

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1. Perencanaan Pembebanan Struktur

Pembebanan merupakan komponen penting dalam perancangan suatu bangunan. Perencanaan pembebanan yang tepat menentukan daya layan dari suatu bangunan, meliputi elemen-elemen struktur yang kuat dan aman agar mampu bekerja sesuai dengan kombinasi pembebanan yang telah direncanakan. Perencanaan pembebanan yang digunakan ialah kombinasi dari beban mati, beban hidup dan beban gempa.

3.1.1. Kuat Perlu (U)

Kuat perlu ialah kekuatan suatu komponen struktur yang diperlukan untuk mampu melayani beban terfaktor yang bekerja pada komponen struktur tersebut. Kuat perlu dapat dihitung berdasarkan kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 1726:2012 yaitu sebagai berikut:

$$1. \quad U = 1,4 D \quad (3-1)$$

$$2. \quad U = 1,2 D + 1,6 L \quad (3-2)$$

$$3. \quad U = (1,2 D + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + \rho Ex + 0,3 \rho Ey \quad (3-3)$$

$$4. \quad U = (1,2 D + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + \rho Ex - 0,3 \rho Ey \quad (3-4)$$

$$5. \quad U = (1,2 D + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - \rho Ex + 0,3 \rho Ey \quad (3-5)$$

$$6. \quad U = (1,2 D + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - \rho Ex - 0,3 \rho Ey \quad (3-6)$$

$$7. \quad U = (1,2 D + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + 0,3\rho Ex + \rho Ey \quad (3-7)$$

$$8. \quad U = (1,2 D + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + 0,3\rho Ex - \rho Ey \quad (3-8)$$

$$9. \quad U = (1,2 D + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - 0,3\rho Ex + \rho Ey \quad (3-9)$$

$$10. \quad U = (1,2 D + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - 0,3\rho Ex - \rho Ey \quad (3-10)$$

$$11. \quad U = (0,9 D - 0,2 S_{DS}) D + \rho Ex + 0,3\rho Ey \quad (3-11)$$

$$12. \quad U = (0,9 D - 0,2 S_{DS}) D + \rho Ex - 0,3\rho Ey \quad (3-12)$$

$$13. \quad U = (0,9 D - 0,2 S_{DS}) D - \rho Ex + 0,3\rho Ey \quad (3-13)$$

$$14. \quad U = (0,9 D - 0,2 S_{DS}) D - \rho Ex - 0,3\rho Ey \quad (3-14)$$

$$15. \quad U = (0,9 D - 0,2 S_{DS}) D + 0,3\rho Ex + \rho Ey \quad (3-15)$$

$$16. \quad U = (0,9 D - 0,2 S_{DS}) D + 0,3\rho Ex - \rho Ey \quad (3-16)$$

$$17. \quad U = (0,9 D - 0,2 S_{DS}) D - 0,3\rho Ex + \rho Ey \quad (3-17)$$

$$18. \quad U = (0,9 D - 0,2 S_{DS}) D - 0,3\rho Ex - \rho Ey \quad (3-18)$$

Keterangan :

- U = Kuat perlu (kekuatan struktur minimum yang diperlukan)
 D = Beban mati ($D+SD$)
 L = Beban hidup
 Ex = Beban gempa arah x
 Ey = Beban gempa arah y
 ρ = Faktor Redundansi
 S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respon desain pada periode pendek

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.3.4.2 untuk struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, atau F, ρ harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi, dimana ρ diijinkan diambil sebesar 1,0.

3.1.2. Kuat Rencana

Menurut SNI 2847-2013, kekuatan desain yang disediakan oleh suatu komponen struktur, sambungannya dengan komponen struktur lain, dan penampangnya, sehubungan dengan lentur, beban normal, geser dan torsi, harus diambil sebesar kekuatan nominal yang dihitung sesuai dengan persyaratan dan asumsi dari standar ini, yang dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan ϕ . Nilai faktor reduksi kekuatan ϕ didapat dari SNI 2847:2013 pasal 9.3. Berikut nilai faktor reduksi ϕ yang digunakan :

Tabel 3.1. Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

No	Keterangan	Faktor Reduksi (ϕ)
1.	Penampang Terkendali tarik	0,9
2.	Penampang Terkendali tekan	
	a. Komponen struktur dengan tulangan spiral	0,75
	b. Komponen struktur bertulang lainnya	0,65
3.	Geser dan torsi	0,75
4.	Tumpuan pada beton	0,65
5.	Daerah angkur pasca tarik	0,85
6.	Model strat pengikat, strat, pengikat, daerah pertemuan (<i>nodal</i>), dan daerah tumpuan dalam model tersebut	0,75
7.	Penampang lentur dalam komponen struktur pra tarik dimana penanaman strand kurang dari panjang penyaluran	
	a. Dari ujung komponen struktur ke ujung panjang transfer	0,75
	b. Dari ujung panjang transfer ke ujung panjang penyaluran ϕ boleh ditingkatkan secara linier	0,75 sampai 0,9

(Sumber : SNI 2847:2013 pasal 9.3.2)

3.2. Perencanaan Terhadap Gempa Berdasarkan SNI 1726:2012

Gempa mengakibatkan struktur mengalami getaran yang bersumber dari lapisan tanah yang didudukinya. Getaran yang dialami oleh bangunan terjadi secara acak dan dalam berbagai arah, yang mengakibatkan sebuah struktur kemungkinan mengalami resiko kerusakan. Dalam perancangan suatu bangunan, ditetapkan pedoman atau standar yang harus dipenuhi oleh bangunan tersebut agar mampu menahan beban yang terjadi akibat gempa. Indonesia sendiri telah mengatur peraturan-peraturan dan persyaratan untuk struktur tahan gempa yang tertuang dalam SNI 1726:2012. Berikut ini adalah pemaparan terhadap perencanaan gempa berdasar peraturan tersebut.

3.2.1. Gempa Rencana

Menurut SNI 1726:2017 pasal 4.1.1, gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewati besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 persen. Akibat adanya pengaruh gempa rencana, apabila terjadi gempa dan bangunan sudah diambang keruntuhan maka struktur gedung secara keseluruhan masih dapat berdiri.

3.2.2. Faktor keutamaan dan kategori risiko struktur bangunan

Kategori risiko ini menentukan seberapa pentingnya bangunan yang akan di bangun sehingga dapat diberikan perlakuan struktur khusus terhadap bangunan yang akan di bangun. Penjelasan mengenai kategori risiko struktur bangunan dijelaskan dalam tabel 3.2.

Tabel 3.2. Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

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

Tabel 3.2. (lanjutan)

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

(Sumber : SNI 1726:2012, pasal 4.1.2)

3.2.3. Nilai Faktor Keutamaan Gempa (I_e)

Tabel 3.3 Faktor Keutamaan Gempa (I_e)

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa (I_e)
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

(Sumber : SNI 1726:2012, pasal 4.1.2)

3.2.4. Kelas situs

Tahap ini dilakukan untuk memberikan kriteria desain seismik berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan. Dalam perumusan kriteria desain seismik dipermukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs. Definisi tipe kelas situs ditetapkan sesuai tabel 3.4.

