{M1})

Parameter respons spektrum percepatan periode pendek (S_{MS}) dapat dihitung dengan cara mengalikan koefisien amplifikasi periode pendek F_a dengan respons spektrum percepatan periode pendek (S_s). Parameter respons spektrum percepatan periode panjang 1 dt (S_{M1}) dapat dihitung dengan cara

mengalikan koefisien koefisien amplifikasi periode panjang 1dt F_v dengan respons spektrum percepatan periode panjang 1 dt (S_I).

$$S_{MS} = F_a \times S_S \quad (3.13)$$

$$S_{MS} = F_v \times S_I \quad (3.14)$$

7. Menentukan parameter respons spektrum percepatan desain (S_{DS} dan S_{D1})

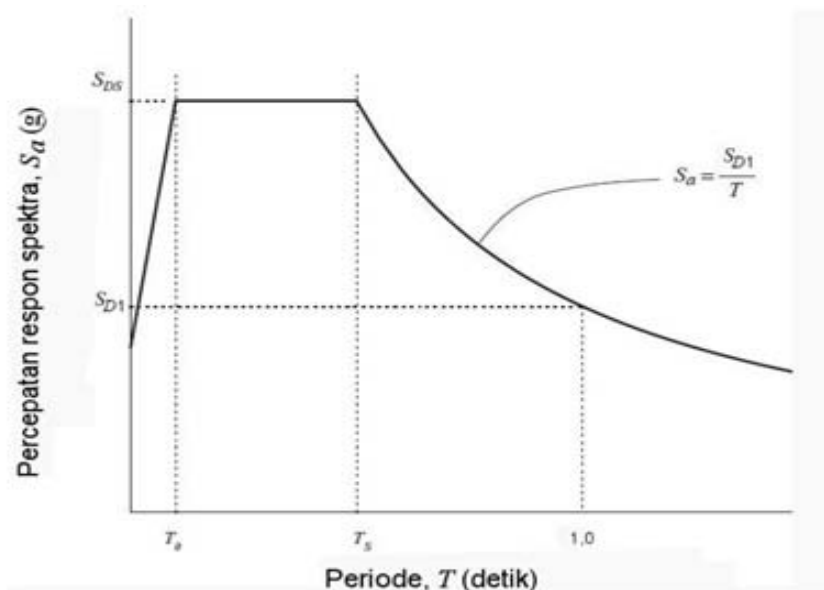
S_{DS} adalah parameter respons spektrum percepatan desain untuk periode pendek, S_{D1} adalah parameter respons spektrum percepatan desain untuk periode panjang 1 dt. Nilai S_{DS} diapat dengan cara mengalikan nilai konstanta μ dengan parameter respons spektrum percepatan periode pendek (S_{MS}), S_{D1} didapat denga cara mengalikan nilai konstanta μ dengan parameter respons spektrum percepatan periode panjang (S_{M1}). Konstanta μ tergantung pada perencanaan bangunan yang ditetapkan, berdasarkan SNI 03-1726-2012 nilai μ adalah 2/3.

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} \quad (3.15)$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1} \quad (3.16)$$

8. Membuat respons spektrum desain.

Untuk menentukan respons spektrum desain di permukaan tanah, dapat disesuaikan pada Gambar 3.6 berikut:



Gambar 3.6 Bentuk umum respons spektrum desain (SNI 03-1726-2012)

keterangan:

- a. Untuk periode (T) < T_O respons spektrum percepatan S_a dapat dihitung dengan persamaan :

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_O} \right) \quad (3.17)$$

- b. Untuk periode (T) yang nilainya antara antara T_O sampai T_S maka respons spektrum percepatan $S_a = S_{DS}$.

- c. Untuk periode (T) yang nilainya lebih besar dari T_S , respons spektrum percepatan S_a didapat berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.18)$$

- d. Nilai T_O dan T_S didapat dengan persamaan :

$$T_O = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.19)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.20)$$

9. Koefisien respons seismik (C_S).

Koefisien respons seismik harus ditentukan berdasarkan Persamaan 3.6, 3.7, 3.8, dan 3.9.

10. Gaya geser dasar V .

Gaya geser dasar ditentukan berdasarkan Persamaan 3.5,

3.6 DISTRIBUSI VERTIKAL GAYA HORIZONTAL EKUIVALEN STATIK.

Pendistribusian gempa lateral disetiap tingkat gedung, ditentukan dengan persamaan berikut : (SNI 1726-2012)

$$F_i = C_{vx} \cdot V \quad (3.21)$$

$$\text{dimana } C_{vx} = \frac{w_i h_i^k}{\sum w_i h_i^k} \quad (3.22)$$

keterangan :

F_i = Gaya horisontal ekuivalen statik tingkat ke-i

V = baya geser dasar

W = berat struktur tingkat ke-i

h = tingkat ke- i (m)

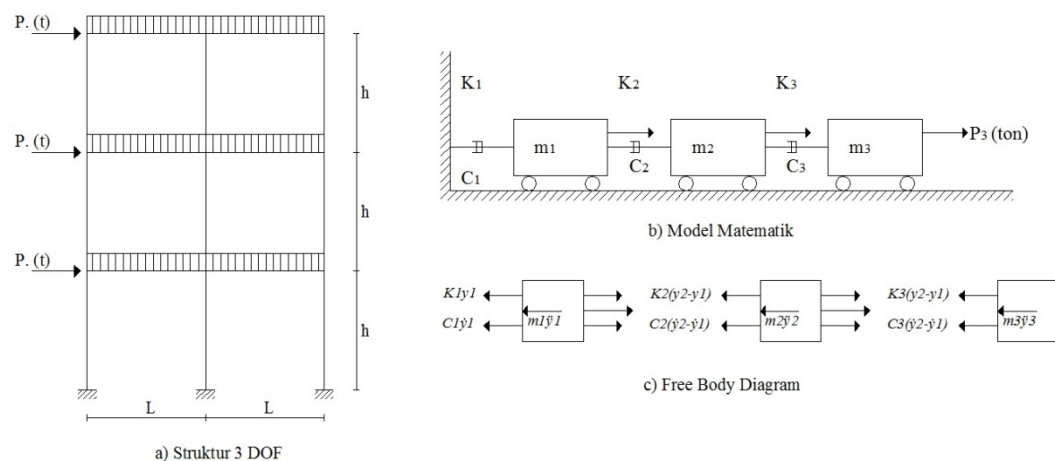
k = faktor jenis struktur yang berdasarkan periode struktur.

3.7 BEBAN GEMPA DINAMIK RESPONS SPEKTRUM

Menurut SNI 03-1726-2012, struktur gedung yang memiliki ketinggian tingkat yang diukur dari taraf penjepitan lateral yang lebih dari 40 m atau 10 tingkat, maka pengaruh gempa rencana terhadap struktur gedung harus ditentukan melalui analisis respons dinamik, yaitu dengan analisis dinamik riwayat waktu atau analisis dinamik ragam respons spektrum.

3.7.1 Persamaan Differensial Gerakan Struktur *Multi Degree of Freedom* (MDOF)

Dalam menyatakan persamaan differensial pada struktur dengan derajat kebebasan banyak dipakai pendekatan seperti pada struktur dengan derajat kebebasan tunggal. Untuk memperoleh persamaan differensial tersebut, maka tetap digunakan prinsip keseimbangan dinamik (*dynamic equilibrium*) pada massa yang ditinjau. Untuk mendapatkan nilai tersebut maka diambil model MDOF seperti Gambar 3.7.



Gambar 3.7 Struktur 3 DOF, Model Matematik dan Free Body Diagram

Berdasarkan keseimbangan dinamik pada *free body diagram*, maka akan diperoleh:

$$m_1 \ddot{y}_1 + k_1 y_1 + c_1 \dot{y}_1 - k_2 (y_2 - y_1) - c_2 (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) = P_1(t)$$

$$\begin{aligned} m_2 \ddot{y}_2 + k_2 (y_2 - y_1) + c_2 (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) - k_3 (y_3 - y_2) - c_3 (\dot{y}_3 - \dot{y}_2) &= P_2(t) \\ m_3 \ddot{y}_3 + k_3 (y_3 - y_2) + c_3 (\dot{y}_3 - \dot{y}_2) &= P_3(t) \end{aligned} \quad (3.23)$$

Selanjutnya dengan menyusun persamaan di atas menurut parameter yang sama, akan diperoleh:

$$\begin{aligned} m_1 \ddot{y}_1 + (c_1 + c_2) \dot{y}_1 - c_2 \dot{y}_2 + (k_1 + k_2) y_1 - k_2 y_2 &= P_1(t) \\ m_2 \ddot{y}_2 - c_2 \dot{y}_1 + (c_2 + c_3) \dot{y}_2 - c_3 \dot{y}_3 - k_2 y_1 + (k_2 + k_3) y_2 - k_3 y_3 &= P_2(t) \\ m_3 \ddot{y}_3 - c_3 \dot{y}_2 - c_3 \dot{y}_3 - k_3 y_2 + k_3 y_3 &= P_3(t) \end{aligned} \quad (3.24)$$

Persamaan – persamaan diatas dapat ditulis dalam bentuk matriks sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \\ \ddot{y}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} (c_1 + c_2) & -c_2 & 0 \\ -c_2 & (c_2 + c_3) & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \end{Bmatrix} + \\ \begin{bmatrix} (k_1 + k_2) & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2 + k_3) & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_1(t) \\ P_2(t) \\ P_3(t) \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (3.25)$$

Persamaan 3.25 dapat ditulis dalam bentuk matriks yang lebih kompak yaitu:

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [C]\{\dot{Y}\} + [K]\{Y\} = \{P(t)\} \quad (3.26)$$

dengan $[M]$, $[C]$, $[K]$ berturut – turut adalah matriks massa, damping matriks dan matriks kekakuan yang dapat ditulis menjadi:

$$\begin{aligned} [M] &= \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}, \quad [C] = \begin{bmatrix} (c_1 + c_2) & -c_2 & 0 \\ -c_2 & (c_2 + c_3) & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix}, \\ [K] &= \begin{bmatrix} (k_1 + k_2) & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2 + k_3) & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (3.27)$$

Sedangkan $\{\ddot{Y}\}$, $\{\dot{Y}\}$, $\{Y\}$ dan $\{P(t)\}$ masing – masing adalah vektor percepatan, vektor kecepatan, vektor simpangan dan vektor beban, yaitu:

$$\{\ddot{Y}\} = \begin{Bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \\ \ddot{y}_3 \end{Bmatrix}, \quad \{\dot{Y}\} = \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \end{Bmatrix}, \quad \{Y\} = \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix} \text{ dan } \{P(t)\} = \begin{Bmatrix} P_1(t) \\ P_2(t) \\ P_3(t) \end{Bmatrix} \quad (3.28)$$

3.7.2 Nilai Karakteristik (*Eigenproblem*)

Chopra (2000) menjelaskan bahwa getaran bebas pada struktur MDOF akan mempunyai persamaan differensial gerakan dengan nilai ruas kanan sama dengan nol, sebagaimana persamaan berikut:

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [C]\{\dot{Y}\} + [K]\{Y\} = \{0\} \quad (3.29)$$

Untuk menyederhanakan perhitungan, dianggap nilai struktur MDOF tidak memiliki redaman, sehingga nilai C sama dengan 0, sehingga Persamaan 3.29 akan menjadi:

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [K]\{Y\} = \{0\} \quad (3.30)$$

Karena Persamaan 3.30 adalah persamaan differensial pada struktur MDOF yang dianggap tidak mempunyai redaman, maka penyelesaiannya diharapkan dalam fungsi harmonik berikut ini:

$$\begin{aligned} Y &= \{\phi\}_i \sin(\omega t) \\ \dot{Y} &= -\omega \{\phi\}_i \cos(\omega t) \\ \ddot{Y} &= -\omega^2 \{\phi\}_i \sin(\omega t) \end{aligned} \quad (3.31)$$

Dengan $\{\phi\}_i$ adalah suatu ordinat massa pada mode ke- i . substitusi persamaan 3.30 ke persamaan 3.31 sehingga diperoleh:

$$\begin{aligned} -\omega^2 [M]\{\phi\}_i \sin(\omega t) + [K]\{\phi\}_i \sin(\omega t) &= 0 \\ \{[K] - \omega^2 [M]\} \{\phi\}_i &= 0 \end{aligned} \quad (3.32)$$

Matriks massa dan matriks kekakuan berturut – turut adalah

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}, \quad [K] = \begin{bmatrix} (k_1 + k_2) & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2 + k_3) & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix}$$

Sehingga *eigenproblem* pada persamaan 3.28 dapat ditulis sebagai berikut:

$$\begin{bmatrix} (k_1 + k_2) & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2 + k_3) & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} - \omega^2 [M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.33)$$

3.7.3 Mode Shapes

Berdasarkan persamaan *eigenproblem* Persamaan 3.33, maka didapatkan persamaan matriks sebagai berikut

$$\begin{bmatrix} (k_1 + k_2) - \omega^2 m_1 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2 + k_3) - \omega^2 m_2 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 - \omega^2 m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.34)$$

$$\begin{bmatrix} (k_1 + k_2) - \omega^2/k/m_1 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2 + k_3) - \omega^2/k/m_2 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 - \omega^2/k/m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Diambil notasi bahwa $\lambda = \omega^2/(k/m)$, sehingga matriksnya dapat ditulis:

$$\begin{bmatrix} (k_1 + k_2) - \lambda_1 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2 + k_3) - \lambda_2 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 - \lambda_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.35)$$

Persamaan 3.35 tersebut dapat disederhanakan menjadi 3 persamaan baru yaitu:

$$\begin{aligned} & ((k_1 + k_2) - \lambda_1) \phi_1 - k_2 \phi_2 \\ & - k_2 \phi_2 + ((k_2 + k_3) - \lambda_2) \phi_2 - k_3 \phi_3 \\ & - k_3 \phi_3 + (k_3 - \lambda_3) \phi_3 \end{aligned} \quad (3.36)$$

Dengan mengambil nilai $\phi_1 = 0$ kemudian kemudian disubstitusikan kedalam Persamaan 3.36 maka akan mendapatkan 3 bentuk persamaan polinomial pangkat 3 atau pangkat n (n=jumlah tingkat).

3.7.4 Analisis Modal

Analisis modal adalah salah satu metode yang dapat digunakan untuk menyelesaikan persamaan differensial gerakan struktur pada struktur MDOF. Metode ini dipakai untuk menyelesaikan problem dinamik dengan syarat – syarat tertentu. Syarat tersebut ialah respons struktur masih elastik dan struktur masih mempunyai standar mode shapes.

Penyelesaian persamaan differensial gerakan struktur MDOF dengan cara analisis modal dimulai dari mencari nilai – nilai koordinat *mode shapes* ϕ_{ij} . Setelah itu dengan menggunakan persamaan differensial *coupling* sehingga dapat di transfer menjadi persamaan differensial *uncoupling*.

3.7.5 Persamaan Differensial *Uncoupling*

Pada prinsip ini masing – masing *modes* akan memberikan kontribusi pada simpangan horisontal tiap – tiap massa. Simpangan massa ke-i atau Y_i dapat diperoleh dengan menjumlahkan setiap *modes*. Kontribusi mode ke-j terhadap simpangan horisontal massa ke-i tersebut dinyatakan dalam produk antara ϕ_{ij} dengan suatu modal amplitude Z_j atau seluruh kontribusi tersebut dinyatakan dalam :

$$Y_n = \phi_{n1} Z_1 + \phi_{n2} Z_2 + \phi_{n3} Z_3 + \dots + \phi_{nn} Z_n \quad (3.37)$$

Persamaan 3.37 dapat ditulis dengan bentuk yang lebih kompak, yaitu:

$$\{Y\} = [\phi]\{Z\} \quad (3.38)$$

Derivatif persamaan pertama dan kedua dari persamaan 3.37 adalah:

$$\{\dot{Y}\} = [\phi]\{\dot{z}\} \quad (3.39)$$

$$\{\ddot{Y}\} = [\phi]\{\ddot{z}\} \quad (3.40)$$

Substitusi Persamaan 3.38, 3.39 dan 3.40 kedalam persamaan 3.37, maka akan diperoleh persamaan sebagai berikut:

$$[M][\phi]\{\ddot{z}\} + [C][\phi]\{\dot{z}\} + [K][\phi]\{Z\} = -[M]\{1\}\ddot{y}_t \quad (3.41)$$

Persamaan 3.40 adalah persamaan differensial *coupling*, untuk dapat mentransfer *coupling* menjadi persamaan differensial *uncoupling*, maka Persamaan 3.40 di *premultiply* dengan transpose suatu mode $\{\phi\}^T$ sehingga diperoleh :

$$\{\phi\}^T [M][\phi]\{\ddot{z}\} + \{\phi\}^T [C][\phi]\{\dot{z}\} + \{\phi\}^T [K][\phi]\{Z\} = -\{\phi\}^T [M]\{1\}\ddot{y}_t \quad (3.41)$$

Dengan memperhatikan hubungan ortogonal Persamaan 3.41 akan menjadi:

$$\{\phi\}_j^T [M][\phi]_j \{\ddot{z}\}_j + \{\phi\}_j^T [C][\phi]_j \{\dot{z}\}_j + \{\phi\}_j^T [K][\phi]_j \{Z\}_j = -[M]\{1\}\ddot{y}_t \quad (3.42)$$

Berdasarkan Persamaan 3.42 maka dapat didefinisikan suatu generalisasi massa (*generalized mass*), redaman, dan kekakuan sebagai berikut:

$$M_j^* = \{\phi\}_j^T [M][\phi]_j \quad (3.43)$$

$$C_j^* = \{\phi\}_j^T [C][\phi]_j \quad (3.44)$$

$$K_j^* = \{\phi\}_j^T [K][\phi]_j \quad (3.45)$$

Misal bangunan bertingkat-3, maka orde perkalian matriks Persamaan 3.43, 3.44 dan 3.45 adalah $1 \times 3 \times 3 \times 3 \times 1 = 1 \times 1$. Artinya persamaan tersebut adalah satu persamaan *uncoupling* untuk mode ke-j, sehingga :

$$M_j^* \ddot{z}_j + C_j^* \dot{z}_j + K_j^* Z_j \quad (3.46)$$

dengan,

$$P_j^* = \{\phi\}_j^T [M] \quad (3.47)$$

dimana,

$$\omega_j^2 = \frac{K_j^*}{M_j^*} \text{ dan } \Gamma_j = \frac{P_j^*}{M_j^*} \quad (3.48)$$

$$\text{sehingga } \Gamma_j = \frac{P_j^*}{M_j^*} = \frac{\{\phi\}_j^T [M]}{\{\phi\}_j^T [M][\phi]_j} \quad (3.49)$$

Γ_j adalah partisipasi mode

3.7.6 Gaya Horizontal Metode Respons Spektrum

Gaya horizontal akibat gempa yang diterima oleh bangunan di modelkan dengan beberapa cara. Cara yang biasa digunakan adalah memodelkan gaya horizontal gempa dengan cara statik ekuivalen, dinamik respons spektrum dan dinamik *time history*.

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 apabila bangunan bertingkat banyak atau lebih dari 10 tingkat atau lebih dari 40 m beban gempa rencana harus memperhitungkan beban gempa dinamik, karena pada gempa statik ekuivalen hanya memperhitungkan mode pertama saja. Mode pertama cenderung berbentuk linier segitiga terbalik, dan pengaruh *higher* belum signifikan, sedangkan untuk bangunan bertingkat banyak pengaruh *higher* mode sangat signifikan. Pengaruh *higher* mode ini harus diperhitungkan dengan metode dinamik respons spektrum karena jika hanya memperhitungkan beban gempa statik ekuivalen sudah tidak dimungkinkan lagi (Widodo 2001).

Tahapan analisis metode respons spektrum meliputi analisis *modal amplitude* Z , dan *modal seismic force* F_{ij} . Untuk mendapatkan *modal amplitude* Z , dapat dicari dengan menggunakan Persamaan 3.50, dengan Z_j adalah modal amplitude mode ke- j , besarnya ditentukan oleh partisipasi mode ke- j Γ_j , koefisien gempa C , gaya gravitasi g , dan frekuensi sudut ke- j ω_j .

$$Z_j = \Gamma_j \frac{C_g}{\omega_j^2} \quad (3.50)$$

Selanjutnya dapat dicari *modal seismic force* F_{ij} yang merupakan hubungan antara kekakuan k dan simpangan massa ke- i akibat mode ke- j maka gaya horizontal tingkat F_{ij} dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$F_{ij} = M_i \cdot \phi_{ij} \cdot \Gamma_j \cdot C_j \cdot g \quad (3.51)$$

Setelah diketahui simpangan massa ke- i akibat mode ke- j dan gaya horizontal pada massa ke- i akibat mode ke- j F_{ij} , maka gaya horizontal tingkat F_i dapat diperoleh dengan prinsip *SRSS*. *SRSS* adalah memperhitungkan parameter – parameter yang ditinjau, yang yang dihitung untuk berbagai ragam yang dikombinasikan dengan metode akar kuadrat jumlah kuadrat, yang dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

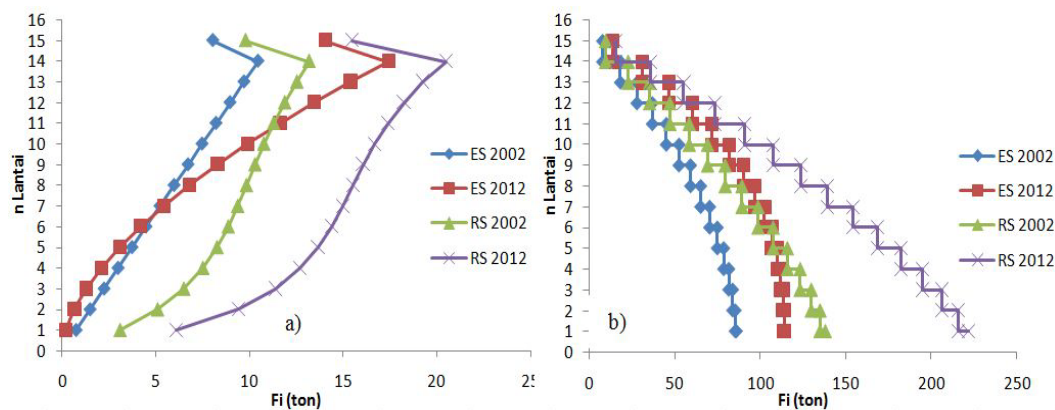
$$F_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n (F_{ij})^2} \quad (3.52)$$

Dengan menjumlahkan gaya horizontal tingkat F_i akan diperoleh besarnya gaya geser dasar bangunan V_j akibat beban gempa rencana dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$V_j = \sum_{i=1}^m F_i \quad (3.53)$$

Dengan Z_j =modal amplitude, C = koefisien gempa dasar, g = gaya gravitasi, ω =frekuensi sudut, T_{ij} = modal displacement, ϕ_{ij} = mode shape, F_{ij} = modal seismic force, M = matriks massa, Y_{ij} = simpangan horizontal tingkat, dan V_{ij} = gaya geser dasar bangunan.

Restu faizah telah melakukan penelitian analisis distribusi vertikal gaya gempa dan implikasinya pada respon bangunan bertingkat dengan variasi beban gempa statik ekuivalen dan dinamik respons spektrum yang hasilnya dapat dilihat pada gambar berikut:



Gambar 3.8 a) Gaya horisontal tingkat; b) Gaya geser tingkat (Restu Faizah)

Dari Gambar 3.8 menunjukkan bahwa gaya geser tingkat beban gempa dinamik respons spektrum lebih besar dibandingkan beban ekuivalen statik (ES). Dalam penelitian ini akan dilakukan implikasi terhadap gaya geser tingkat beban gempa statik ekuivalen dan dinamik respons spektrum terhadap desain bangunan gedung bertulang tahan gempa.

3.8 ANALISIS STRUKTUR

Analisis struktur pada penelitian ini menggunakan program aplikasi *Struktur Analisis Program 2000 v14 (SAP 2000 v14)*. Program ini digunakan untuk melakukan analisis struktur dengan cepat dan tepat. Pemodelan balok dibuat *frame*, untuk *plate* lantai maupun atap pemodelan yang digunakan yaitu

pembebanan ekuivalen, dan pemodelan pondasi yaitu terjepit penuh pada ujung kolom lantai dasar.

Output dari hasil analisis struktur ini adalah gaya – gaya dalam yang terjadi pada elemen struktur diantaranya adalah *Bending Moment Diagram (BMD)*, *Shear Force Diagram (SFD)*, dan *Axial Force*. Dari hasil gaya – gaya dalam ini selanjutnya akan digunakan dalam proses desain, mulai dari penentuan dimensi sampai ke konfigurasi tulangan yang dibutuhkan.

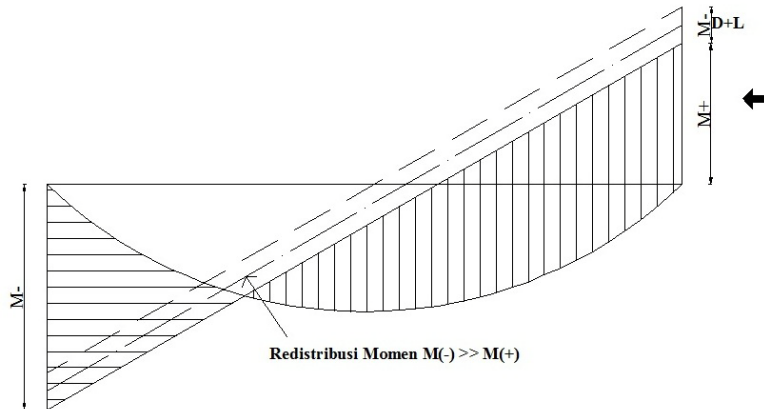
Jika pada suatu sistem struktur bentang balok induk terlalu panjang, maka akan menyebabkan plat beton bergetar ketika menerima beban. Untuk mereduksi getaran, salah satu cara yang dilakukan adalah dengan memberi balok anak. Balok anak akan menumpu pada balok induk. Beban anak akan menjadi beban titik pada balok induk. Beban titik tersebut akan menambah momen yang terjadi pada balok induk. Bertambahnya momen ini akan mempengaruhi dimensi penampang balok menjadi lebih besar, maka penempatan balok anak perlu diperhatikan pada suatu sistem struktur bangunan.

3.9 REDISTRIBUSI MOMEN

Hasil analisis struktur akan menghasilkan gaya – gaya dalam pada lemen struktur seperti balok. Bangunan yang berada di wilayah gempa besar, struktur bangunan yang digunakan Dalam hasil analisis struktur ada dua kemungkinan dominasi beban yang akan terjadi, yaitu "*Earthquake Load Dominate*" dan "*Gravity Load Dominated*", dari momen tersebut hendaknya ditinjau dulu hasil nilainya, apakah hasil momen tersebut perlu diredistribusi atau tidak.

Hasil analisis struktur berupa gaya – gaya dalam yang selanjutnya digunakan dalam desain bangunan tahan gempa. Salah satu filosofi desain bangunan tahan gempa adalah konsep daktilitas. Daktilitas adalah kemampuan suatu elemen struktur untuk berdeformasi inelastik secara berkelanjutan akibat beban siklik tanpa adanya penurunan kekuatan yang berarti. Syarat daktilitas untuk elemen beton bertulang adalah menggunakan mutu beton (f'_c) setinggi – tingginya, mutu baja (f_y) serendah – rendahnya, tulangan desak sebanyak – banyaknya dan menggunakan regangan desak beton yang relatif besar sesuai dengan peraturan yang berlaku.

Syarat redistribusi momen adalah keseimbangan gaya – gaya lintang sebelum dan sesudah redistribusi momen harus tetap terjaga, jumlah momen balok sesudah redistribusi momen harus tidak boleh lebih kecil atau lebih besar jumlah momen sebelum redistribusi, redistribusi momen tidak boleh lebih besar dari pada 30% momen aslinya (Widodo, 2000).



Gambar 3.9 Redistribusi momen (Widodo, 2000)

Pada Gambar 3.9 terlihat bahwa ”*Earthquake Load Dominate*” akan diperoleh nilai M^- yang umumnya jauh lebih besar dibandingkan nilai M^+ . Apabila didesain berdasarkan hasil momen tersebut, maka ukuran balok akan cukup besar untuk mengakomodir nilai momen negatif M^- tersebut, sementara hanya diperlukan balok yang ukurannya relative kecil ununtuk menahan momen positif M^+ . Agar penghematan dapat diperoleh maka prinsip desain bangunan tahan gempa dimungkinkan adanya ”Redistribusi momen”. Redistribusi momen yang dimaksud adalah dengan mengurangi momen negatif dan menaikkan momen positif (Widodo).

Menurut Paulay & Priestley (1992) tujuan dari redistribusi momen adalah untuk meningkatkan efisiensi desain elemen dengan cara :

1. Mengurangi momen maksimum absolute (M^-) dan mengkompensasikan ke *uncritical beam moment* (M^+). Dengan cara tersebut maka distribusi ”*Beam required strength*” menjadi lebih baik, dan desain menjadi lebih ekonomis.
2. Memberikan *required strength* untuk momen positif minimal 50% *required strength* momen negatif elemen balok. Hal ini dilakukan karena kebutuhan adanya sifat daktail pada lokasi sendi plastis.
3. Mengefisienkan desain kolom

Apabila redistribusi momen negatif ke momen positif telah dilakukan maka “*beam required strength*” akan mengecil. Karena kolom merupakan partner balok, maka apabila “*beam required strength*” balok menurun, “*beam required strength*” kolom pada daerah kritik (M) juga akan mengecil dan kolom akan lebih efisien.

4. Memakai momen balok ditepi / ditempat muka pertemuan pada cara konservatif, desain balok didasarkan atas momen diatas kolom dan desain kolom didasarkan atas momen kolom.

Pada dasarnya dalam melakukan redistribusi momen hal yang harus diperhatikan adalah:

1. Prinsip keseimbangan statis terpenuhi.
2. Kemampuan portal dalam menahan beban lateral tidak berkurang.
3. Tidak terjadi sendi plastis pada ujung – ujung kolom diatas lantai dasar.

Langkah dan cara melakukan redistribusi momen yang menggunakan program bantuan *computer*, adalah sebagai berikut:

1. Mengelompokkan per segmen dari nilai momen ujung negatif sampai nilai momen positif.
2. Hasil momen negatif akibat kombinasi beban gempa, di kurangi 15%.
3. Nilai hasil pengurangan momen pada langkah 2 ditambahkan pada momen lapangan.
4. Dengan demikian, nilai momen positif tidak lebih besar dari momen negatif, hal ini dimaksud jumlah tulangan pada momen negatif tidak lebih banyak dari jumlah tulangan momen positif.
5. Jumlah momen balok sebelum redistribusi harus sama atau lebih besar dari jumlah momen balok setelah redistribusi ($\sum M'_I = \sum M$).

3.10 PERENCANAAN BALOK TULANGAN LENTUR

Desain tulangan yang digunakan berdsasarkan konsep “*Capacity Design*” (Paulay & Prietsley, 1992). Prinsip desain kapasitas diterapkan pada portal terbuka (*open frame*). Dengan menggunakan prinsip desain kapasitas, maka herarki kerusakan struktur akan terkendali sebagaimana yang terjadi pada konsep “*Beam Sway Mechanism*”.

Desain balok lentur menggunakan momen hasil redistribusi momen balok ditepi kolom yang bertujuan untuk menentukan "ultimate required beams failure strength" atau $M_{b,u}$.

3.10.1 Tahapan Desain Balok Tulangan Lentur

Berikut adalah tahapan dalam desain tulangan lentur :

1. Estimasi ukuran balok

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} \quad (3.54)$$

$$\rho_b = \frac{\beta}{m} \times \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} \quad (3.55)$$

$$\rho_m = 0,75 \cdot \rho_b \quad (3.56)$$

$$R_b = \rho_b \cdot f_y \cdot (1 - (1/2) \cdot \rho_b \cdot m) \quad (3.57)$$

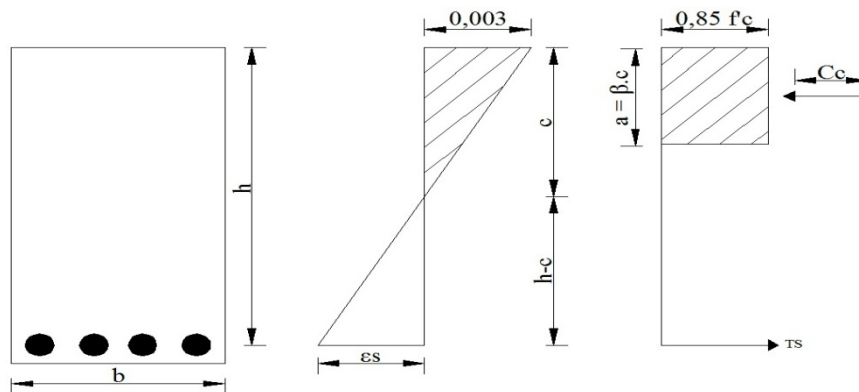
$$R_m = 0,75 \cdot R_b \quad (3.58)$$

$$M_n = R_m \cdot b \cdot h^2 \quad (3.59)$$

dari Persamaan 3.59 akan didapat dimensi balok dengan lebar balok (b), dan tinggi balok (h). Berdasarkan SNI 1991, pasal 4.14.3

$$h/b \leq 3,33. \quad (3.60)$$

2. Menghitung komponen tulangan balok sebelah (tarik)



Gambar 3.10 Distribusi regangan – tegangan balok tulangan sebelah

$$C = 0,3$$

$$R_1 = C \cdot R_b \quad (3.61)$$

$$M_1 = R_1 \cdot b \cdot h^2 \quad (3.62)$$

$$M_1 = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot (h - \frac{a}{2}) \quad (3.63)$$

berdasarkan Persamaan 3.63 akan didapat nilai a .

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (3.64)$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \times \varepsilon_c \quad (3.65)$$

jika $\varepsilon_s' \leq \varepsilon_y$ maka “baja desak belum leleh”. Jika jika $\varepsilon_s' \geq \varepsilon_y$ maka “baja desak sudah leleh” umumnya baja desak belum leleh.

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (3.66)$$

$$A_{s1} = \frac{C_c}{f_y} \quad (3.67)$$

$$n_1 = \frac{A_{s1}}{A_d} \quad (3.68)$$

berdasarkan Persamaan 3.68, akan didapat jumlah tulangan sebelah. SK SNI T-15-1991-03 menetapkan bahwa nilai β_1 sebesar 0,85 unuk $f'_c \leq 30$ mPa. dan berkurang sebesar 0,008 untuk setiap kenaikan 1 mPa kuat teka beton, namun tidak boleh kurang dari 0,65.

3. Balok tulangan rangkap

Dalam keadaan dilapangan sistem tulangan tunggal hampir tidak pernah diterapkan pada balok, karena jika hanya digunakan tulangan sebelah akan mempersulit pekerjaan pengaitan sengkang. Secara struktural tulangan tekan diperlukan untuk :

- a. Meningkatkan momen negatif yang terjadi pada balok.
- b. Meningkatkan kapasitas rotasi penampang, hal ini berkorelasi dengan peningkatan daktilitas penampang.
- c. Dapat mencangkup kemungkinan momen yang berubah tanda. Gaya luar bekerja pada struktur tidaklah tetap, misalnya gaya lateral akibat gempa yang mengakibatkan gaya – gaya dalam berubah tanda (Wahyudi dan Rahim, 1997).