Tabel 3.4 Kalsifikasi Situs

Kelas Situs	V_s (M/detik)	N atau N_{ch}	S_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (Batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w > 40\%$ 3. Kuat geser niralir $S_u < 25kPa$		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah. - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3m$) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5m$ dengan indeks plastisitas $PI > 75$ Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35 m$ dengan $S_u < 50kPa$.		

(Sumber : SNI 1726:2012, pasal 5.3)

3.2.5. Menentukan Respon Spektral Desain (MCE_R)

Tahap ini menjelaskan tahap penentuan respon spektrum percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah. Diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi ini meliputi faktor amplifikasi percepatan yang mewakili getaran pada periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi percepatan yang mewakili periode 1 detik (F_v) serta diperlukan nilai periode pada percepatan periode pendek (S_{MS}) dan nilai periode pada percepatan 1 detik (S_{M1}). Nilai-nilai tersebut kemudian disesuaikan dengan klasifikasi situs yang ada pada tabel 3.5 dan 3.6 dan di hitung dengan menggunakan persamaan 3-19 dan 3-20.

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (3-19)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (3-20)$$

Keterangan :

S_s = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek;

S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1,0 detik.

Nilai S_s dan S_1 ditentukan dari peta gerak seismik. Nilai F_a didapat dari Tabel 3.5 dan nilai F_v didapat dari Tabel 3.6

Tabel 3.5 Koefisien situs F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s			
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,2	1,1	1,0

Tabel 3.5 (lanjutan)

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik, S_S			
	$S_S \leq 0,25$	$S_S = 0,5$	$S_S = 1,0$	$S_S \geq 1,25$
SE	2,5	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b			

(Sumber : SNI 1726:2012, pasal 6.2)

Tabel 3.6 Koefisien situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda 1 detik, S_I				
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8**	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

(Sumber : SNI 1726:2012, pasal 6.2)

3.2.6. Menentukan Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain terbagi menjadi 2 yaitu percepatan spektral desain periode pendek, S_{DS} dan percepatan spektral desain periode 1 detik S_{D1} . Nilai dari percepatan spektral desain ini diperoleh dari persamaan 3-21 dan 3-22.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3-21)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3-22)$$

Menurut SNI 1726:2012, bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva

spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu Gambar 1 dan mengikuti ketentuan 1 sampai dengan 3 :

1. Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan 3-23;

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3-23)$$

2. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS} ;

3. Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a diambil berdasarkan persamaan 3-24:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3-24)$$

Untuk data klasifikasi situs di Negara Indonesia dapat diakses melalui link http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/ yang telah memuat parameter-parameter dan faktor amplifikasi sesuai dengan daerah/wilayahnya.

Keterangan:

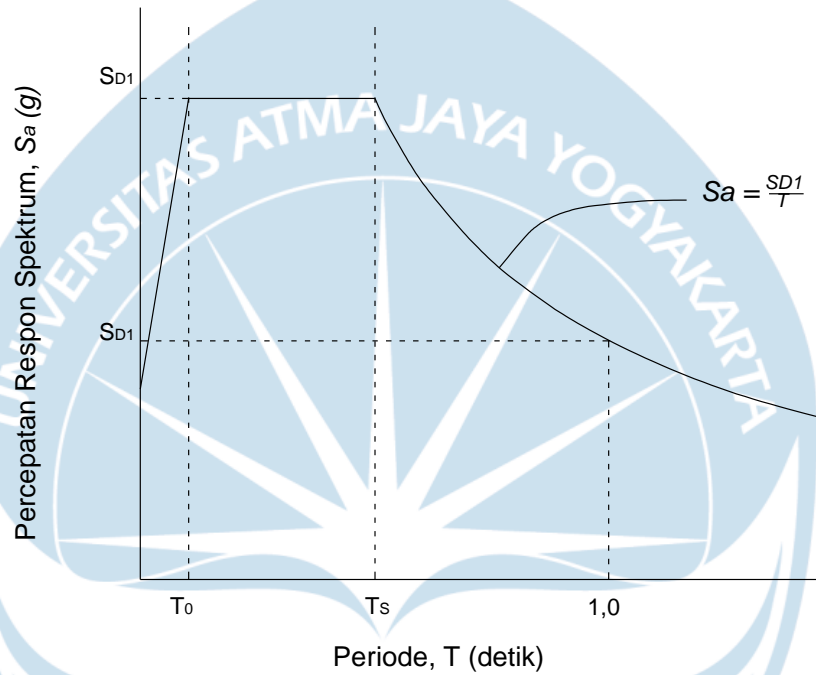
S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek;

S_{D1} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik;

T = perioda getar fundamental struktur.

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

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



Gambar 3.1 Respon Spektrum Desain

3.2.7. Menentukan Kategori Desain Seismik

Suatu Struktur harus memiliki suatu kategori desain seismik. Kategori desain seismik ini menentukan persyaratan-persyaratan minimum yang harus dimiliki suatu gedung dalam perancangannya. Penentuan kategori desain seismik dipilih berdasarkan ketentuan pada tabel 3.7 dan 3.8 :

Tabel 3.7 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

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

(Sumber : SNI 1726:2012, pasal 6.5)