Perencanaan balok tulangan rangkap, digunakan persamaan berikut :

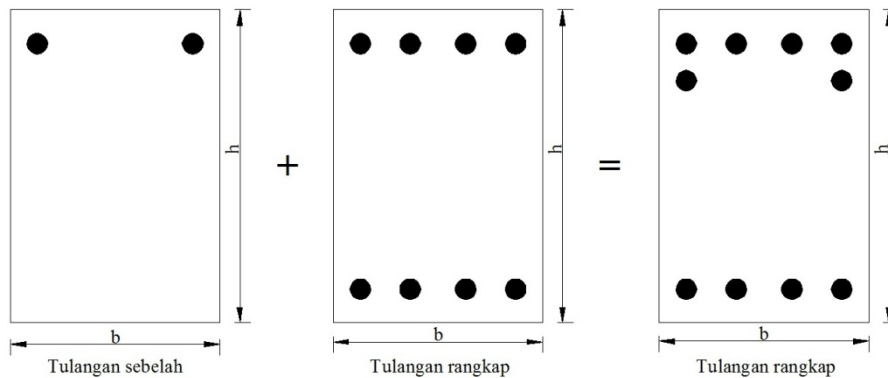
$$M_2 = M_n - M_1 \quad (3.69)$$

$$T_{s2} = C_s = M_2 / (h-d') \quad (3.70)$$

$$A_{s2} = T_{s2} / f_y \quad (3.71)$$

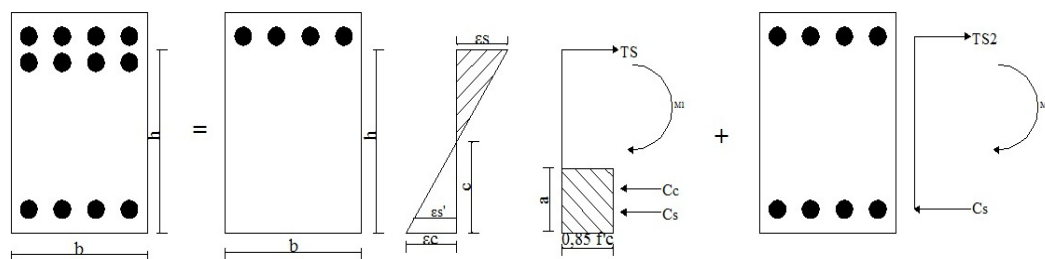
$$n_2 = A_{s2} / A_d \quad (3.72)$$

Dari Persamaan 3.72, akan didapat jumlah tulangan rangkap pada penampang balok. Sehingga penulangan pada balok dalam dilihat pada Gambar 3.11.



Gambar 3.11 Balok tulangan rangkap

4. Momen nominal balok tulangan rangkap.



Gambar 3.12 Potongan balok dan kopel – kopel gaya

a. Balok tulangan rangkap baja desak sudah leleh

Pada kondisi ini diasumsikan tulangan tarik dan desak telah pada saat regangan beton mencapai 0,003, dengan asumsi $f_s = f'_s = f_y$. Untuk kondisi ini $A_s = A_{s1} + A_{s2}$, sedangkan $A_{s2} = A'_s$, sehingga tinggi blok tegangan tekan berdasarkan persamaan :

$$a = \frac{(A_s - A'_s) \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c} \quad (3.73)$$

atau

$$a = \frac{A_{s1} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.74)$$

setelah mendapatkan nilai a kemudian mencari c dan ϵ_s' dengan persamaan berikut :

$$c = a / 0,85 \quad (3.75)$$

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot \epsilon_c \quad (3.76)$$

bila $\varepsilon_s' \geq$ dari ε_y maka asumsi benar bahwa tulangan tarik dan tulangan desak telah leleh. Selanjutnya adalah menghitung momen nominal balok dengan persamaan :

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad (3.77)$$

$$M_{n1} = 0,85.f'_c.a.b.(h-\frac{1}{2}.a) \quad (3.78)$$

$$M_{n2} = A_{s1}.f_y.(h-d') \quad (3.79)$$

b. Balok tulangan rangkap baja desak belum leleh

Kondisi ini merupakan kondisi dimana asumsi tulangan baja tarik leleh sedangkan tulangan baja desak belum leleh pada saat regangan beton mencapai 0,003. Jika $\varepsilon_s' <$ dari ε_y . Desain tulangan baja desak belum leleh dapat digunakan persamaan berikut :

$$A_s.f_y = A_s'.\left(\frac{a-\beta_1.d'}{a}\right) \varepsilon_c.E_s + 085.f'_c.a.b \quad (3.80)$$

Dari persamaan diatas, akan didapat nilai a dengan cara polinomial, kemudian:

$$c = a / 0,85 \quad (3.81)$$

$$f_s = \left(\frac{a-\beta_1.d'}{a}\right) \varepsilon_c.E_s = \left(\frac{c-d'}{c}\right) \varepsilon_c.E_s \quad (3.82)$$

bila $\varepsilon_s' <$ dari ε_y maka asumsi benar bahwa tulangan tarik dan tulangan desak belu, leleh. Selanjutnya adalah menghitung momen nominal balok dengan persamaan :

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad (3.83)$$

$$M_{n1} = 0,85.f'_c.a.b.(h-\frac{1}{2}.a) \quad (3.84)$$

$$M_{n2} = A_{s1}.f_y.(h-d') \quad (3.85)$$

SK SNI T-15-1991-03 mensyaratkan bahwa beton bertulang tahan gempa, kuat momen positif pada sisi muka joint tidak boleh kurang dari 50% kuat momen negatif yang disediakan pada sisi muka joint tersebut.

5. Momen kapasitas balok

Momen kapasitas ini digunakan pada desain bangunan dengan prinsip *capacity design*. Pada *capacity design* kekuatan elemen struktur dikehendaki berdasarkan herarki tertentu. Dengan menggunakan pendekatan *strong*

column weak beam, maka dalam hal ini kolom harus lebih kuat kekuatannya dibandingkan balok. Pada kondisi *SCWB* ini balok akan mengalami kerusakan terlebih dahulu (terbentuknya sendi plastis) sebelum sendi plastis pada ujung kolom terbentuk. Proses disipasi energi dalam dengan terbentuknya sendi – sendi plastis dibalok merupakan mekanisme disipasi energi yang dikehendaki pada struktur daktail. Momen kapasitas balok menggunakan nilai kuat lebih baja (*overstrength factor*) baja tulangan. Nilai (*overstrength factor*) yang digunakan yaitu 1,4.

a. Momen kapasitas negatif (M_{kap}^-)

Pada perhitungan momen kapasitas (M_{kap}^-) tulangan desak diasumsikan sudah leleh. Pada umumnya, saat tulangan tarik mencapai maksimum tetapi tulangan desak belum mencapai kekuatan maksimumnya.

Keseimbangan gaya – gaya horisontal :

$$T_s = T_s' + C_s \quad (3.86)$$

Jika $\varepsilon_s' \geq \varepsilon_y$ maka tulangan baja desak sudah leleh tapi belum mencapai kekuatan maksimum, maka:

$$(A_s f_y \varphi) = A_s' \cdot f_y + 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (3.87)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y \cdot \varphi - A_s' \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b} \quad (3.88)$$

$$c = a / 0,85 \quad (3.88)$$

$$M_{kap}^- = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' \cdot f_y \cdot \varphi \cdot (d - d') \quad (3.89)$$

Jika $\varepsilon_s' < \varepsilon_y$ maka tulangan baja desak belum leleh, maka:

$$(A_s f_y \varphi) = A_s' \cdot \left(\frac{a - \beta_1 \cdot d}{a}\right) \cdot \varepsilon_c \cdot E_s + 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (3.90)$$

dari Persamaan 3,90 dengan cara polynomial akan didapat nilai a , selanjutnya :

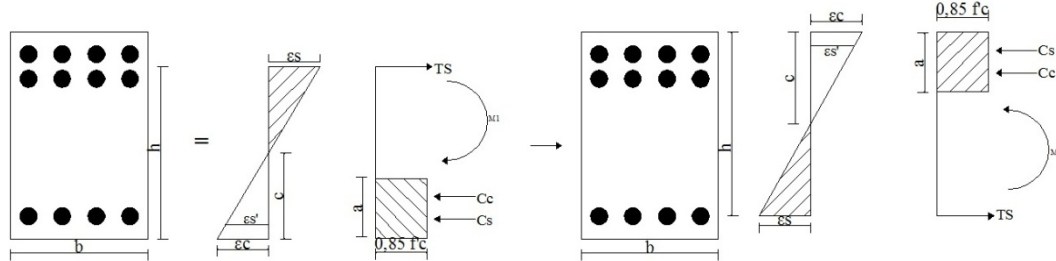
$$c = a / 0,85 \quad (3.91)$$

$$M_{kap}^- = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' \cdot f_y \cdot \varphi \cdot (d - d') \quad (3.92)$$

b. Momen kapasitas positif (M_{kap}^+)

Pada perhitungan momen kapasitas positif (M_{kap}^+) tulangan desak pada umumnya sudah leleh. Momen kapasitas positif (M_{kap}^+) dapat dihitung dengan cara yang sama dengan momen kapasitas negatif (M_{kap}^-), dengan A_s' adalah tulangan desak (atas) dan A_s adalah tulangan tarik (bawah) (dibalik

fungsinya). Hal ini karena tulangan atas diganti fungsinya menjadi tulangan desak, sedangkan tulangan bawah dibalik fungsinya menjadi tulangan tarik.



Gambar 3.13 Potongan balok dan kopel – kopel gaya momen kapasitas negatif

Keseimbangan gaya – gaya horisontal :

$$T_s = T_s' + C_s \quad (3.93)$$

$\varepsilon_s' < \varepsilon_y$ maka tulangan baja desak belum leleh, maka:

$$(A_s f_y \phi) = A_s' \cdot \left(\frac{a - \beta_1 d}{a} \right) \cdot \varepsilon_c \cdot E_s + 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \quad (3.94)$$

dari Persamaan 3,94 dengan cara polynomial akan didapat nilai a , selanjutnya :

$$c = a / 0,85 \quad (3.95)$$

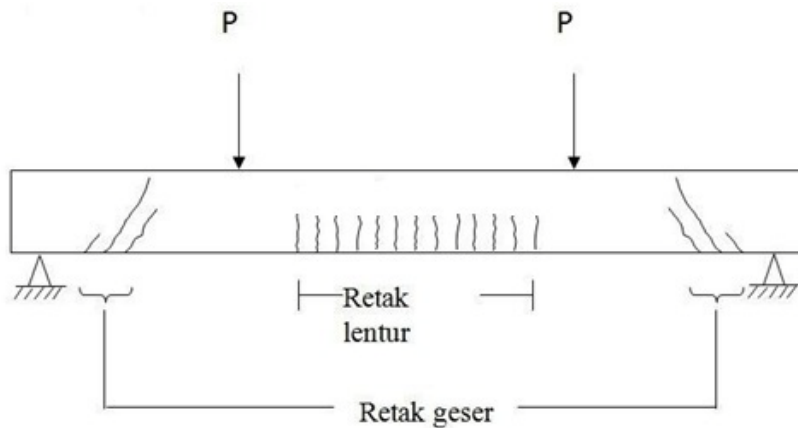
$$M_{kap} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' \cdot f_y \cdot \phi \cdot (d - d') \quad (3.96)$$

3.11 PERENCANAAN BALOK TULANGAN GESER

Pembebanan yang terjadi pada balok, baik beban bersifat GLD maupun ELD, akan memberikan gaya – gaya dalam yang terjadi pada balok. Gaya dalam yang dimaksud mulai dari lentur yang mengakibatkan elemen balok melengkung / melentur, kemudian gaya geser atau gayang lintang (*shear*).

Momen lentur dan geser ini dapat menyebabkan keruntuhan (*crack*) pada balok. Pola keruntuhan yang diakibatkan oleh momen lentur dan geser dapat dilihat pada Gambar 3.14. Dari gambar tersebut dapat dilihat bahwa keruntuhan geser terjadi dekat dengan tumpuan dan berpola diagonal. Perhatikan pada daerah lentur murni, retakan cenderung berpola vertikal. Keruntuhan balok akibat geser bersifat getas dan terjadinya secara tiba – tiba. Berbeda dengan keruntuhan murni yang bersifat daktail, yang ditandai dengan lendutan yang besar dan dapat dijadikan *early warning system*. Oleh karena itu, dalam perencanaan struktur,

semua komponen harus didesain sedemikian agar kekuatan gesernya lebih besar dari yang diperlukan sehingga dapat menjamin bahwa keruntuhan lentur akan terjadi terlebih dahulu (Wiryanto, 2005).



Gambar 3.14 Pola keruntuhan balok

Sumber : *ilmutekniksipil.com*

Ngwi (1996) menyampaikan bahwa fungsi utama tulangan geser adalah:

1. Menahan sebagian gaya geser atas gaya geser eksternal.
2. Menahan berlanjutnya (*crack*).
3. Memegang tulangan pokok (baik tulangan desak atau tarik) agar tetap ditempatnya.
4. Membentuk sistem pengekangan "*confinement*" pada beton agar tidak retak.
5. Menahan tulangan pokok desak agar tidak "*buckling*".
6. Meningkatkan atau memelihara daktilitas potongan.

Berdasarkan SK SNI 1991 (Pasal 3.14.7) mensyaratkan pada daerah yang berpotensi mengalami sendi plastis Gambar 3.15, gaya geser yang disumbangkan oleh beton dianggap sama dengan nol. Besar geser rencana yang dapat ditahan balok adalah sebagai berikut :

$$V_u = 0,7 \cdot \frac{M_{kap.i} + M_{kap.a}}{L_n} + 1,05 \cdot (V_D + V_L) \quad (3.97)$$

Tetapi gaya geser tersebut tidak perlu lebih besar dari persamaan berikut :

$$V_u = 1,05 \cdot (V_D + V_L + \frac{4}{K} \cdot V_E) \quad (3.98)$$

dimana $M_{kap.i}$ adalah momen kapasitas diujung kiri balok, dan $M_{kap.a}$ adalah momen kapasitas diujung kanan balok, dan L_n adalah bentang bersih balok. V_D

adalah gaya geser balok akibat beban mati, V_L adalah gaya geser balok akibat beban hidup, dan V_E adalah gaya geser balok akibat beban gempa.

Gaya geser pada elemen balok ditahan oleh dua komponen yaitu beton dan baja tulangan. Dalam SK SNI 1991 (Pasal 3.4.3), menetapkan bahwa untuk kuat geser yang dapat ditahan beton sesuai persamaan :

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{b \cdot h} \quad (3.99)$$

Dimana V_c adalah kuat geser yang dapat ditahan beton, f'_c adalah mutu beton yang digunakan, b lebar penampang balok, h tinggi penampang balok.

Momen kapasitas adalah unsur utama dalam merencanakan tulangan geser balok. Hubungan antara supley gaya geser dan kebutuhan gaya geser adalah sesuai persamaan berikut:

$$V_n \geq \frac{V_u}{\phi} \quad (3.100)$$

dimana kuat geser nominal (V_n) balok merupakan gabungan antara kuat geser nominal beton (V_c) dan kuat geser nominal baja (V_s), ϕ adalah faktor reduksi kekuatan struktur yang mengalami geser. Hubungan dari kedua gaya geser tersebut, dapat ditulis dengan persamaan berikut:

$$V_c + V_n \geq \frac{V_u}{\phi} \quad (3.101)$$

Kuat geser sengkang pada daerah sendi plastis ($2h$), dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$V_{s1} \geq \frac{V_u}{\phi} \quad (3.102)$$

Gaya geser yang terjadi diluar sendi plastis ditahan oleh sengkang dan beton, yang dihitung sesuai persamaan berikut:

$$V_{s2} = \frac{V_u}{\phi} - V_{cn} \quad (3.103)$$

tetapi gaya geser yang dapat ditahan baja tidak boleh ebih besar dari persaman berikut:

$$V_{sn} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{b \cdot h} \quad (3.104)$$

dimana V_{s1} adalah kuat geser pada daerah sendi plastis, V_{s2} adalah kuat geser diluar sendi plastis. Jarak antar tulangan berdasarkan SK SNI 1991 (Pasal 3.4.5.6) adalah seperti persamaan berikut:

$$s = \frac{A_s \cdot f_y \cdot h}{V_s} \quad (3.105)$$

dimana A_s adalah jumlah kaki sengkang (minimal 2 kaki) di kalikan luas satu tulangan, s adalah jarak sengkang, dan h adalah tinggi efektif balok.

Berdasarkan SK SNI 1991 (Pasal 3.14.3.3) jarak sengkang pada daerah sendi plastis adalah:

1. $\leq 0,25$ tinggi efektif balok.
2. ≤ 8 kali diameter tulangan longitudinal terkecil.
3. ≤ 24 kali diameter tulangan sengkang.
4. ≤ 20 cm.

Untuk daerah diluar sendi plastis adalah lebih kecil atau sama dengan 0,25 tinggi efektif.

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 kuat geser perlu (V_e) berdasarkan persamaan berikut:

$$V_u = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{W_u L}{2} \quad (3.106)$$

Dimana M_{pr1} adalah kuat lentur maksimum balok sebelah kiri, M_{pr2} adalah kuat lentur maksimum balok sebelah kanan, W_u adalah pengaruh beban gravitasi, dan L adalah panjang bentang bersih balok.

Gaya geser dapat dihitung berdasarkan persamaan berikut:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (3.107)$$

dimana V_s adalah gaya geser, V_u adalah kuat geser perlu, ϕ faktor reduksi kekuatan struktur, dan V_c adalah kuat geser nominal beton. Tetapi gaya geser tersebut tidak perlu lebih besar dari persamaan berikut:

$$V_{smax} = \frac{2\sqrt{f'_c}}{3} b_w \cdot d \quad (3.108)$$

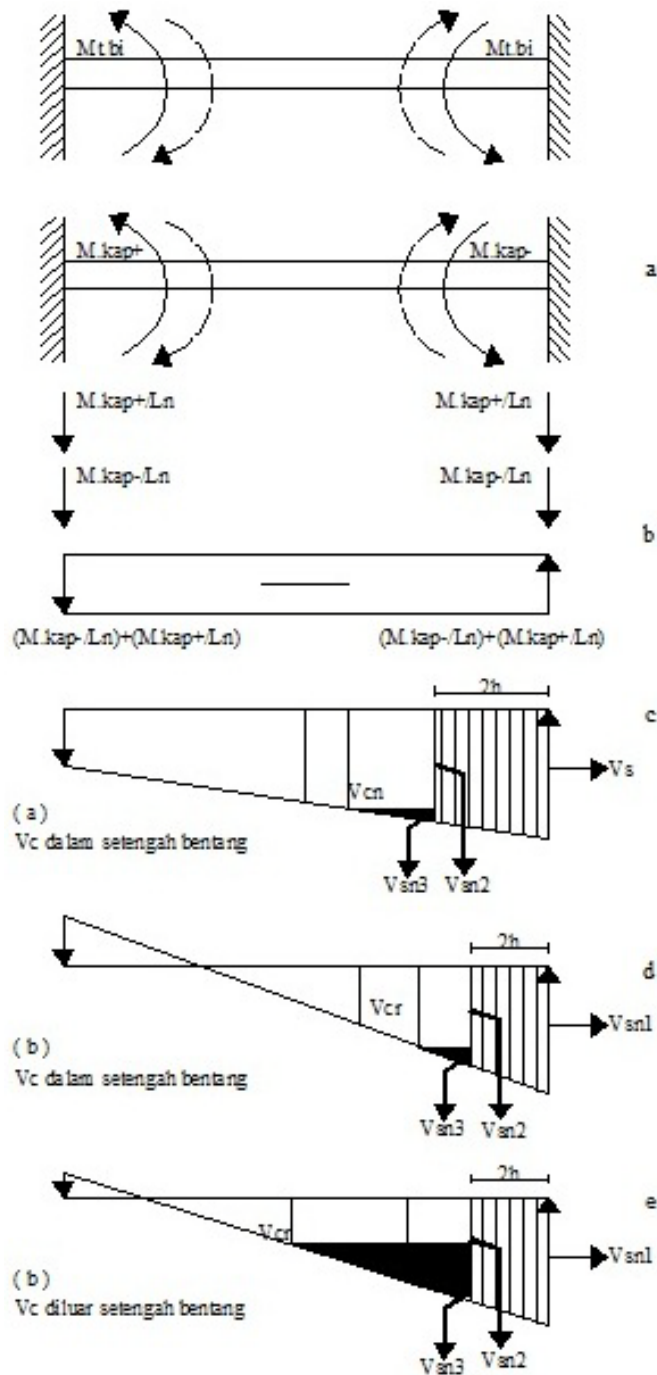
dimana (f'_c) adalah mutu beton, b_w adalah lebar penampang balok, dan d adalah tinggi penampang balok. Jarak antar tulangan berdasarkan SNI 03-2847-2012 adalah sesuai persamaan berikut:

$$s = \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

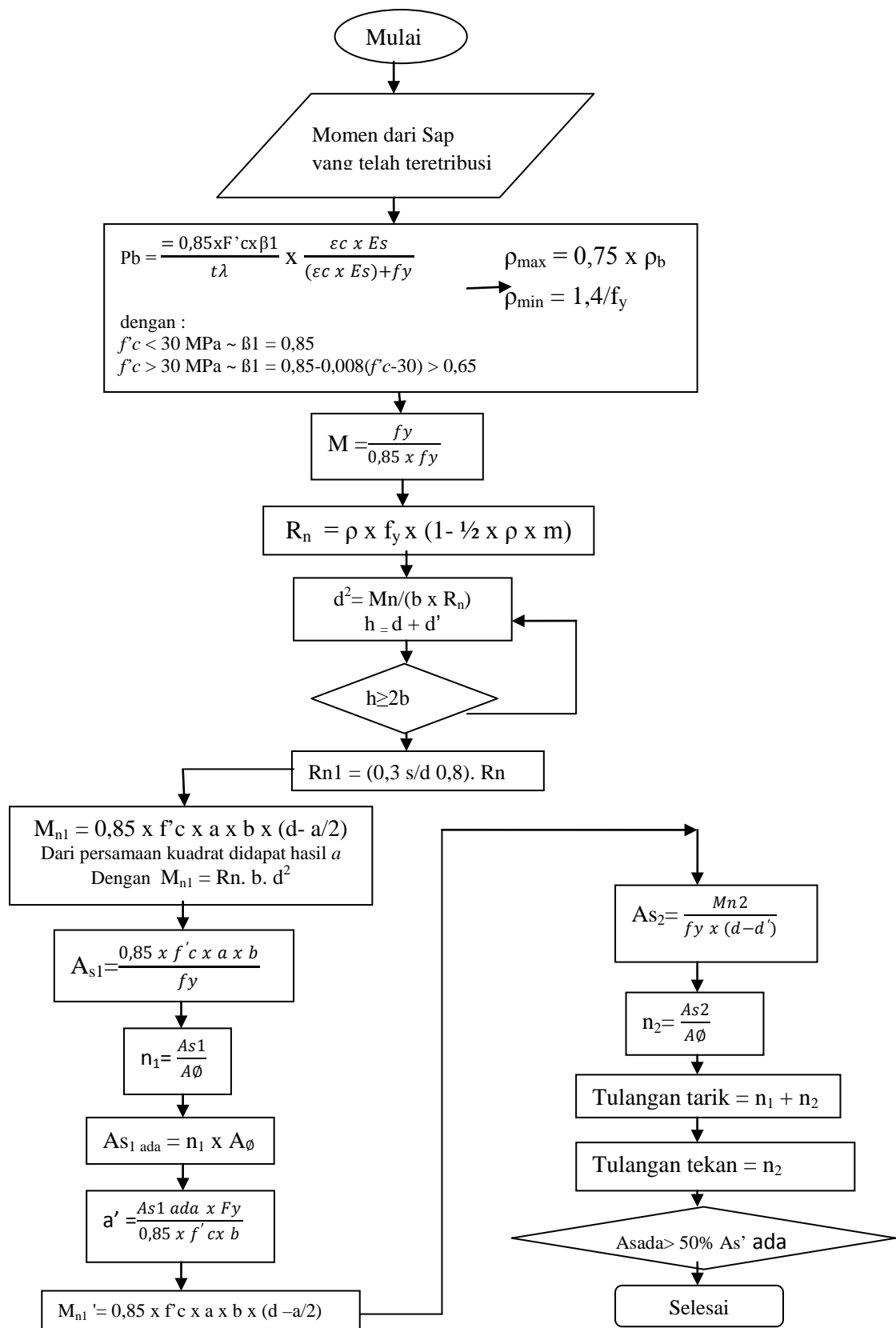
dimana A_s adalah jumlah kaki sengkang (minimal 2 kaki) di kalikan luas satu tulangan, s adalah jarak sengkang, dan d adalah tinggi efektif balok.

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 jarak sengkang pada daerah sendi plastis adalah:

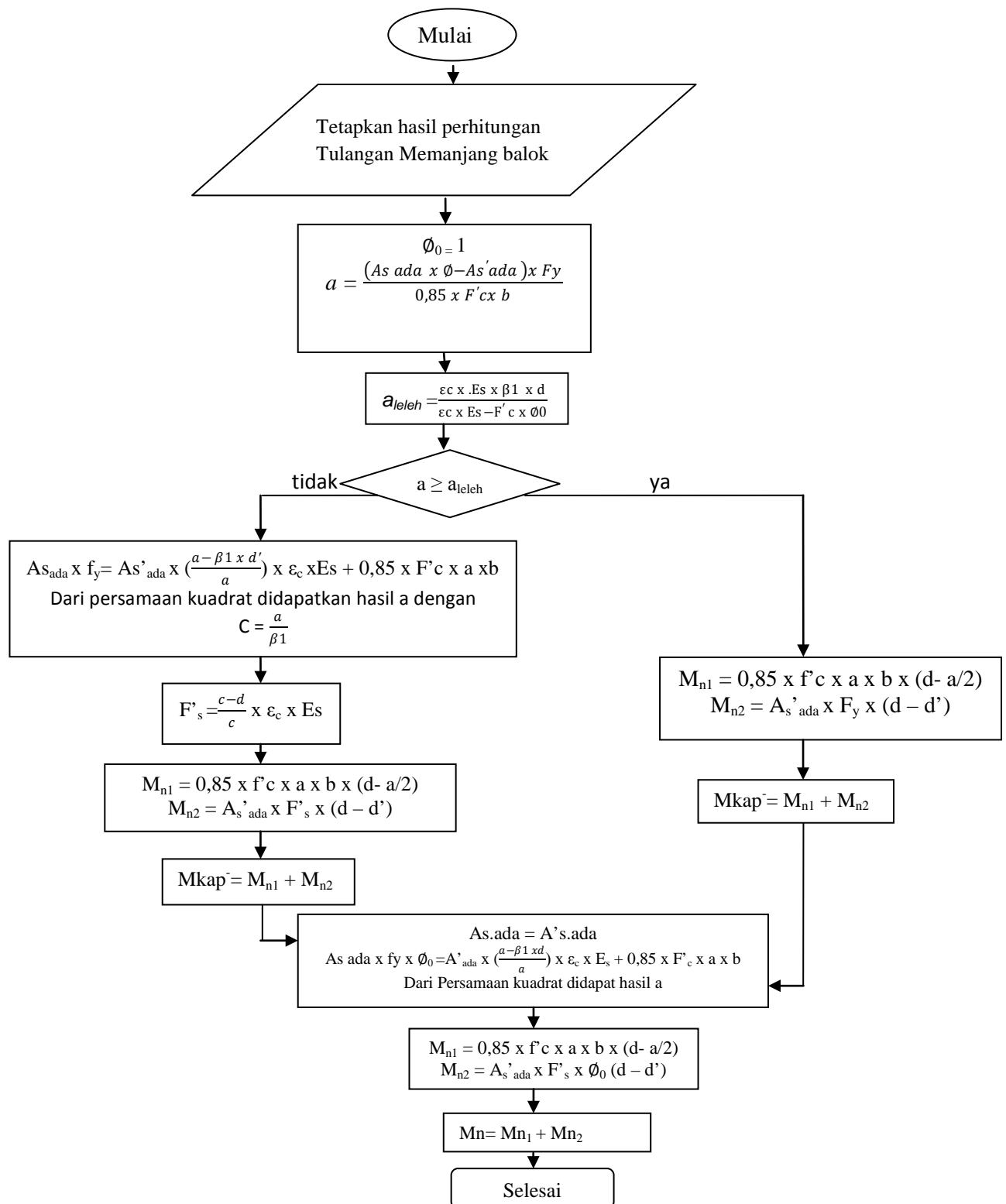
1. $\leq d/4$ dengan d adalah tinggi efektif penampang elemen lentur.
2. ≤ 8 kali diameter terkecil tulangan lentur.
3. ≤ 24 kali diameter tulangan sengkang.
4. ≤ 30 cm.



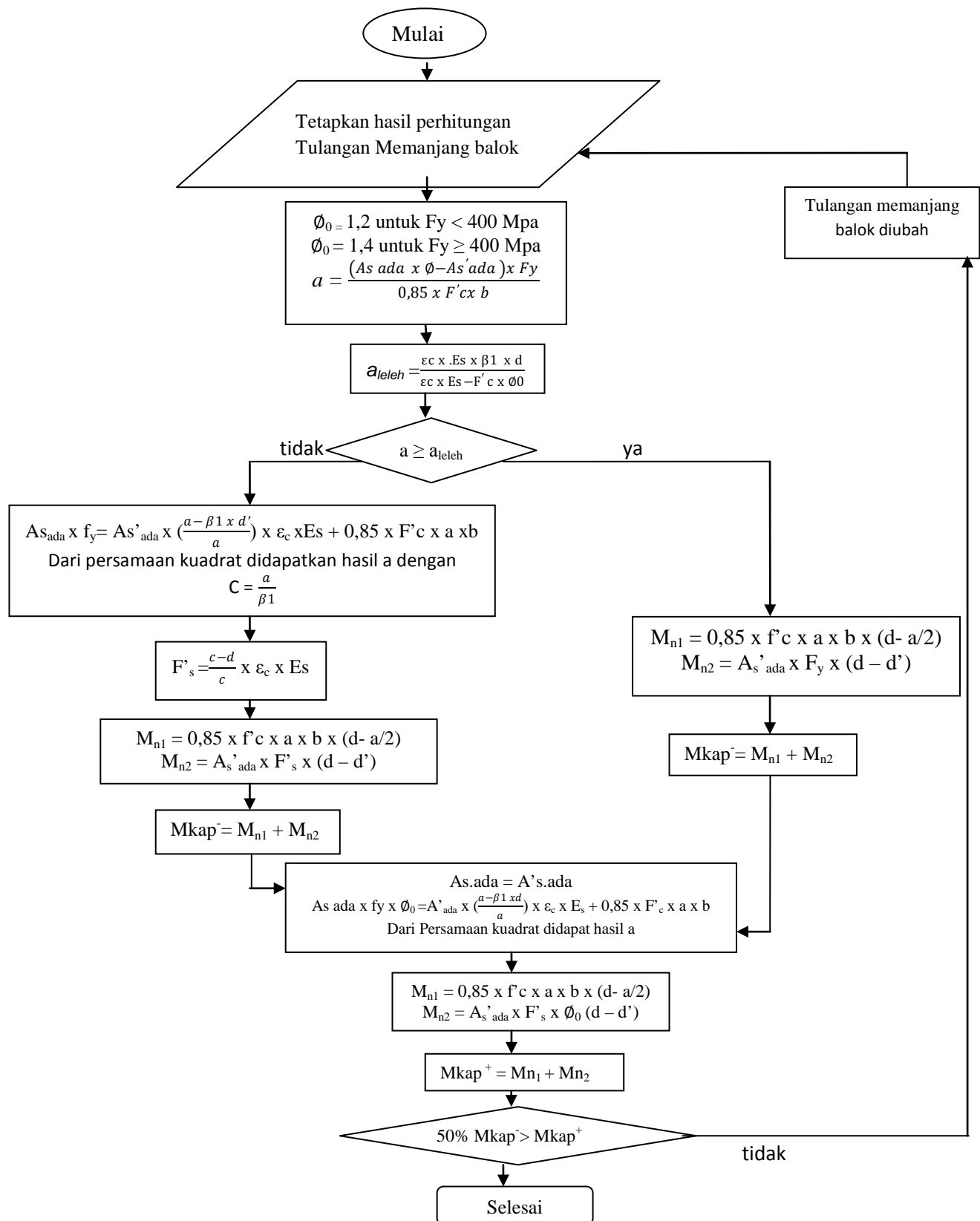
Gambar 3.15 Balok portal dengan sendi plastis dikedua ujungnya (Widodo, 2000)



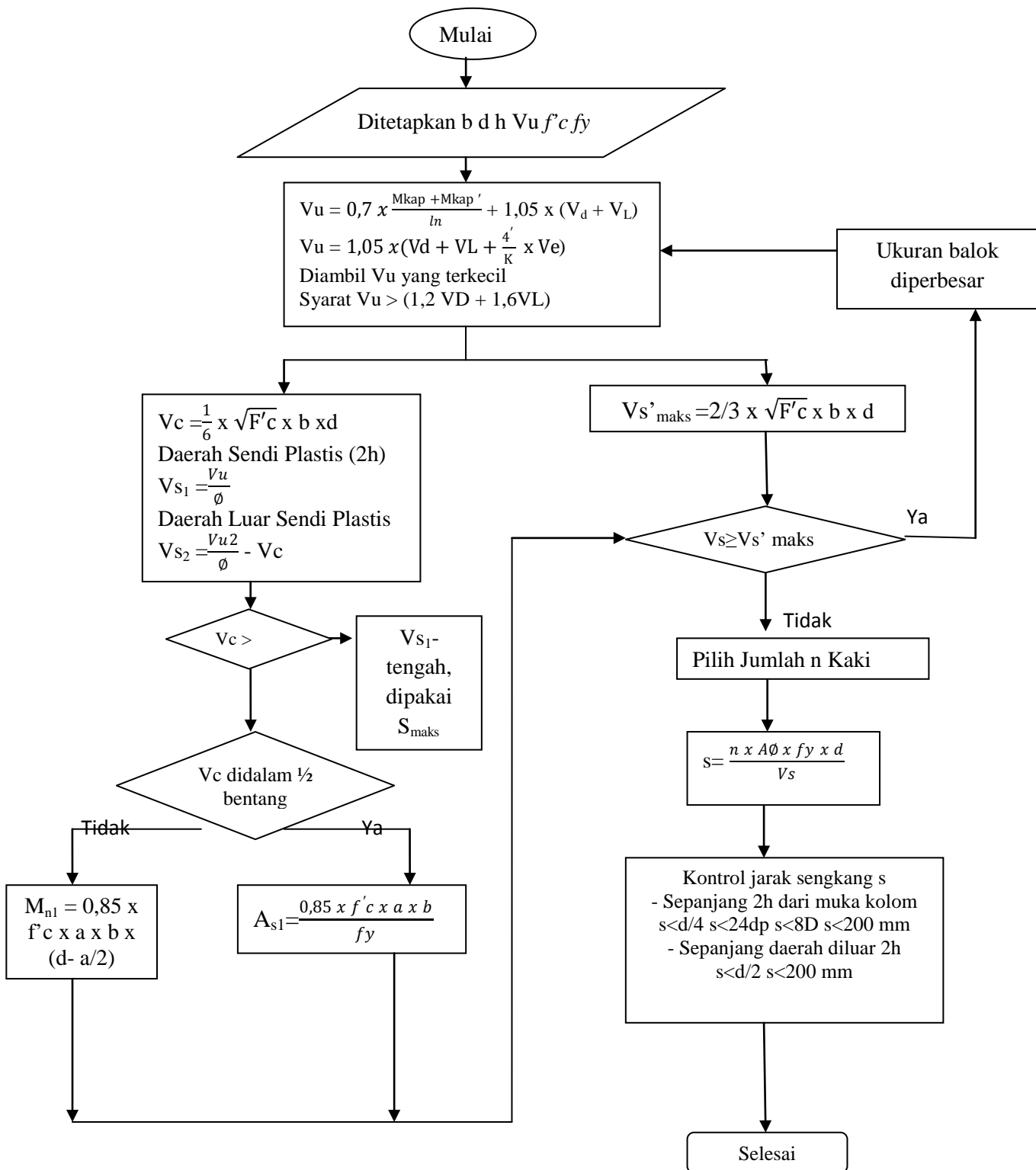
Gambar 3.16 Flow chart perhitungan balok tulangan sebelah (Widodo, 2000)



Gambar 3.17 Flow chart perhitungan momen tersedia pada balok (Widodo, 2000)



Gambar 3.18 Flow chart perhitungan momen kapasitas balok (Widodo, 2000)



Gambar 3.19 Flow chart perhitungan geser balok (Widodo, 2000)

3.12 PERENCANAAN KOLOM

Kolom adalah batang tekan vertikal yang memikul beban balok kemudian diteruskan ke pondasi. Kolom merupakan elemen struktur yang memegang peranan penting dari suatu struktur bangunan, sehingga keruntuhan pada kolom dapat menyebabkan runtuhnya lantai yang bersangkutan dan juga runtuh total seluruh struktur (Sudarmoko, 1996). Oleh karena itu perencanaan kolom terutama pada struktur tahan gempa harus diperhitungkan secara cermat.