Tabel 3.8 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

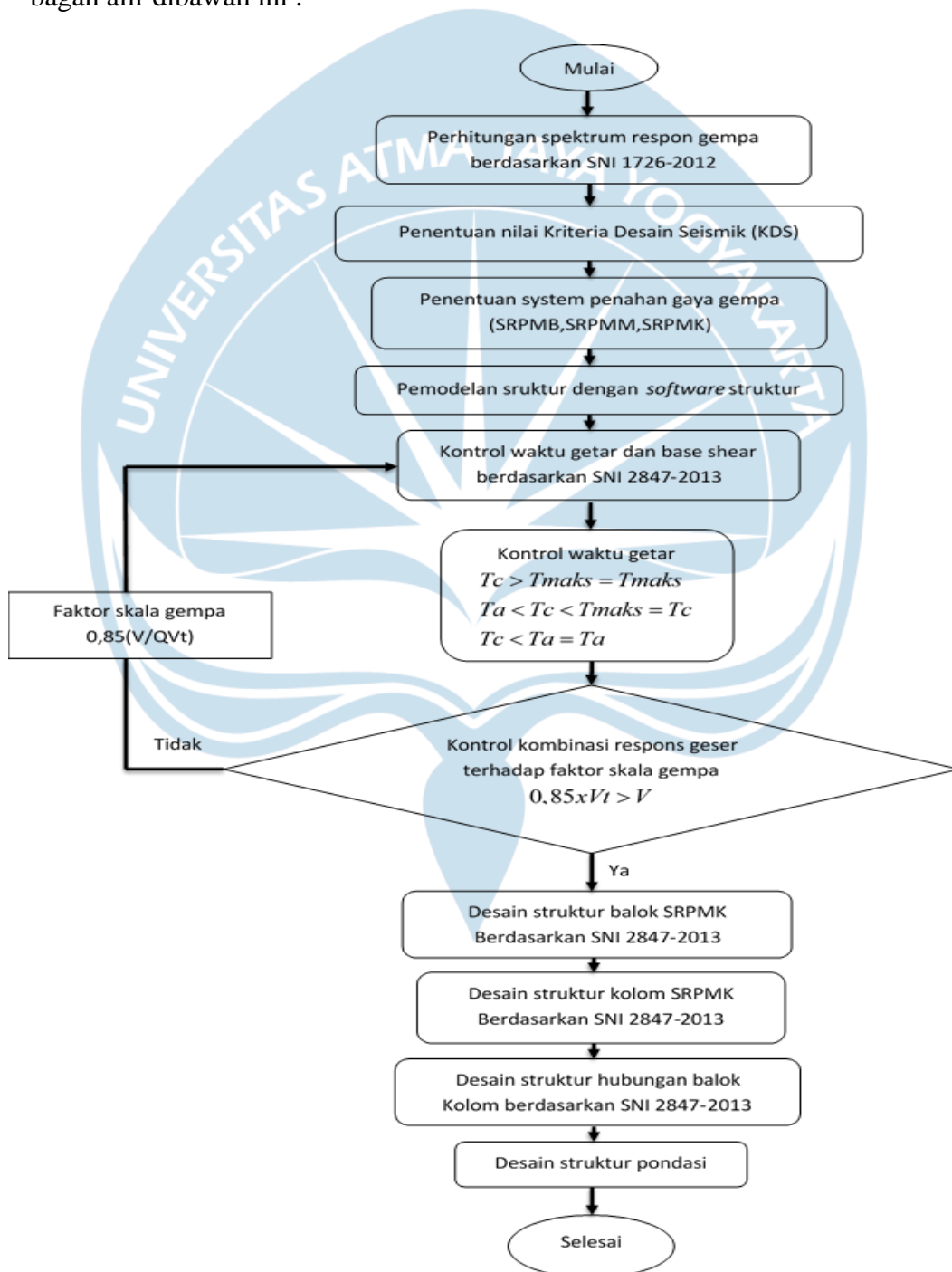
Nilai S_{DI}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DI} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{DI} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DI} < 0,2$	C	D
$0,20 \leq S_{DI}$	D	D

(Sumber : SNI 1726:2012, pasal 6.5)

3.2.8. Menentukan pemilihan sistem struktur

Menurut SNI 1726:2012, sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur yang ditunjukkan dalam tabel 3.9.

Batasan struktur dalam perancangan gedung ini merupakan gedung struktur pemikul momen khusus dengan Langkah-langkah perencanaan struktur berdasarkan system penahan gaya gempa SRMPK disajikan dalam gambar 3.2 bagan alir dibawah ini .



Gambar 3.2 Bagan alir perencanaan gedung dengan sistem SRPMK

Tabel 3.9 Faktor R , C_d dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggistruktur, h (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
A. Sistem dinding penumpu	7.1.1	7.1.2	7.1.3	7.1.4	7.1.5	7.1.6	7.1.7	7.1.8
1. Dinding geser beton bertulang khusus	5	2½	5	TB	TB	48	48	30
2. Dinding geser beton bertulang biasa	4	2½	4	TB	TB	TI	TI	TI
3. Dinding geser beton polos didetail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
4. Dinding geser beton polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
5. Dinding geser pracetak menengah	4	2½	4	TB	TB	12 ^k	12 ^k	12 ^k
6. Dinding geser pracetak biasa	3	2½	3	TB	TI	TI	TI	TI
7. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5	2½	3½	TB	TB	48	48	30
8. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3½	2½	2¼	TB	TB	TI	TI	TI
9. Dinding geser batu bata bertulang biasa	2	2½	1¾	TB	48	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata polos didetail	2	2½	1¾	TB	TI	TI	TI	TI
11. Dinding geser batu bata polos biasa	1½	2½	1¼	TB	TI	TI	TI	TI
12. Dinding geser batu bata prategang	1½	2½	1¾	TB	TI	TI	TI	TI
13. Dinding geser batu bata ringan (AAC) bertulang biasa	2	2½	2	TB	10	TI	TI	TI
14. Dinding geser batu bata ringan (AAC) polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
15. Dinding rangka ringan (kayu) dilapisi dengan panel struktur kayu yang ditujukan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	6½	3	4	TB	TB	20	20	20
16. Dinding rangka ringan (baja canai dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang ditujukan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	6½	3	4	TB	TB	20	20	20
17. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2	2½	2	TB	TB	10	TI	TI
18. Sistem dinding rangka ringan (baja canai dingin) menggunakan bresing strip datar	4	2	3½	TB	TB	20	20	20
B. Sistem rangka bangunan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	6	2	5	TB	TB	48	48	30
3. Rangka baja dengan bresing konsentris biasa	3¼	2	3¼	TB	TB	10j	10j	TIj
4. Dinding geser beton bertulang khusus	6	2½	5	TB	TB	48	48	30
5. Dinding geser beton bertulang biasa	5	2½	4½	TB	TB	TI	TI	TI
6. Dinding geser beton polos detail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
7. Dinding geser beton polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Dinding geser pracetak menengah	5	2½	4½	TB	TB	12k	12k	12k
9. Dinding geser pracetak biasa	4	2½	4	TB	TI	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton bresing komposit dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30
11. Rangka baja dan beton bresing komposit dengan konsentris khusus	5	2	4½	TB	TB	48	48	30
12. Rangka baja dan beton bresing komposit dengan bresing biasa	3	2	3	TB	TB	TI	TI	TI
13. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	6½	2½	5½	TB	TB	48	48	30
14. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	6	2½	5	TB	TB	48	48	30
15. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	5	2½	4½	TB	TB	TI	TI	TI

Tabel 3.9 (lanjutan)

Sistem penahan-gaya seismic	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω^g_0	Faktor pembesaran defleksi, $C^b_{C/d}$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h (m) ^c				
				Kategori desain seismic				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
16.Dinding geser batu bata bertulang khusus	5½	2½	4	TB	TB	48	48	30
17.Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	2½	4	TB	TB	TI	TI	TI
18.Dinding geser batu bata bertulang biasa	2	2½	2	TB	48	TI	TI	TI
19.Dinding geser batu bata polos didetail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
20.Dinding geser batu bata polos biasa	1½	2½	1¼	TB	TI	TI	TI	TI
21.Dinding geser batu bata prategang	1½	2½	1¾	TB	TI	TI	TI	TI
22.Dinding rangka ringan (kayu) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
23.Dinding rangka ringan (baja canai dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
24.Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2½	2½	2½	TB	TB	10	TB	TB
25.Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26.Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C.Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 _{h,i}	TI _h	TI _i
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI _h	TI _h	TI _i
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10.Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11.Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3½	3 _o	3½	10	10	10	10	10
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7½	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
10.Dinding geser batu bata bertulang khusus	5½	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11.Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3½	TB	TB	TI	TI	TI
12.Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB

Tabel 3.9 (Lanjutan)