3.12.1 Momen Rencana Kolom

Berdasarkan SK SNI 1991 untuk struktur rangka yang daktilitasnya penuh, bidang muka kolom $M_{u,k}$ harus dihitung berdasarkan terjadinya momen kapasitas balok lentur sendi plastis dibidang muka kolom. Kuat lentur kolom harus memenuhi persamaan berikut:

$$M_{u,k} = \omega \cdot a \cdot \phi \cdot (M_{kap,i} + M_{kap,a}) \quad (3.109)$$

dimana momen ultimit kolom yang didistribusikan pada kolom diatas joint dan dibawah joint, dan bentang bersih balok sebelah kiri dan kanan dengan memperhitungkan kekakuan kolom, sehingga Persamaan 3,109 dapat ditulis sebagai berikut:

$$M_{uk,i} = \frac{hk'}{hk} \cdot \omega \cdot a_a \cdot \phi \cdot \left(\frac{lb_i}{lb_i'} M_{kap,i} + \frac{lb_a}{lb_a'} M_{kap,a} \right) \quad (3.110)$$

$$M_{uk,a} = \frac{hk'}{hk} \cdot \omega \cdot a_b \cdot \phi \cdot \left(\frac{lb_i}{lb_i'} M_{kap,i} + \frac{lb_a}{lb_a'} M_{kap,a} \right) \quad (3.111)$$

dengan:

$$a_a = \frac{K_{atas}}{K_{atas} + K_{bawa\ h}} \quad (3.112)$$

$$a_b = \frac{K_{bawa\ h}}{K_{atas} + K_{bawa\ h}} \quad (3.113)$$

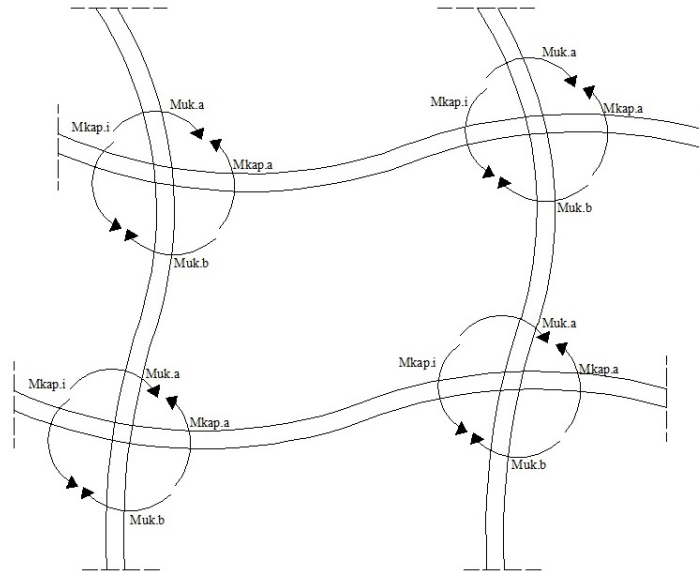
tetapi nilai M_{uk} tidak boleh lebih besar dari persamaan berikut:

$$M_{uk,max} = 1,05 (M_D + M_L + \frac{4}{k} M_E) \quad (3.114)$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 kuat lentur kolom *SCWB* dihitung berdasarkan persamaan berikut:

$$\sum M_e \geq (6/5) \sum M_g \quad (3.115)$$

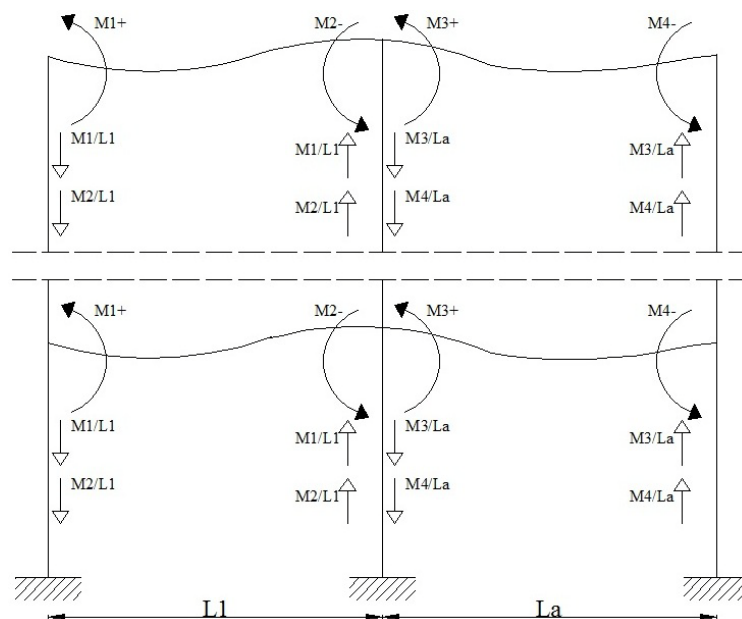
dimana $\sum M_e$ adalah M_n kolom yang merangka pada hubungan balok kolom, dan $\sum M_g$ adalah jumlah M_n balok yang merangka pada hubungan balok kolom.



Gambar 3.20 Momen lentur sendi plastis pada kedua ujung balok (Widodo, 2000)

3.12.2 Gaya Aksial Rencana Kolom

Setelah momen ultimit kolom Muk didapat, maka untuk keperluan perencanaan kolom, besaran yang harus diketahui berikutnya adalah gaya aksial yang bekerja pada kolom. Terdapat dua cara untuk menentukan gaya aksial kolom yaitu berdasarkan pada gaya lintang balok pada kondisi kapasitas (gaya lintang balok menjadi gaya aksial kolom) dan gaya aksial kolom hasil analisis struktur. Untuk membahas masalah ini dapat dilihat model struktur pada Gambar 3.21.



Gambar 3.21 Skema distribusi gaya aksial dalam satu tingkat (Widodo, 2000)

Menurut SK-SNI 1991 (Pasal 3.14.4.2.3), untuk menghitung gaya aksial kolom dapat digunakan persamaan berikut:

$$N_{u,k,I} = R_v \cdot 0,7 \sum_{i=i}^n \left(\frac{\Sigma M_{kap-}}{L_i} + \frac{\Sigma M_{kap+}}{L_a} \right) + 1,05 N_{gk} \quad (3.116)$$

namun persamaan tersebut tidak perlu lebih besar dari persamaan berikut:

$$N_{u,k,I} = 1,05 \cdot (N_g K + \frac{4}{K} N_E K) \quad (3,117)$$

dimana:

R_v adalah faktor untuk memperhitungkan kemungkinan tidak bersama – samanya kejadian sendi plastis, SK-SNI 1991 menetapkan nilai R_v adalah sebagai berikut:

$$R_v = 1 \quad \rightarrow 1 < n \leq 4$$

$$R_v = 1,1 - 0,025 n \quad \rightarrow 4 \leq n \leq 20$$

$$R_v = 0,6 \quad \rightarrow n \geq 20$$

N_{gk} adalah gaya aksial akibat beban gravitasi, dan $N_E K$ adalah gaya aksial akibat beban gempa.

Menurut SNI 03-2847-2012 diambil dari gaya aksial kolom hasil analisis struktur.

3.12.3 Desain Kolom

Desain kolom adalah menentukan dimensi kolom dan luasan tulangan yang digunakan untuk menahan gaya aksial P_n dan momen lentur M_n . Pada desain balok proses desain bersifat *unique*, artinya proses desain menempuh suatu rute dalam hanya memenuhi kebutuhan momen lentur atau hanya menggunakan satu persyaratan. Pada desain kolom, terdapat dua persyaratan yang harus dipenuhi sekaligus, maka tidak ada cara langsung yang dapat dilakukan, hal umum yang dapat dilakukan pada desain kolom adalah melakukan *trial*, yaitu mencoba ukuran kolom dan jumlah tulangan kemudian dikontrol apakah hasilnya memenuhi syarat momen lentur M_n dan gaya aksial P_n .

Secara umum desain kolom dapat dilakukan dengan cara:

1. Cara numerik, yaitu menggunakan persamaan kesetimbangan gaya- gaya
2. Cara grafis atau Diagram Interaksi $M_n - P_n$
3. Cara analitik, yaitu menggunakan rumus eksplisit (*closed form formula*).

Dalam penelitian ini, desain kolom yang digunakan adalah desain kolom cara grafis, yaitu menggunakan diagram $M_n - P_n$. Untuk tulangan memanjang disyaratkan rasio penulangan ρ_x tidak boleh kurang dari 0,01 dan boleh lebih dari 0,06 dari luas penampang kolom.

3.12.4 Diagram $M_n P_n$

Kolom pada saat menerima gaya aksial P_n maupun momen lentur M_n , akan mengalami beberapa kondisi, diantaranya adalah:

1. Kolom pendek dengan beban sentries ($P_{maks} / M_n = 0$)

Park dan Paulay (1975) mengatakan bahwa berdasarkan penelitian – penelitian terdahulu (Richard dan Brown 1943, Hognestad 1951) tegangan desak beton maksimum dapat diambil sebesar $0,85.f'_c$. Karena beban desak bersifat sentries, maka baik baja desak dan baja tarik dianggap secara bersama – sama mencapai tegangan leleh f_y .

Pada Gambar 3.22b akibat beban sentries, maka tegangan yang terjadi adalah sebagai beban merata dan tidak terjadi momen ($M_n = 0$). Berdasarkan keseimbangan gaya – gaya dalam, maka diperoleh persamaan:

$$P_{no} = C_c + C_{s1} + C_{s2} \quad (3.118)$$

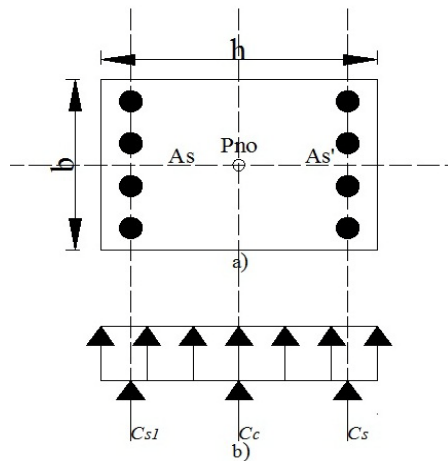
dengan:

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot h \quad (3.119)$$

$$C_{s1} = A_s \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'_c) \quad (3.120)$$

$$C_{s2} = A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'_c) \quad (3.121)$$

yang mana h adalah panjang penampang kolom, b adalah lebar penampang kolom, C_s adalah gaya desak beton, C_{s1} dan C_{s2} adalah gaya tarik dan desak baja, dan A_s adalah luasan baja yang ditarik, A_s' adalah luasan baja yang didesak, f_y adalah kuat leleh baja, dan P_{no} adalah gaya aksial nominal.



Gambar 3.22 a) Penampang kolom b) Diagram tegangan kolom (Widodo, 2000)

2. Kolom pendek dalam kondisi *balance*

Kondisi *balance* adalah kondisi dimana saat regangan beton mencapai regangan ultimit (ϵ_c) dan pada saat itu baja tarik mulai leleh. Sesuai Gambar 3.23c) maka persamaan gaya – gaya dalamnya dapat dinyatakan dalam bentuk persamaan berikut:

$$P_b = C_c + C_s - T_s \quad (3.122)$$

yang mana:

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b \quad (3.123)$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'_c) \quad (3.124)$$

$$T_s = A_s \cdot f_y \quad (3.125)$$

dimana P_b adalah gaya aksial nominal kondisi *balance*, C_s adalah gaya baja desak, T_s adalah gaya baja tarik, a adalah tinggi beton desak. Berdasarkan gambar 3.23a) dan b) maka nilai C_b dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$c_b = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s} \cdot d \quad (3.126)$$

$$a_b = \beta_1 \cdot c_b \quad (3.127)$$

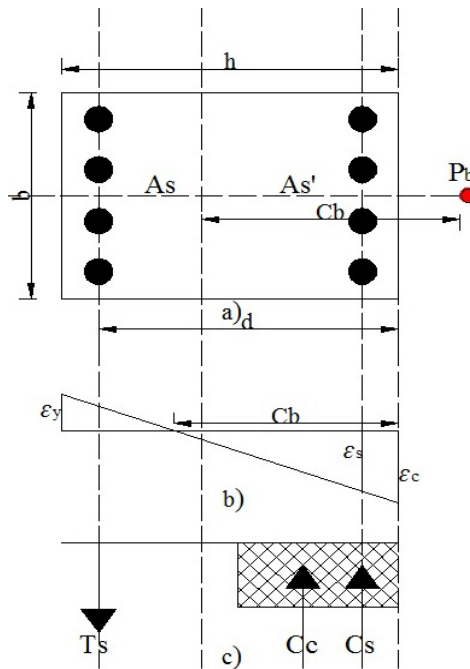
dengan mensubstitusikan Persamaan 3.123, 3.124, 3.125, ke dalam persamaan 3.122, maka nilai gaya aksial kolom kondisi *balance* dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$P_{nb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b + A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'_c) - A_s \cdot f_y \quad (3.128)$$

Momen yang dapat dikerahkan dapat dihitung dengan menjumlahkan momen gaya desak beton dan gaya baja tulangan desak terhadap gaya baja tulangan tarik sengan dengan gambar momen kopel – kopel gaya pada Gambar 3.23c) dengan persamaan berikut:

$$M_{nb} = C_c.(h/2-a/2) + C_s.(h/2-d') + T_s.(h/2-d_s) \quad (3.129)$$

dimana P_{nb} gaya aksial nominal kondisi *balance*, dan M_{nb} adalah momen nominal kondisi *balance*.



Gambar 3.23 a) Penampang kolom, b) Diagram regangan kolom, c) Gaya dalam (Widodo, 2000)

3. Kolom pendek kondisi patah desak

Kolom dengan kondisi patah desak mempunyai kriteria sebagai berikut:

- a. $P > P_b$
- b. $e < e_b$
- c. $c > c_b$

Kolom patah desa memiliki sifat baja tarik sudah leleh namun baja desak beum leleh. Sesuai Gambar 3.23c) dapat ditentukan persamaan keseimbangan gaya – gaya dalam sesuai persamaan berikut:

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad (3.130)$$

dimana:

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b \quad (3.131)$$

$$C_s = A_s' \cdot f_y \quad (3.132)$$

$$T_s = A_s \cdot \frac{d-c}{c} \cdot \epsilon_c \cdot E_s \quad (3.133)$$

dimana P_n adalah gaya aksial nominal kondisi patah desak, C_s adalah gaya baja desak, T_s adalah gaya baja tarik, a_b adalah tinggi beton desak. Dengan estimasi bahwa nilai c lebih besar dari c_b maka nilai P_n dapat dihitung dengan mensubstitusikan Persamaan 3.131, 3.132, 3.133 ke dalam Persamaan 3.130, sehingga diperoleh persamaan sebagai berikut:

$$P_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot a_b \cdot b + A_s' \cdot f_y - A_s \cdot \frac{d-c}{c} \cdot \epsilon_c \cdot E_s \quad (3.134)$$

dan nilai M_n dapat dihitung dengan menjumlahkan momen gaya desak beton, gaya baja tulangan desak, dan gaya baja tulangan tarik terhadap sumbu kolom dalam bentuk persamaan berikut:

$$M_n = C_c \cdot (h/2 - a/2) + C_s \cdot (h/2 - d') + T_s \cdot (h/2 - d_s) \quad (3.135)$$

dimana P_n gaya aksial nominal kondisi patah desak, dan M_n adalah momen nominal kondisi patah desak.

4. Kolom dalam kondisi patah tarik

Kolom dengan kondisi patah tarik memiliki kriteria berikut:

- a. $P < P_b$
- b. $e > e_b$
- c. $c < c_b$

kolom dengan kondisi patah tarik memiliki sifat baja tarik leleh tetapi baja desak belum tentu leleh, maka perlu diadakan pengecekan untuk tulangan baja desak. Sesuai Gambar 3.23c) dapat ditentukan persamaan gaya – gaya dalam yang dapat ditulis sebagai berikut:

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad (3.136)$$

dimana:

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a_b \cdot b \quad (3.137)$$

$$C_s = A_s' \cdot f_y \quad (3.138)$$

$$T_s = A_s \cdot \frac{d-c}{c} \cdot \epsilon_c \cdot E_s \quad (3.139)$$

$$\epsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \cdot \epsilon_c \quad (3.140)$$

dimana P_n adalah gaya aksial nominal kondisi patah tarik, C_s adalah gaya baja desak, T_s adalah gaya baja tarik, a_b adalah tinggi beton desak, ϵ_c adalah regangan beton, ϵ_s' adalah regangan baja desak. Bila hasil dari Persamaan 3.140 lebih besar daripada ϵ_y , maka baja desak sudah leleh sehingga nilai kuat leleh baja adalah f_y . Bila hasil dari Persamaan 3.140 lebih kecil dari pada ϵ_y , maka baja desak belum leleh sehingga kuat leleh baja desak ditentukan dengan persamaan berikut:

$$f_s' = \frac{c-d'}{c} \cdot \epsilon_c \cdot E_s \quad (3.141)$$

Dengan estimasi bahwa nilai c lebih kecil dari c_b maka nilai P_n dapat dihitung dengan mensubstitusikan Persamaan 3.137, 3.138, 3.139 ke dalam Persamaan 3.136, sehingga diperoleh persamaan sebagai berikut:

$$P_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot a_b \cdot b + A_s' \cdot f_y - A_s \cdot f_y \quad (3.142)$$

dan nilai M_n sesuai persamaan berikut:

$$M_n = C_c \cdot (h/2 - a/2) + C_s \cdot (h/2 - d') + T_s \cdot (h/2 - d_s) \quad (3.143)$$

5. Kolom kondisi lentur murni ($P_n = 0$)

Kolom dalam kondisi lentur murni mengalami baja desak belum leleh dan kolom tidak menerima gaya aksial ($P_n = 0$) sehingga analisis kolom sama seperti analisis balok dengan mengasumsikan baja desak belum leleh. Berdasarkan Gambar 3.23c) dapat ditentukan persamaan gaya – gaya keseimbangan sesuai persamaan berikut:

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 0 \quad (3.144)$$

dimana:

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a_b \cdot b \quad (3.145)$$

$$C_s = A_s' \cdot f_y \quad (3.146)$$

$$T_s = A_s \cdot f_y \quad (3.147)$$

$$\epsilon_s' = \frac{c - \beta_1 \cdot d'}{c} \cdot \epsilon_c \quad (3.148)$$

dimana P_n adalah gaya aksial nominal kondisi lentur murni, C_s adalah gaya baja desak, T_s adalah gaya baja tarik, a_b adalah tinggi beton desak, ϵ_c adalah regangan beton, ϵ_s' adalah regangan baja desak. Nilai a diperoleh dari

persamaan kuadrat hasil substitusi Persamaan 3.145, 3.146, 3.147, ke dalam Persamaan 3.144. Nilai c dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$c = \beta_1 \cdot a \quad (3.149)$$

nilai c digunakan untuk mengontrol keadaan baja desak, bila hasil Persamaan 3.144 lebih besar dari ϵ_y , maka baja desak sudah leleh sehingga nilai kuat baja desak adalah f_y . Bila hasil hasil Persamaan 3.149 lebih besar kecil dari ϵ_y , maka baja desak belum leleh sehingga nilai kuat baja desak adalah sesuai persamaan berikut:

$$f_s' = \frac{c-d'}{c} \cdot \epsilon_c \cdot E_s \quad (3.150)$$

Baja desak pada kolom diabaikan sehingga $P_n = 0$, dan nilai M_n sesuai persamaan berikut:

$$M_n = C_c \cdot (d-a/2) + T_s \cdot (d - d') \quad (3.151)$$

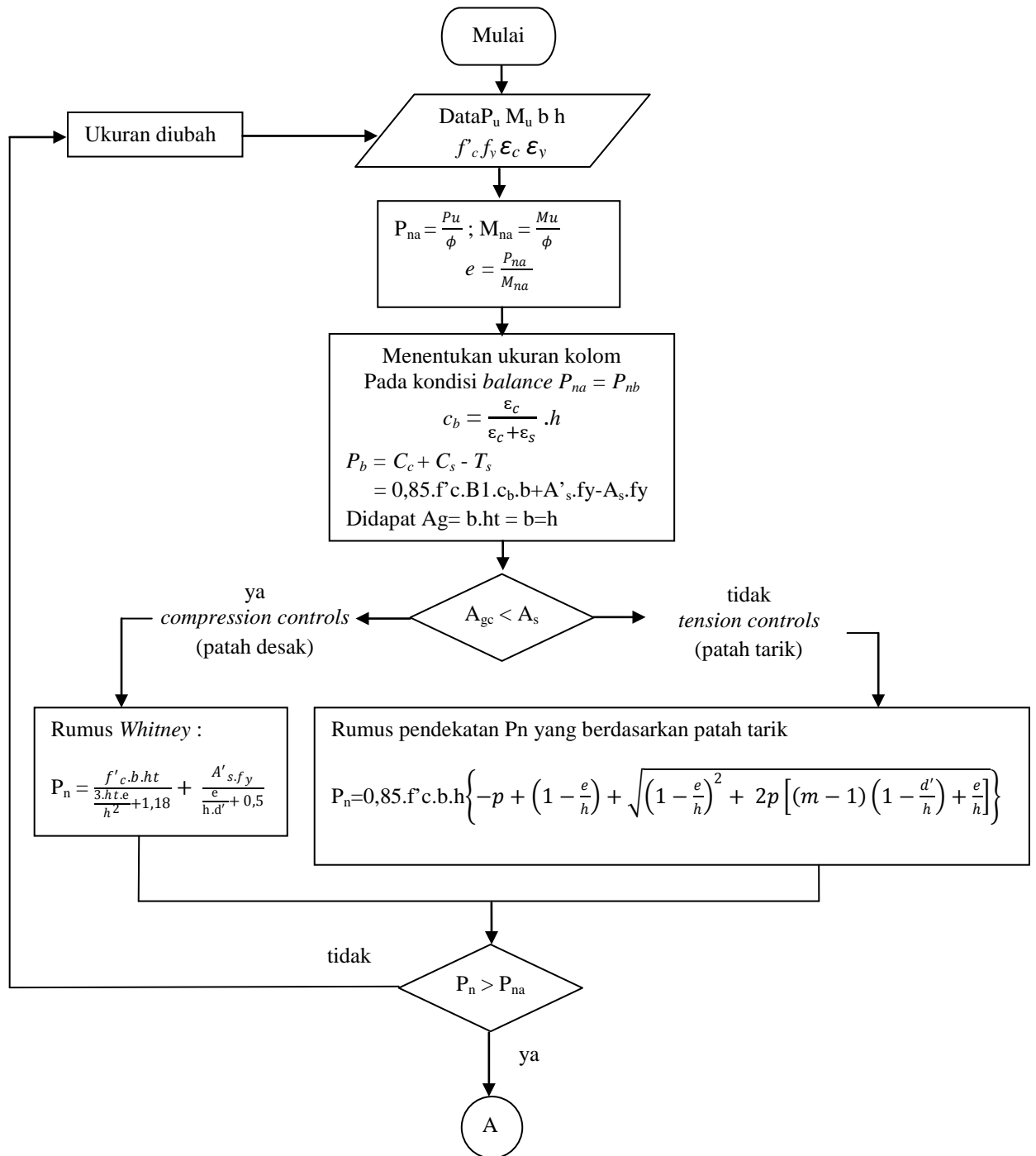
6. Kondisi tarik murni (P_t)

Kondisi ini adalah kondisi dimana beban yang terjadi hanyalah beban aksial tarik murni, yang dapat dihitung dengan persamaan berikut:

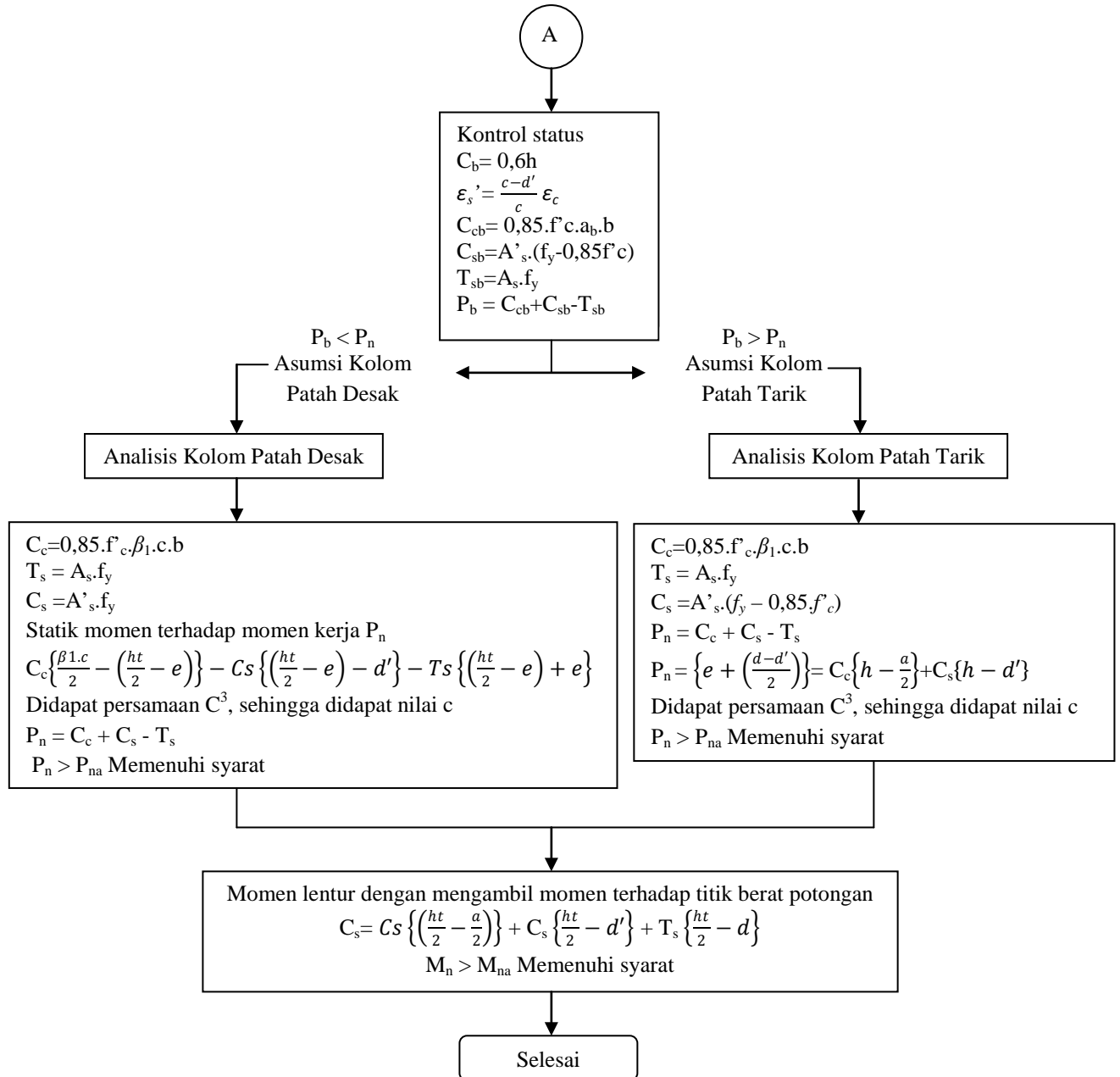
$$P_t = - (A_s + A_s') \cdot f_y \quad (3.152)$$

dimana:

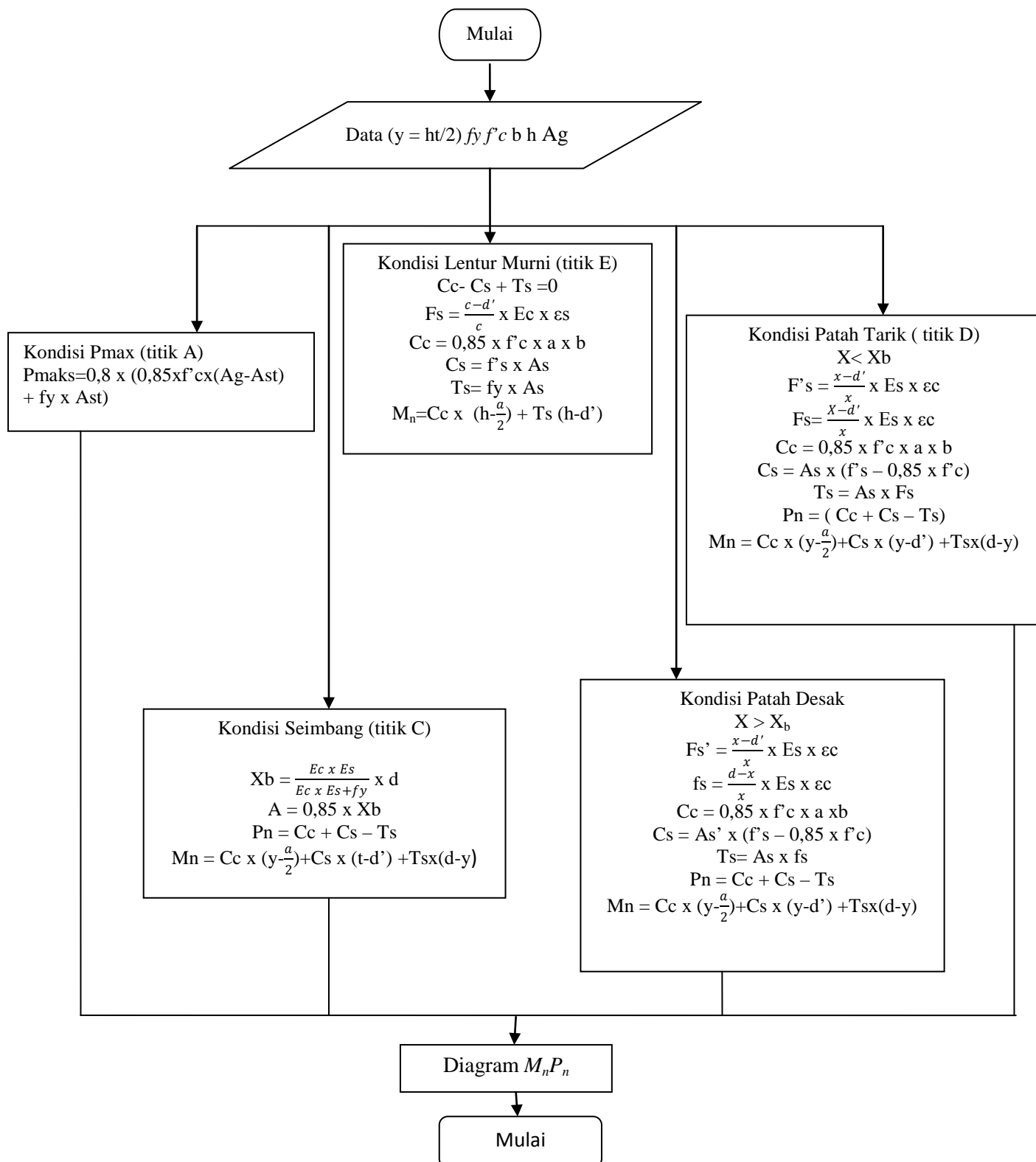
P_t adalah kondisi tarik murni, dan f_y adalah kuat leleh baja. Nilai $M_n = 0$.



Gambar 3.24 Flow chart penulangan kolom bagian I (Widodo, 2000)



Gambar 3.25 *Flow chart* penulangan kolom bagian II (Widodo, 2000)



Gambar 3.26 Flow chart diagram interaksi M_n - P_n (Widodo, 2000)

3.12.5 Gaya Geser Kolom

Setelah mendesain tulangan lentur kolom, maka tahapan selanjutnya adalah mendesain tulangan geser kolom atau sengkang kolom. Pada elemen yang selain momen lentur tetapi juga ada gaya aksial yang ada pada kolom, maka peran atau fungsi tulangan sengkang sangatlah penting. Diantara utama fungsi tulangan sengkang adalah sebagai berikut:

1. Sengkang sebagai penahan gaya geser

Sebagaimana balok yang memiliki gaya geser, kolom juga mempunyai gaya geser yang hampir sama. Pada balok gaya geser yang terjadi akibat beban gravitasi dan momen ujung, maka pada kolom gaya geser yang terjadi akibat momen ujung saja.

2. Sengkang sebagai *confinement*

Confinement yang dimaksud adalah sebagai pengekang agar gaya aksial kolom tetap menyatu sehingga tidak pecah saat meniram gaya aksial. Akibat gaya aksial, kolom disatu sisi akan mengalami pemendekan tetapi disisi lain kolom akan mengembang kearah samping, dalam hal ini tugas sengkang adalah mengekang kolom agar betonnya tidak pecah.

3. Sengkang sebagai penahan *buckling*

Pada saat beton mengelupas / *spalling* maka baja tulangan berkemungkinan lepas dengan betonnya. Pada kondisi tersebut baja tulangan akan berubah fungsi menjadi baja desak yang rawan terhadap bahaya tekuk / *buckling*. Menurut teori kesetabilan, bahaya tekuk dipengaruhi oleh kelangsingan. Pada sengkang kolom kelangsingan tulangan pokok akan tergantung pada diameter tulangan pokok dan jarak sengkang s .

4. Sengkang sebagai pengikat tulangan pokok

Fungsi ini adalah fungsi yang teknis dan paling praktis, yaitu untuk mengikat tulangan pokok kolom agar tempat, jarak dan posisinya berada pada kondisi yang benar. Selain itu fungsi sengkang membuat pemasangan tulangan menjadi rapi.

Berdasarkan SK SNI T-15-1991-03, pasal 3.14.7.2 gaya geser rencana kolom ($V_{u,k}$) merupakan nilai terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,ka} M_{u,kb}}{h'_k} \quad (3.153)$$

$$V_{u,k} = 1,05 (V_{D,K} + V_{L,K} \pm \frac{4}{k} V_{E,K}) \quad (3.154)$$

Untuk gaya geser kolom dapat dihitung dengan persamaan:

$$V_{u,k.dasar} = \frac{M_{u,ka} \cdot M_{c,kap}}{h'_k} \quad (3.155)$$

dengan V_u adalah gaya geser terfaktor, $M_{u,ka}$ adalah momen ultimit kolom atas, $M_{u,kb}$ adalah momen ultimit kolom bawah, $V_{D,K}$ adalah gaya geser kolom akibat beban mati, $V_{L,K}$ adalah gaya geser kolom akibat beban hidup, $V_{E,K}$ adalah gaya geser kolom akibat beban gempa, $M_{c,kap}$ adalah momen kapasitas kolom yang dihitung berdasarkan persamaan:

$$M_{c,kap} = \frac{M_{u,kb}}{\phi} \cdot \phi_o \quad (3.156)$$

dimana ϕ adalah faktor kuat lebih (*overstrength factor*).