Sistem penahan-gaya seismic	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h (m) c					
				Kategori desain seismic					
				B	C	D d	E d	F e	
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	2½	6½	TB	TB	TB	TB	TB	
E. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempayang ditetapkan									
1. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus f	6	2½	5	TB	TB	10	TI	TI h k	
2. Dinding geser beton bertulang khusus	6½	2½	5	TB	TB	48	30	30	
3. Dinding geser batu bata bertulang biasa	3	3	2½	TB	48	TI	TI	TI	
4. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3½	3	3	TB	TB	TI	TI	TI	
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	5½	2½	4½	TB	TB	48	30	TI	
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	3½	2½	3	TB	TB	TI	TI	TI	
7. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI	
8. Dinding geser beton bertulang biasa	5½	2½	4½	TB	TB	TI	TI	TI	
F. Sistem interaktif dinding geser-rangka dengan rangka pemikul momen beton bertulang biasa dan dinding geser beton bertulang biasa	4½	2½	4	TB	TI	TI	TI	TI	
G. Sistem kolom kantilever didetail untuk memenuhi persyaratan untuk :									
1. Sistem kolom baja dengan kantilever khusus	2½	1¼	2½	10	10	10	10	10	
2. Sistem kolom baja dengan kantilever biasa	1¼	1¼	1¼	10	10	TI	TI h , i	TI h , i	
3. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	2½	1¼	2½	10	10	10	10	10	
4. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	1½	1¼	1½	10	10	TI	TI	TI	
5. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	1	1¼	1	10	TI	TI	TI	TI	
6. Rangka kayu	1½	1½	1½	10	10	10	TI	TI	
H. Sistem baja tidak didetail secara khusus untuk ketahanan seismic, tidak termasuk sistem kolom kantilever	3	3	3	TB	TB	TI	TI	TI	

(Sumber : SNI 1726:2012 pasal 7.2.2)

3.2.9. Menentukan Perioda Fundamental Pendekatan

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.2 perioda fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut:

1. Periode Fundamental Pendekatan minimum (T minimum)

$$T_a = C_t h^x \quad (3-25)$$

Keterangan :

T_a = nilai batas bawah periode bangunan

H = adalah ketinggian struktur dalam (m) diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur dan koefisien C_t dan x ditentukan dari tabel dibawah ini :

Tabel 3.10 Nilai Parameter periode pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

(Sumber : SNI 1726 pasal 7.8.2)

2. Periode Fundamental Pendekatan Maksimum (T Maksimum)

$$T_a \text{ maksimum} = C_u \times T_a \quad (3-26)$$

Tabel 3.11 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung

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

(Sumber : SNI 1726 pasal 7.8.2)

Syarat nilai T yang akan digunakan sebagai periode fundamental sebagai berikut :

- $T_{\text{computer}} > T_a$ maksimum, maka digunakan T_a maksimum.
- T_a minimum $< T_{\text{computer}} < T_a$ maksimum, maka digunakan T_{computer} .
- $T_{\text{computer}} < T_a$ minimum, maka digunakan T_a minimum.

3.2.10. Koefisien Respons Gempa

Koefisien respon seismic, C_s , harus ditentukan sebagai berikut :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3-27)$$

Keterangan :

- C_s = koefisien respons seismik
 S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek seperti ditentukan dalam 6.3 atau 6.9
 R = faktor modifikasi respons dalam Tabel 9
 I_e = faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan 4.1.2

Nilai C_s yg dihitung sesuai dengan persamaan (3-27) tidak perlu melebihi dari persamaan berikut :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3-28)$$

Dengan syarat C_s :

$$C_s \text{ min} = 0,044 S_{ds} I_e \geq 0,01 \quad (3-29)$$

Sebagai tambahan untuk struktur yang memiliki lokasi pada daerah dengan nilai S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, C_s tidak boleh kurang daripada :

$$C_s = \frac{0,55S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3-30)$$

Keterangan :

C_s = koefisien respons seismic

S_I = Parameter percepatan respons spektrum maksimum

S_{DI} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda 1 Detik

T = periode fundamental struktur (detik)

R = faktor modifikasi respons dalam tabel 3.9

I_e = faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan tabel 3.3

3.2.11. Gaya Dasar Seismik

$$V = C_s W \quad (3-31)$$

Keterangan :

C_s = Koefisien respon seismic yang ditentukan sesuai dengan pasal 7.8.1.1 SNI 1726:2012

W = Berat seismic efektif menurut pasal 7.7.2 SNI 1726:2012

3.2.12. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Gaya gempa lateral (F_x) (Kn) yang timbul disemua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$F_x = C_{vx} V \quad (3-32)$$

$$F_i = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V \quad (3-33)$$

Keterangan :

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (W) (KN)

W_i dan W_x = bagian berat seismic efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

h_i dan h_x = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x

k = eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :
 untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang, $k = 1$
 untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih $k = 2$

untuk struktur yang mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linear antara 1 dan 2

3.2.13. Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Geser tingkat desain gempa di semua tingkat V_x (Kn) harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (3-34)$$

Keterangan :

F_i adalah bagian dari geser dasar seismic (V) yang timbul di tingkat i , dan dinyatakan dalam kilonewton.