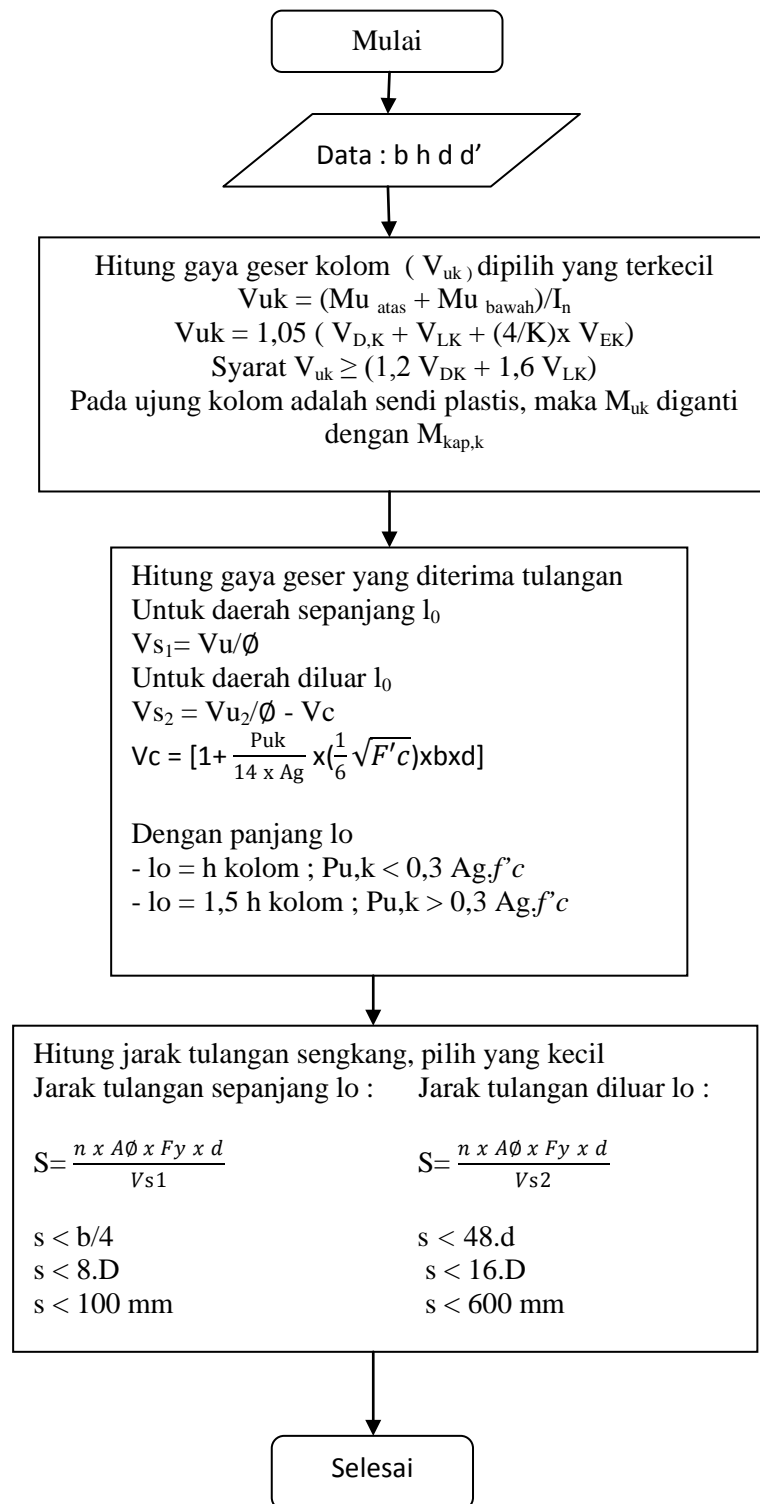
Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.4(1) tulangan geser kolom dapat dihitung berdasarkan persamaan berikut:

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{h_c f'_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \quad (3.157)$$

atau

$$A_{sh} = \frac{0,09 s h_c f'_c}{f_{yh}} \quad (3.158)$$

dimana h_c adalah penampang inti beton yang terkekang, A_{ch} adalah luas penampang inti beton. Dari Persamaan 3.157 dan 3.158 diambil nilai yang terbesar dalam perhitungan geser kolom.

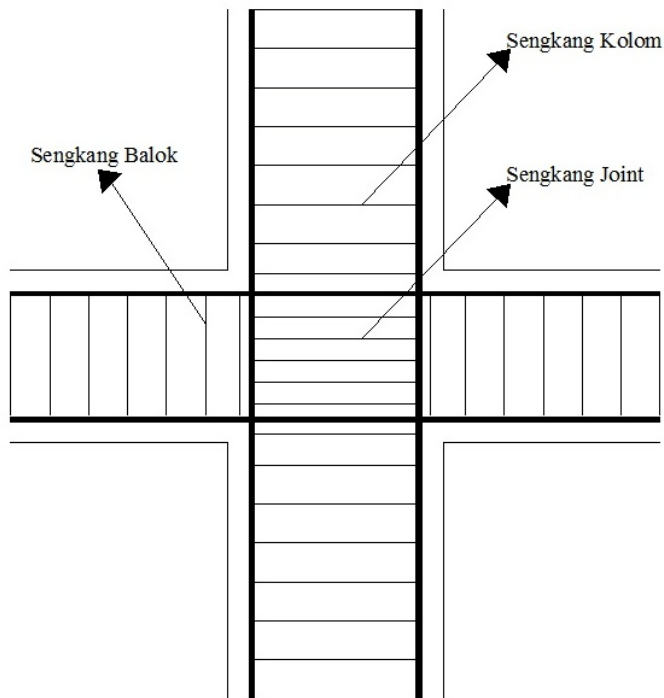


Gambar 3.27 Flow chart penulangan geser kolom (Widodo, 2000)

3.12.6 Hubungan Pertemuan Balok Kolom (*Beam Column Joint*)

Beam column joint adalah penghubung antara balok dan kolom. Pada analisis struktur joint diperbolehkan berotasi tetapi joint harus tetap elastik (tidak rusak) sehingga mampu menghubungkan balok dan kolom hingga tetap siku.

Panel pertemuan antara balok dan kolom harus didesain dengan teliti sehingga memenuhi persyaratan kuat geser horizontal perlu dan kuat geser vertikal perlu yang berhubungan dengan sendi plastis dan momen kapasitas di kedua ujung balok yang bertemu pada kolom. Gaya – gaya yang terjadi pada *joint* harus memenuhi syarat kesetimbangan yang dapat dijelaskan pada Gambar 3.28.



Gambar 3.28 Hubungan balok kolom

Berdasarkan SK SNI 1991 Gambar 3.28 dapat hitung dengan persamaan berikut:

$$T_{si} = C_{ci} = \frac{0,7.M_{kap,i}}{Z_i} \quad (3.159)$$

$$T_{sa} = C_{ca} = \frac{0,7.M_{kap,a}}{Z_a} \quad (3.160)$$

dimana gaya desak beton kiri C_{ci} , gaya desak beton kanan C_{ca} , serta gaya tulangan tarik kiri T_{si} , dan gaya tulangan tarik kanan adalah T_{sa} , $M_{kap,a}$ dan $M_{kap,i}$ adalah momen kapasitas balok kanan dan kiri, Z_a dan Z_i adalah lengan momen

gaya desak beton ke gaya tulangan tarik kanan dan kiri *joint*. Berdasarkan gambar 3.28 maka gaya geser kolom dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$V_{col} = \frac{0,7 \left[\frac{L_{ba}}{L_{na}} M_{kap,a} + \frac{L_{bi}}{L_{ni}} M_{kap,i} \right]}{0,5 \cdot (h_a + h_b)} \quad (3.161)$$

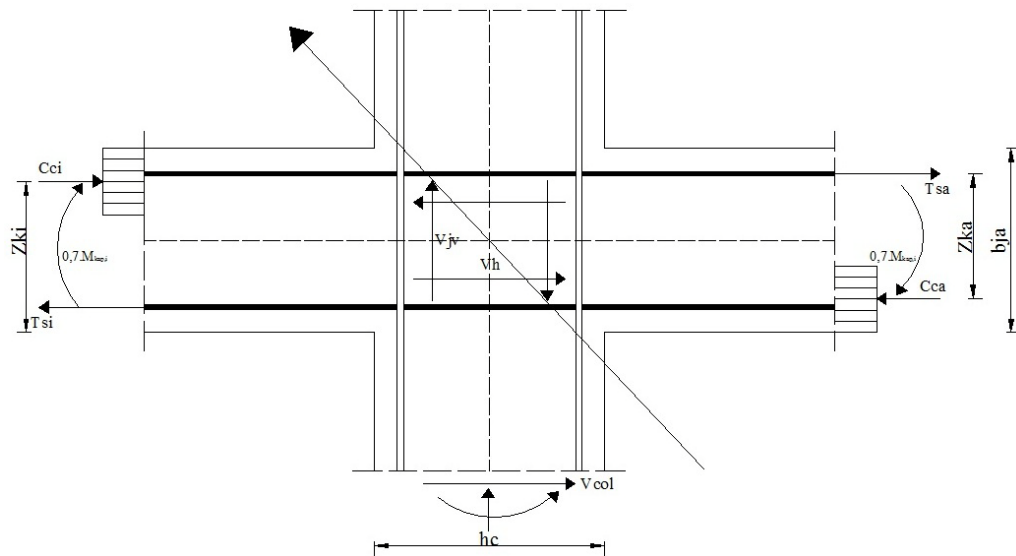
gaya geser horizontal nominal *joint* dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$V_{jh} = C_{ci} + T_{sa} - V_{col} \quad (3.162)$$

dimana L_{ba} adalah panjang bersih balok kanan *joint*, L_{bi} adalah panjang bersih balok kiri *joint*, V_{jh} gaya geser horizontal *joint*. Gaya geser vertikal *joint* dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$V_{jv} = \frac{h_b}{h_c} \cdot V_{jh} \quad (3.163)$$

dimana h_b adalah tinggi efektif titik buhul balok kiri dan kanan *joint*, h_c tinggi kolom, V_{jv} adalah gaya geser vertikal *joint*, V_{jh} adalah gaya geser horizontal *joint*.



Gambar 3.29 Panel pertemuan balok dan kolom dalam kondisi plastis

Kontrol tegangan maksimum *joint* dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$\tau_{jh} = \frac{V_{jh}}{h_c b_c} < 1,5 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (3.164)$$

jika batas maksimum tegangan dalam Persamaan 3.164 tidak terpenuhi, maka ukuran *joint* harus diperbesar. Gaya geser *joint* belum tentu aman jika hanya ditahan oleh beton, kelebihan gaya geser yang tidak ditahan oleh beton akan dilimpahkan pada tulangan geser *joint* baik tulangan horisontal maupun vertikal.

1. Tulangan geser horisontal

Gempa yang sifatnya bolak – balik akan membuat balok ditepi muka kolom akan menjadi rusak dan kerusakan akan semakin besar akibat sendi plastis, maka diperlukan sengkang pada *joint* arah horizontal. Berikut Persamaan 3.165 dan 3.166 yang merupakan ketentuan untuk menghitung gaya geser yang dapat disumbangkan oleh beton:

$$V_{ch} = 0 \text{ bila } \frac{N_{u,k}}{A_s} < 0,1 \quad (3.165)$$

$$V_{ch} = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{N_{u,k}}{A_g} - 0,1 \cdot f'_c \cdot b_j \cdot h_c} \text{ bila } \frac{N_{u,k}}{A_g} > 0,1 \quad (3.166)$$

sedangkan kuat geser yang harus ditahan sengkang adalah sebagai berikut:

$$V_{sh} = V_{jh} - V_{ch} \quad (3.167)$$

luas tulangan sengkang yang dibutuhkan dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$A_s = \frac{V_{sh}}{f_y \text{ sengkang}} \quad (3.168)$$

yang mana V_{ch} adalah gaya geser yang dihasilkan beton, $N_{u,k}$ adalah gaya aksial pada *joint* yang ditinjau, V_{sh} adalah gaya geser yang ditahan oleh sengkang, dan A_s adalah luas tulangan sengkang.

2. Tulangan geser vertikal

Tulangan pokok vertikal yang diteruskan ke *joint* akan berfungsi untuk menahan gaya geser pada *joint*. Kuat geser vertikal yang dapat dikerahkan oleh tulangan vertikal dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$V_{sv} = V_{jv} - V_{cv} \quad (3.169)$$

$$V_{cv} = 0 \text{ (untuk ujung kolom lantai dasar)} \quad (3.170)$$

$$V_{cv} = V_{jh} \cdot \frac{A_{s'k}}{A_s} \left[0,6 + \frac{N_{u,k}}{A_g \cdot f'_c} \right] \quad (3.171)$$

luas tulangan vertikal yang dibutuhkan dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$A_{sv} = \frac{V_{sv}}{f_y} \quad (3.172)$$

yang mana V_{sv} adalah gaya geser yang harus ditanggung oleh tulangan *intermediate*, $A_{s'k}$ adalah luas tulangan tekan beton, A_{sv} adalah luas tulangan tarik kolom, A_g adalah luas penampang kolom.

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 hubungan balok kolom dengan persamaan berikut:

$$M_e = DF.(M_{pr1} + M_{pr2}) \quad (3.173)$$

dimana DF adalah kekakuan kolom atas dan kolom bawah, M_{pr1} momen problem kiri, M_{pr2} momen problem kanan. Geser yang terjadi pada kolom atas HBK berdasarkan persamaan berikut:

$$V_{sway} = (M_{e,a} + M_{e,b})/h_k \quad (3.174)$$

dimana V_{sway} adalah geser kolom atas, dan h_k adalah tinggi kolom. Kemudian adalah menghitung gaya tarik dan gaya tekan yang bekerja pada tulangan di sebelah kanan dan kiri HBK berdasarkan persamaan berikut:

$$T_1 = T_2 = 1,25.A_s f_y \quad (3.175)$$

$$C_1 = C_2 = T_1 = T_2 \quad (3.176)$$

dimana T_1 dan T_2 adalah gaya tarik yang bekerja pada tulangan sebelah kiri dan kanan HBK, C_1 dan C_2 adalah gaya desak yang bekerja pada tulangan disebalah kanan dan kiri HBK, dan A_s adalah luas tulangan balok. Setelah itu menghitung kuat geser berdasarkan persamaan berikut:

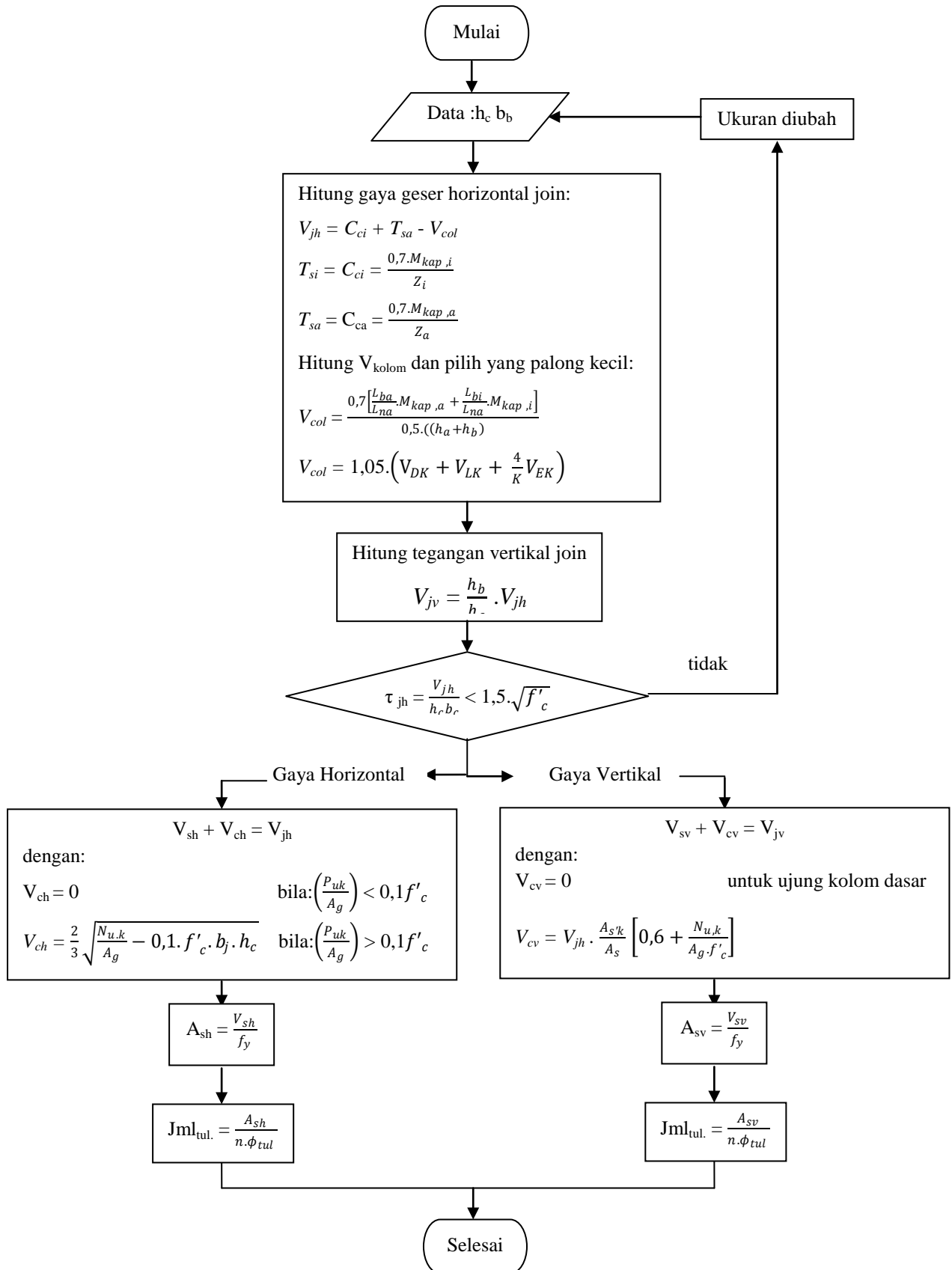
$$V_u = V_{sway} - T_1 - T_2 \quad (3.177)$$

dimana V_u adalah kuat geser HBK. Selanjutnya adalah menghitung kuat geser nominal berdasarkan persamaan berikut:

$$V_n = 1,7 \sqrt{f'_c} A_j \quad (3.178)$$

$$\phi V_n = 0,8.V_n \quad (3.179)$$

dimana ϕV_n adalah kuat geser nominal, f'_c adalah mutu beton, dan A_j luas efektif hubungan balok kolom.