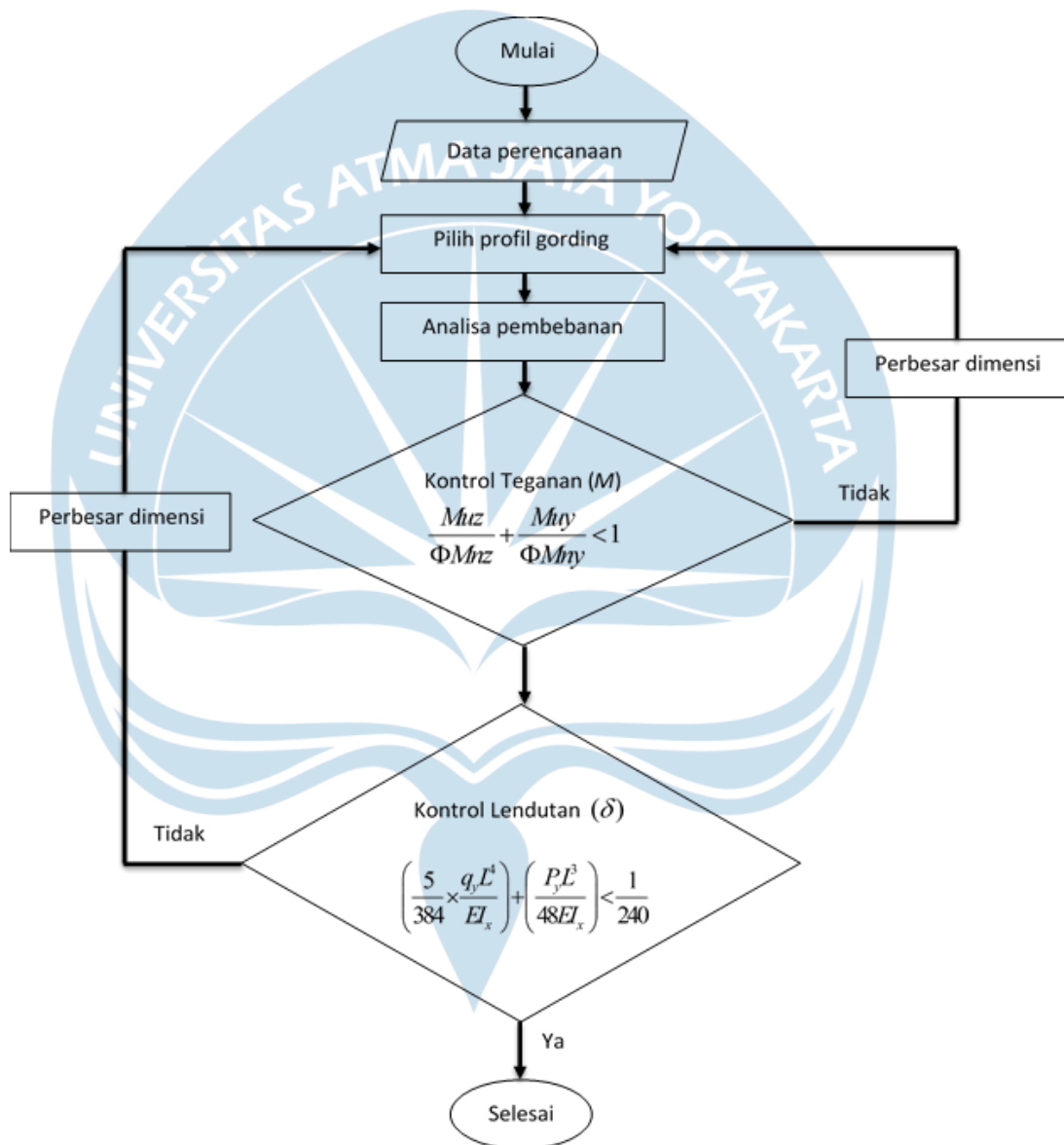
3.3. Perencanaan Atap Baja

Dalam merencanakan atap baja, kuda-kuda baja diletakkan di atas kolom dan balok serta dimodelkan sebagai *truss*. Gording diletakkan pada joint dari kuda-kuda sehingga batang kuda-kuda hanya diperhitungkan untuk memikul gaya aksial. Sagrod berfungsi untuk mengurangi defleksi gording ke arah samping.

Analisis struktur kuda-kuda baja berdasarkan SNI 03-1729-2002, dimana meliputi perencanaan gording, penentuan kombinasi beban, perhitungan profil kuda-kuda baja, dan perhitungan sambungan.

3.3.1. Perencanaan Gording

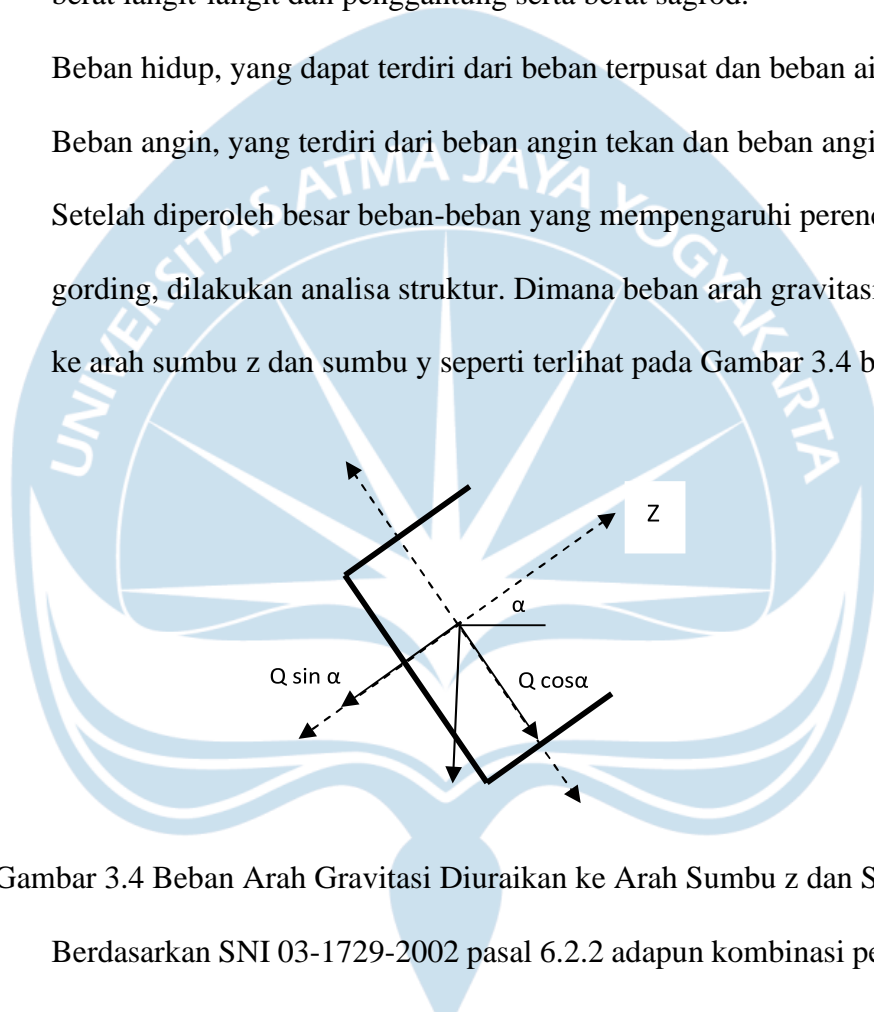
Proses perencanaan gording dapat dilihat pada bagan alir seperti pada gambar 3.3 dibawah ini.



Gambar 3.3 Bagan alir perencanaan gording

Pada perencanaan *gording* beban-beban yang mempengaruhi adalah sebagai berikut ini :

1. Beban mati, yang terdiri dari : berat penutup atap, berat sendiri gording, berat langit-langit dan penggantung serta berat sagrod.
 2. Beban hidup, yang dapat terdiri dari beban terpusat dan beban air hujan
Beban angin, yang terdiri dari beban angin tekan dan beban angin hisap.
- Setelah diperoleh besar beban-beban yang mempengaruhi perencanaan gording, dilakukan analisa struktur. Dimana beban arah gravitasi diuraikan ke arah sumbu z dan sumbu y seperti terlihat pada Gambar 3.4 berikut



Gambar 3.4 Beban Arah Gravitasi Diuraikan ke Arah Sumbu z dan Sumbu y

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 6.2.2 adapun kombinasi pembebanan yang digunakan adalah seperti di bawah ini.