Gambar 3.30 flow chart penulangan beam column joint (Widodo, 2000)

3.13 PERENCANAAN PONDASI

Pondasi merupakan bagian dari struktur gedung yang meneruskan gaya – gaya yang bekerja pada struktur atas ke tanah, dan juga menahan momen yang bekerja pada kolom. Pada desain pondasi dalam tugas akhir ini, digunakan pondasi dalam yang didapat pada hasil analisis struktur. Tahapan perencanaan adalah penentuan gaya – gaya dalam yang terjadi pada kolom, perencanaan dimensi pondasi, kontrol kuat geser, perencanaan penulangan, dan perhitungan kuat dukung rencana.

3.13.1 Penentuan Gaya – gaya Dalam Kolom

Gaya – gaya dalam kolom yang didapat dari hasil analisis struktur. Gaya dalam yang diambil akibat kombinasi beban gravitasi, gaya dalam akibat kombinasi beban gempa dan akibat terjadinya sendi plastis pertemuan kolom dan *pilecap*.

Berdasarkan SK SNI 1991 gaya aksial kolom akibat beban gravitasi diambil berdasarkan kombinasi beban 1,2D + 1,6L, dan akibat kombinasi beban gempa yaitu 1,05D + 1,05L + 1,05E. Berdasarkan SNI 03-2847-2012 gaya aksial kolom akibat beban gravitasi diambil berdasarkan kombinasi beban 1,2D + 1,6L, dan akibat kombinasi beban gempa yaitu 1,05D + 1,05L + 1,05E.

3.13.2 Penentuan Pondasi Tiang Pancang

Penentuan jumlah tiang pancang ditentukan dengan cara *trial* hingga mendapatkan konfigurasi jumlah tiang yang tepat. Q_{ult} berdasarkan *mayerhoof* adalah berdasarkan persamaan berikut:

$$Q_{ult} = 40.N_b.A_p + 0,2.N.A_s \quad (3.180)$$

dengan :

Q_{ult} = Daya dukung tiang

N_b = Hasil *NSPT* ujung tiang

A_p = Luas tiang

N = Nilai rata – rata *NSPT* sepanjang tiang

A_s = Luas selimut tiang

$$Q_{all} = Q_{ult} / SF \quad (3.181)$$

$$N_{\text{tiang}} = P_{\text{kerja}} / Q_{\text{all}} \quad (3.182)$$

Setelah ditentukan jumlah tiang selanjutnya dapat dihitung efisiensi tiang dengan

Persamaan 3.160 berdasarkan *Converse – Laberre Formula* :

$$E_s = 1 - \arctg \frac{d}{s} \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n} \right) \quad (3.183)$$

dengan :

E_s = efisiensi tiang

d = diameter tiang

s = jarak antar tiang

n = jumlah baris dalam konfigurasi tiang

m = jumlah tiang dalam sebaris.

Setelah mendapatkan konfigurasi tiang, tahapan selanjutnya menghitung beban layanan yang diterima oleh kelompok tiang.

$$\sum P = P + \text{berat tanah urug} \quad (3.184)$$

$$\sum P_b = 1,05 \sum P \quad (3.185)$$

Beban pada konfigurasi tiang dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$P = \frac{\sum Pn}{n} \pm \frac{M_{u,x} Y_{\max}}{n_x \sum Y^2} \pm \frac{M_{u,y} X_{\max}}{n_x \sum X^2} \quad (3.186)$$

3.13.3 Kontrol Terhadap Geser Satu Arah (sejauh d)

$$d = p_b - 0,5 \phi_{\text{tul}} \quad (3.187)$$

$$V_u = \sum n.P_{\max} \quad (3.188)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} . b . d \quad (3.189)$$

$$\phi V_c \geq V_u \quad (3.190)$$

3.13.4 Kontrol Terhadap Geser Dua Arah (sejauh $d/2$)

$$V_b = \sum n.P \quad (3.191)$$

$$b_o = 2.(h_c + d) + 2(bc + d) \quad (3.192)$$

$$\beta_o = \frac{1}{0,85} = 1,18 \quad (3.193)$$

kemudian diambil nilai V_c terkecil dari persamaan berikut:

$$V_c = \left(1 + \frac{1}{\beta_o} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) . b_o . d \quad (3.194)$$

$$V_c = 0,33 \sqrt{f'_c} . b_o . d \quad (3.195)$$

$$\phi V_c \geq V_u \quad (3.196)$$

dengan:

p_b = tebal penutup beton

β = konstanta yang merupakan kuat tekan beton

V_c = kuat geser beton

V_u = kuat geser ultimit

bc = lebar kolom

hc = panjang kolom

3.13.5 Penulangan Lentur

1. Menentukan $M_u = P_{max} \cdot d$ (3.197)

dengan:

d = jarak muka kolom ketiang yang ditinjau

P_{max} = gaya maksimum tiang pancang

2. Menentukan ρ

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.198)$$

$$c_b = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + f_y/E_s} \cdot h \quad (3.199)$$

$$a_b = 0,85 \cdot c_b \quad (3.200)$$

$$p_b = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y \cdot h} \cdot a_b \quad (3.201)$$

$$\rho_{max} = 0,75 p_b \quad (3.202)$$

3. Perhitungan tulangan

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b d^2} \quad (3.203)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} \quad (3.204)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n \cdot m}{f_y}} \right] \quad (3.205)$$

bila $\rho_{perlu} > \rho_{min}$ dan $\rho_{perlu} > \rho_{max}$; $\rho_{pakai} = \rho_{perlu}$

bila $\rho_{perlu} < \rho_{min}$; $\rho_{pakai} = \rho_{min}$

$$A_{sperlu} = \rho_{pakai} \cdot b \cdot d \quad (3.206)$$

4. Perhitungan jarak tulangan

$$S = \frac{A_\phi \cdot 1000}{A_{sperlu}} \quad (3.207)$$

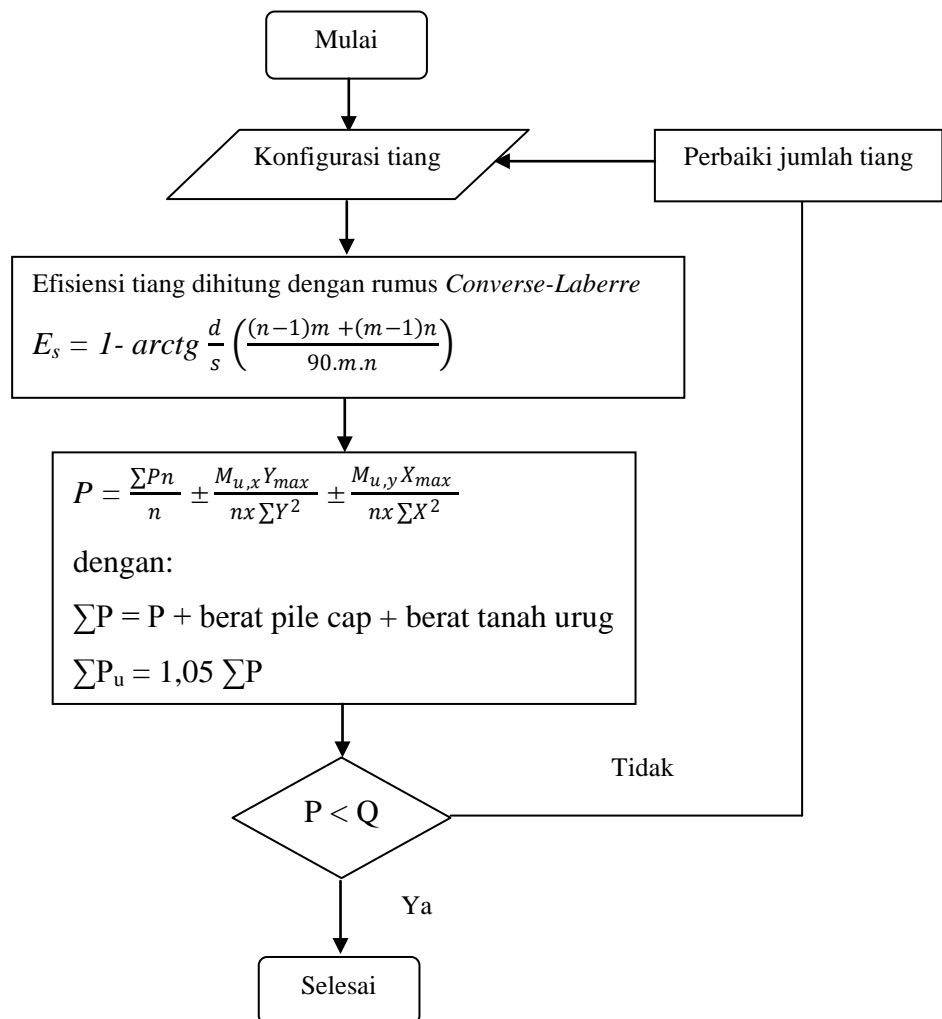
$$A_{sada} = \frac{A_{\phi} \cdot 1000}{S_{pakai}} > A_{sperlu} \quad (3.208)$$

3.13.6 Cek Kapasitas Lentur

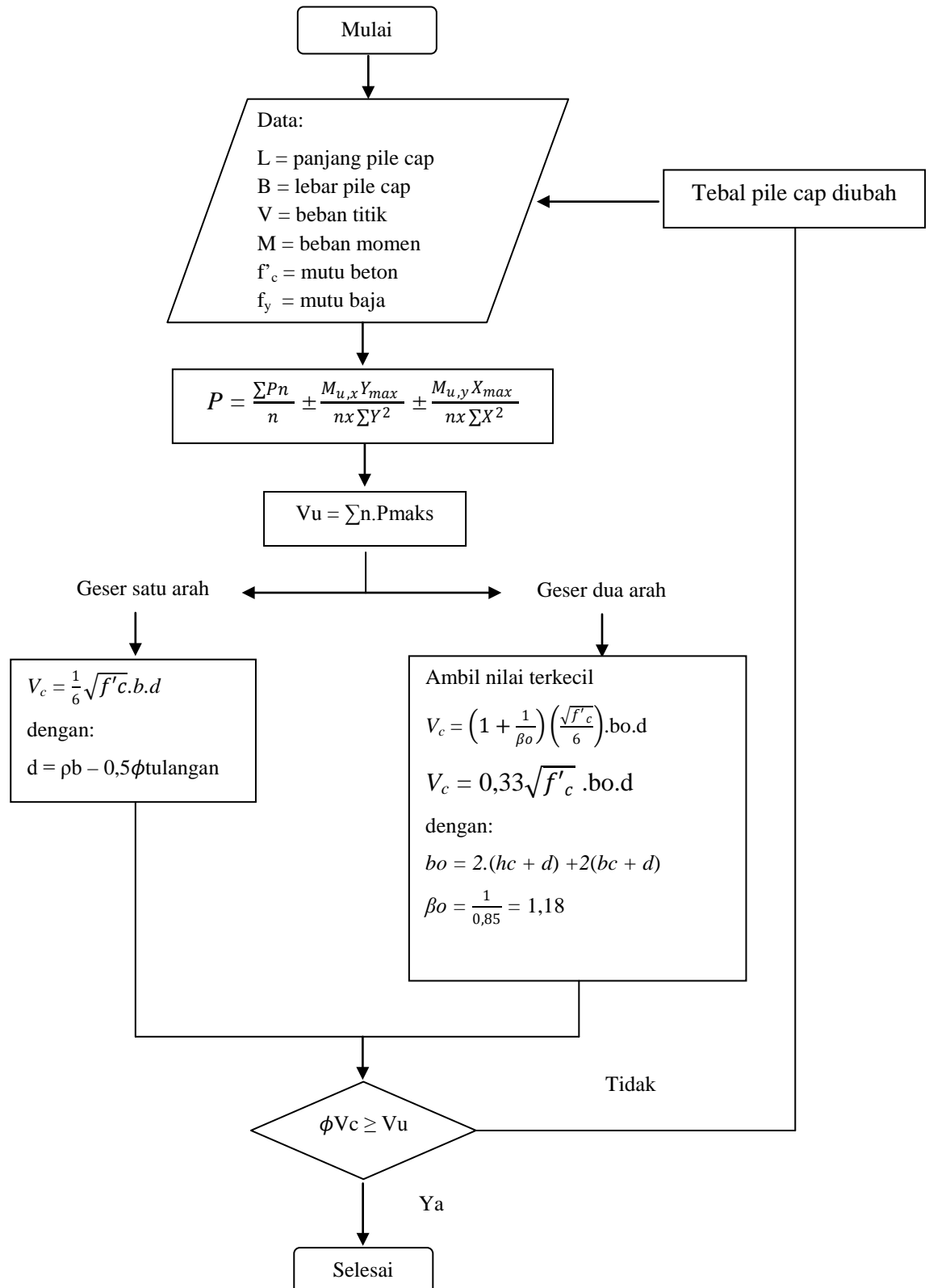
$$a = \frac{A_{sada} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.209)$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.210)$$

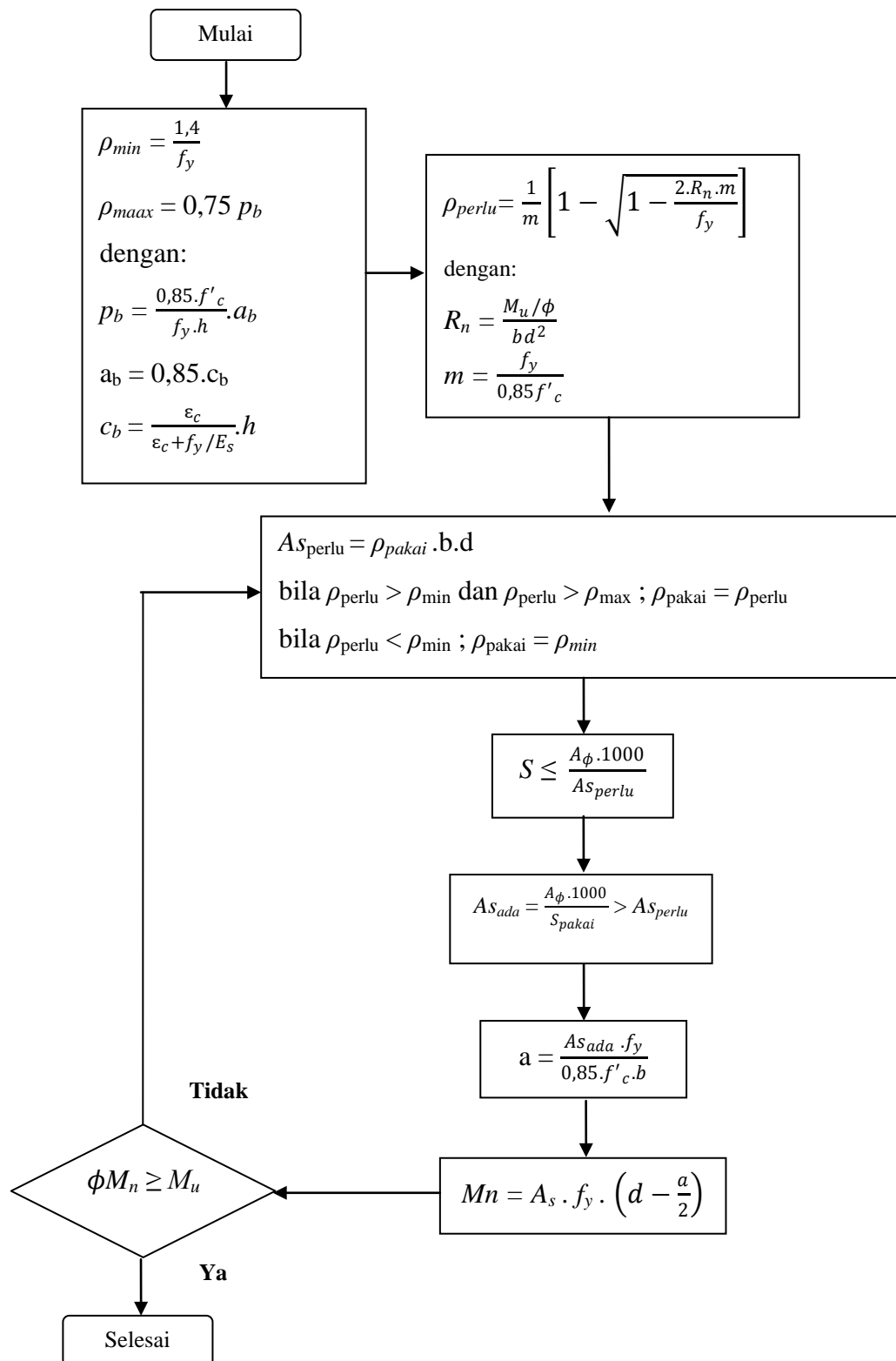
$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.211)$$



Gambar 3.31 *Flow Chart* perhitungan jumlah tiang pondasi (Widodo, 2000)



Gambar 3.32 Flow Chart perencanaan perhitungan *pile cap* (Widodo, 2000)



Gambar 3.33 Flow Chart penulangan lentur pondasi (Widodo, 2000)