1. $1.4 D$ (3-35)
2. $1,2 D + 1,6 (L_a \text{ atau } H) + (\gamma L L \text{ atau } 0,8 W)$ (3-36)
3. $1,2 D + 1,3 W + \gamma L L + 0,5 (L_a \text{ atau } H)$ (3-37)

Keterangan :

- D = beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, partisi tetap, tangga, dan peralatan tetap
- L = beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung, termasuk kejut, tetapi tidak termasuk beban lingkungan seperti angin, hujan, dan lain-lain
- La = beban hidup di atap yang ditimbulkan selama perawatan oleh pekerja, peralatan, dan material, atau selama penggunaan biasa oleh orang dan benda bergerak
- H = beban hujan, tidak termasuk yang diakibatkan genangan air
- W = beban angin
- Dengan, $\gamma L = 0,5$ bila $L < 5$ kPa, dan $\gamma L = 1$ bila $L \geq 5$ kPa.

Setelah kombinasi didapatkan, digunakan kombinasi dengan hasil yang terbesar untuk menghitung nilai M_z (momen yang timbul akibat beban pada arah sumbu y) dan M_y (momen yang timbul akibat beban pada arah sumbu z).

Untuk perencanaan gording, terlebih dahulu dilakukan pemeriksaan penampang profil kanal berdasarkan kelangsingan elemen-elemen tekannya.

1. Menurut SNI 03-1729-2002 pasal 8.2.3, penampang kompak adalah untuk penampang-penampang yang memenuhi $\lambda \leq \lambda_p$.
2. Menurut SNI 03-1729-2002 pasal 8.2.4, penampang tak-kompak adalah untuk penampang-penampang yang memenuhi $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$.
3. Menurut SNI 03-1729-2002 pasal 8.2.5, penampang langsing adalah untuk penampang yang memenuhi $\lambda_r \leq \lambda$.

Dengan,

$$\lambda = \frac{b}{t} \quad (3-38)$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} \quad (3-39)$$

$$\lambda_r = \frac{370}{\sqrt{f_y - f_r}} \quad (3-40)$$

Keterangan:

- λ = perbandingan lebar terhadap tebal
- b = lebar flens
- t = tebal flens
- λ_p = perbandingan maksimum lebar terhadap tebal penampang kompak
- λ_r = perbandingan maksimum lebar terhadap tebal penampang takkompak
- f_y = tegangan leleh material
- f_r = tegangan tekan residual pada pelat sayap
= 70 MPa untuk penampang dirol
= 115 Mpa untuk penampang dilas

Berdasarkan SNI 03-1729-2002, pasal 8.2.1(b), dikatakan bahwa kuat lentur plastis M_p momen lentur yang menyebabkan seluruh penampang mengalami tegangan leleh harus diambil yang lebih kecil dari antara:

$$M_p = f_y \cdot Z \quad (3-41)$$

Atau

$$M_p = 1,5 \cdot M_y = 1,5 \cdot f_y \cdot S \quad (3-42)$$

Keterangan :

- M_p = kuat lentur plastis
- f_y = tegangan leleh material
- Z = modulus penampang plastis
- M_y = momen leleh
- S = modulus penampang elastis

A. Penampang Kompak

Pada SNI 03-1729-2002, pasal 8.3, ayat 3, 4 dan 5, ditentukan besar kuat nominal komponen struktur terhadap momen lentur adalah sebagai berikut:

1. untuk bentang pendek, yang memenuhi $L \leq L_p$;

$$M_n = M_p \quad (3-43)$$

2. untuk bentang menengah, yang memenuhi $L_p \leq L \leq L_r$;

$$M_n = C_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{(L_r - L)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p \quad (3-44)$$

3. untuk bentang panjang, yang memenuhi $L_r \leq L$;

$$M_n = M_{cr} \leq M_p \quad (3-45)$$

B. Penampang tidak kompak

Pada SNI 03-1729-2002, pasal 8.2.4, ditentukan besar kuat nominal komponen struktur terhadap momen lentur adalah sebagai berikut:

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \quad (3-46)$$

Pada SNI 03-1729-2002, pasal 8.2.1(c), ditentukan bahwa besarnya momen batas tekuk adalah sebagai berikut:

$$M_r = S_y (f_y - f_r) \quad (3-47)$$

Dalam perencanaan juga harus dilakukan kontrol terhadap penampang dan Lentutan.

C. Kontrol Tegangan

Akibat beban mati + beban hidup terpusat

$$\sigma = \frac{M_x}{W_y} + \frac{M_y}{W_x} \leq \bar{\sigma} = \quad (3-50)$$

Akibat beban mati + beban hidup + beban angin

$$\sigma = \frac{M_x}{W_y} + \frac{M_y}{W_x} \leq \bar{\sigma} = \quad (3-51)$$

Keterangan :

σ = tegangan yang bekerja

$\bar{\sigma}$ = tegangan ijin maksimal

W_x = beban arah x

W_y = beban arah y

D. Kontrol Lendutan

$$\delta = \sqrt{\delta_y^2 - \delta_z^2} \quad (3-52)$$

Keterangan :

$$\delta_z = 0 \quad (3-53)$$

$$\delta_y = \frac{5wL^4}{384EI} + \frac{PL^3}{48EI} \quad (3-54)$$

Dengan syarat :

$$\delta \leq \frac{L}{240} \quad (3-55)$$

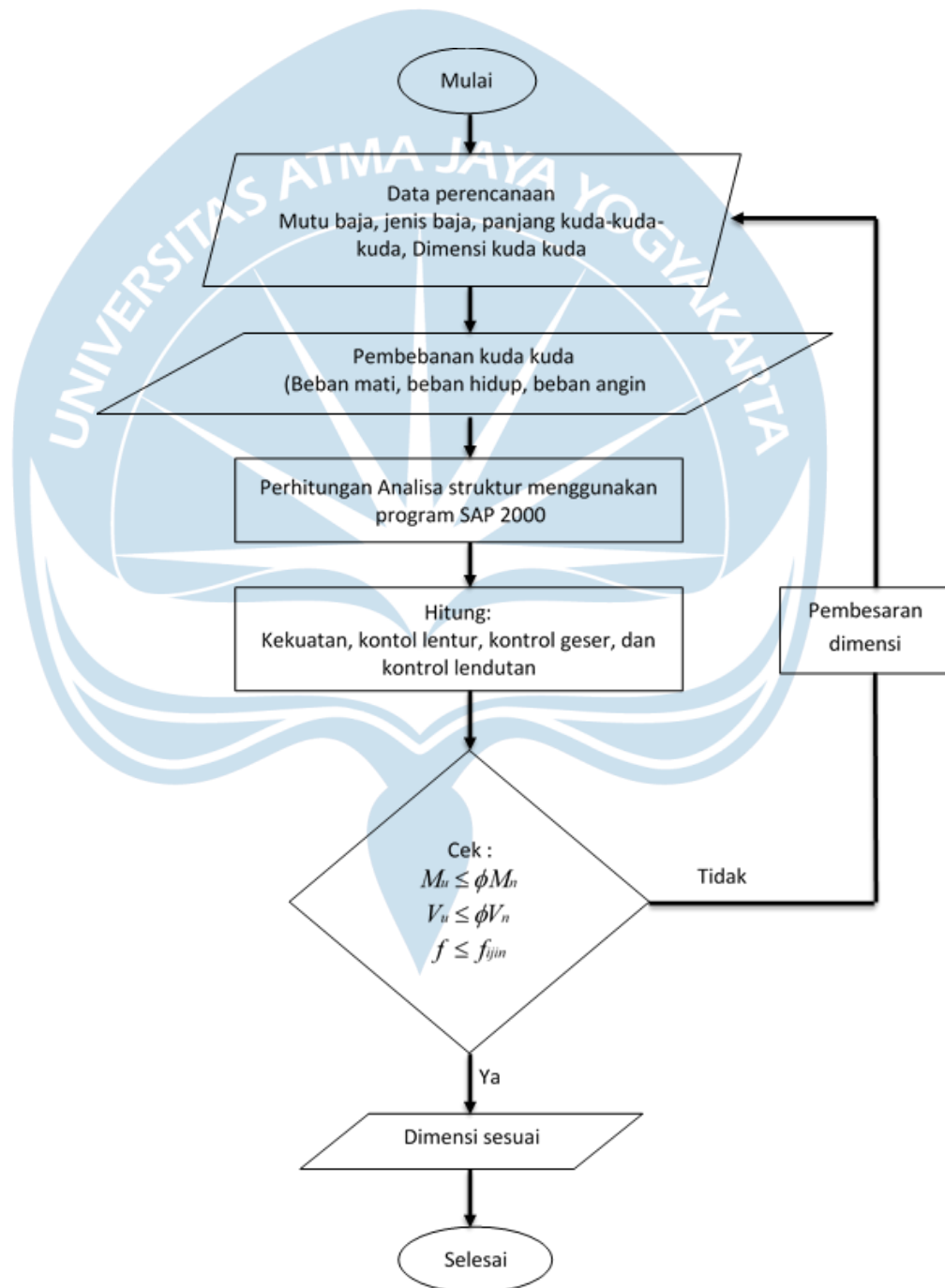
Keterangan :

δ = lendutan

L = Panjang batang

3.3.2. Perencanaan Kuda-kuda

Proses perencanaan kuda-kuda ini dapat dilukiskan dalam bentuk bagan alir seperti pada gambar 3.5 di bawah ini .



Gambar 3.5 Bagan alir perencanaan kuda-kuda baja

Untuk desain kuda-kuda, digunakan profil WF (I). Dilakukan perencanaan terhadap batang akibat gaya tekan dan Tarik.

A. Perencanaan akibat gaya tekan

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 9.1, suatu komponen struktur tekan, harus memenuhi persyaratan sebagai berikut ini.

$$N_u \leq \phi N_n \quad (3-56)$$

Keterangan :

- N_u = gaya tekan konsentris akibat beban terfaktor
- N_n = kuat tekan nominal komponen struktur
- ϕ = faktor reduksi kekuatan sebesar 0,85 (berdasarkan SNI 03-1729-2002 tabel 6.4-2)

Pada SNI 03-1729-2002 pasal 7.6.1, ditentukan persamaan untuk menghitung parameter kelangsingan komponen struktur tekan.

$$L_k = k_c L \quad (3-57)$$

$$\lambda_c = \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{L_k}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (3-58)$$

Keterangan :

- L_k = panjang tekuk
- k_c = faktor panjang tekuk
- L = panjang teoritis komponen struktur tekan
- λ_c = parameter kelangsingan komponen struktur tekan
- r = jari-jari girasi
- f_y = tegangan leleh material
- E = modulus elastisitas

Syarat kelangsingan komponen struktur tekan,

$$\lambda = \frac{L_k}{r} \leq 200 \quad (3-59)$$

Keterangan :

- λ = faktor kelangsingan
- L_k = jarak antara pengekang lateral
- r = jari-jari girasi daerah pelat sayap ditambah sepertiga bagian pelat badan

yang mengalami tekan

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 7.6.2, daya dukung nominal komponen struktur tekan dihitung sebagai berikut ini.

$$N_n = A_g \cdot f_{cr} \quad (3-60)$$

$$f_{cr} = \frac{f_y}{\omega} \quad (3-61)$$

Untuk $\lambda_c \leq 0,25$ maka $\omega = 1$ (3-62)

Untuk $0,25 < \lambda_c < 1,2$ maka $\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot \lambda_c}$ (3-63)

Untuk $\lambda_c \geq 1,2$ maka $\omega = 1,25 \lambda_c^2$ (3-64)

Keterangan :

- N_n = kuat tekan nominal komponen struktur
- A_g = luas penampang bruto
- f_{cr} = tegangan kritis penampang
- f_y = tegangan leleh material
- λ_c = parameter kelangsingan komponen struktur tekan

B. Perencanaan akibat gaya Tarik

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 10.1, suatu komponen struktur tarik, harus memenuhi:

$$N_u \leq \phi N_n \quad (3-65)$$

Keterangan :

- N_u = gaya tarik aksial terfaktor
- N_n = kuat tarik rencana
- ϕ = faktor reduksi kekuatan (berdasarkan SNI 03-1729-2002 tabel 6.4-2)

Besarnya kuat Tarik rencana $\phi \cdot N_n$ diambil sebagai nilai terendah di antara dua perhitungan menggunakan harga-harga ϕ dan N_n di bawah ini.

$\phi = 0,9$ (untuk batang Tarik sebelum dihitung)

$$N_n = A_g \cdot f_y \quad (3-66)$$

dan

$\phi = 0,75$ (untuk batang Tarik setelah sambungan dihitung)

$$N_n = A_g \cdot f_u \quad (3-67)$$

Keterangan :

A_g = luas penampang bruto

A_e = luas penampang efektif

f_y = tegangan leleh

f_u = tegangan tarik putus

3.3.3. Sambungan Baut

Tegangan-tegangan yang diizinkan dalam menghitung kekuatan baut adalah sebagai berikut.

Tegangan geser yang diizinkan :

$$\bar{\tau} = 0,6\bar{\sigma} \quad (3-68)$$

Tegangan tarik yang diizinkan :

$$\bar{\sigma}_{ta} = 0,7\bar{\sigma} \quad (3-69)$$

Kombinasi tegangan geser dan tegangan tarik yang diizinkan :

$$\sigma_1 = \sqrt{\sigma + 1,56\tau^2} \leq \bar{\sigma} \quad (3-70)$$

Tegangan tumpu yang diizinkan :

$$\bar{\sigma}_{tu} = 1,5\bar{\sigma} \text{ untuk } S_1 \geq 2a \quad (3-71)$$

$$\bar{\sigma}_{tu} = 1,2\bar{\sigma} \text{ untuk } 1,5d \leq S_1 < 2d \quad (3-72)$$

Keterangan :

S_1 = jarak dari sumbu baut yang paling luar ke tepi bagian yang disambung.

d = diameter baut.

$\bar{\sigma}$ = tegangan dasar, di mana persamaan (3-68), (3-69), (3-70) menggunakan

tegangan dasar dari bahan baut, sedangkan persamaan (3-71) dan (3-72) menggunakan tegangan dasar bahan yang disambung

3.4. Perencanaan Elemen Struktur

3.4.1. Perencanaan Pelat

Perencanaan pelat lantai dibagi menjadi dua tipe, yaitu :

a. Perencanaan pelat satu arah

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 9.5.2 perencanaan tebal pelat satu arah (pelat yang di dukung pada kedua tepi berhadapan) harus memenuhi syarat sebagai berikut :

$$\frac{l_y}{l_x} > 2 \quad (3-73)$$

Keterangan :

l_y = bentang terpanjang pelat

l_x = bentang arah tegak lurus bentang terpanjang pelat

Tabel 3.12 Tebal minimum balok non-prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung

Komponen Struktur	Tebal minimum, h			
	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen struktur tidak menumpu atau dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar.			
Pelat masif satu-arah	1/20	1/24	1/28	1/10
Balok atau pelat rusuk satu-arah	1/16	1/18,5	1/21	1/8

Tabel 3.12 (Lanjutan)

CATATAN:

Panjang bentang dalam mm.

Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan mutu 420 MPa. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasikan sebagai berikut:

- a. Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis (*equilibrium density*), w_c , di antara 1440 sampai 1840 kg/m³, (a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis (*equilibrium density*), w_c , di antara 1440 sampai 1840 kg/m³, nilai tadi harus dikalikan dengan $(1,65 - 0,0003 w_c)$ tetapi tidak kurang dari 1,09.
- b. Untuk f_y selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.

(Sumber : SNI 2847:2013 pasal 9.5.2)

b. Perencanaan pelat dua arah

Perencanaan tebal pelat dua arah harus memenuhi syarat sebagai berikut :

- a. Untuk a_{fm} yang sama atau lebih kecil dari 0,2 , h tidak boleh lebih kurang dari :
 1. Tanpa Panel drop, tebal pelat minimum 125 mm.
 2. Dengan Panel drop, tebal pelat minimum 100 mm.
- b. Untuk a_{fm} yang sama atau lebih besar dari 0,2 , tapi tidak lebih kecil dari 2,0, ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari :

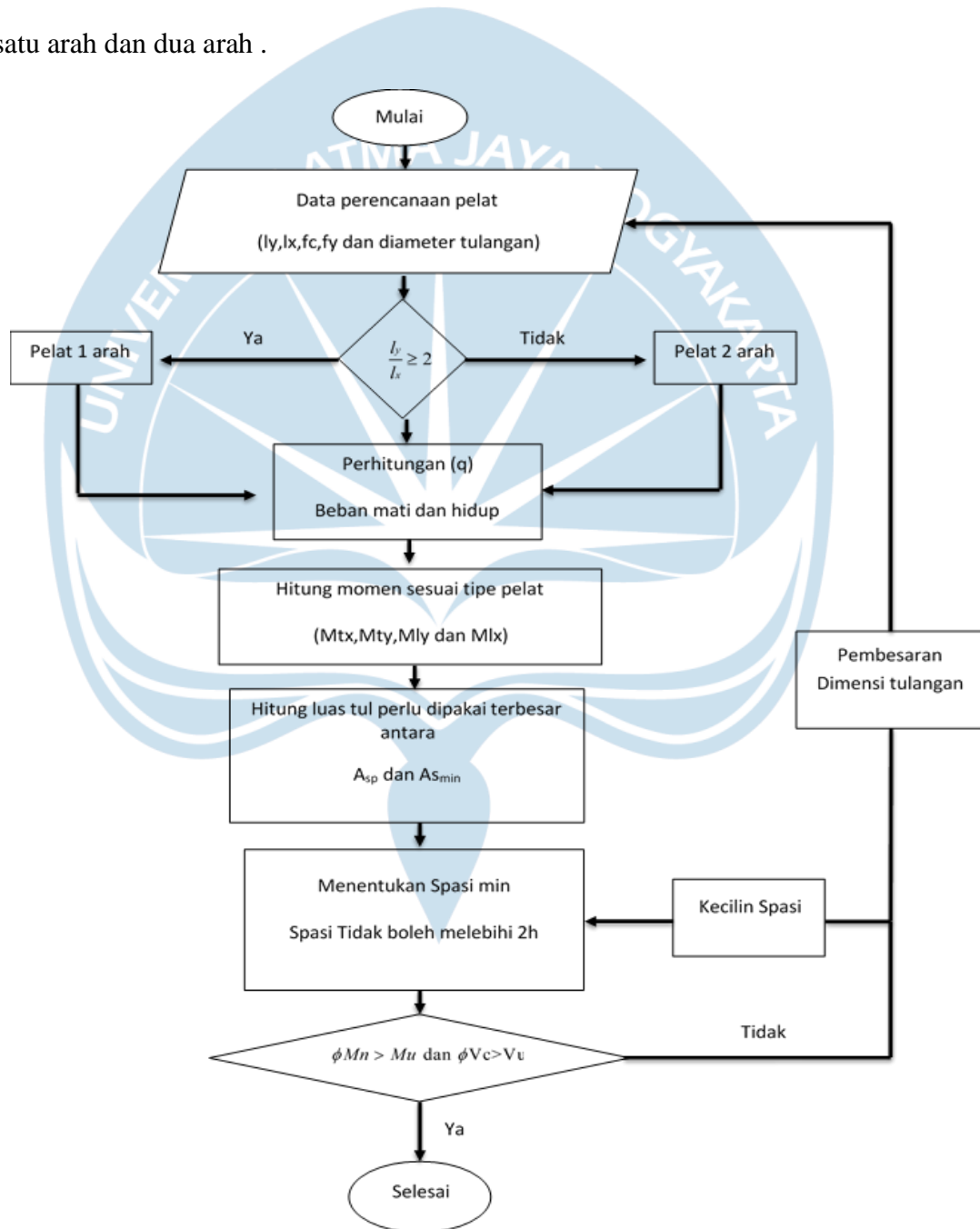
$$h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta(a_{fm} - 0,2)} \quad (3-73)$$

Dan tidak boleh kurang dari 125mm.

- c. Untuk a_{fm} yang lebih besar dari 0,2 ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari :

$$h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta} \quad (3-74)$$

Berikut adalah gambar bagan alir dalam perhitungan tulangan untuk pelat satu arah dan dua arah .



Gambar 3.6 Bagan alir perencanaan pelat

3.4.2. Peraancangan Balok

a. Estimasi dimensi balok

Dalam penentuan dimensi balok ada dua hal yang harus ditentukan yaitu :

1. Lebar balok (b)

Dalam menentukan ukuran penampang balok (b), pada umumnya dilakukan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$b = \frac{1}{2} h \text{ sampai } \frac{2}{3} h \quad (3-75)$$

Dimana, h adalah tinggi balok rencana.

2. Tinggi balok (h)

Dalam menentukan tinggi balok (h) harus memperhatikan bentang dari balok tersebut (L) sesuai dengan peraturan beton yaitu SNI 2847: 2013 pasal 9.5.2.2.

Tabel 3.13 Tinggi Minimum Balok

2 Tumpuan Sederhana	1 Ujung Menerus	2 Ujung Menerus	Kantilever
$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18,5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

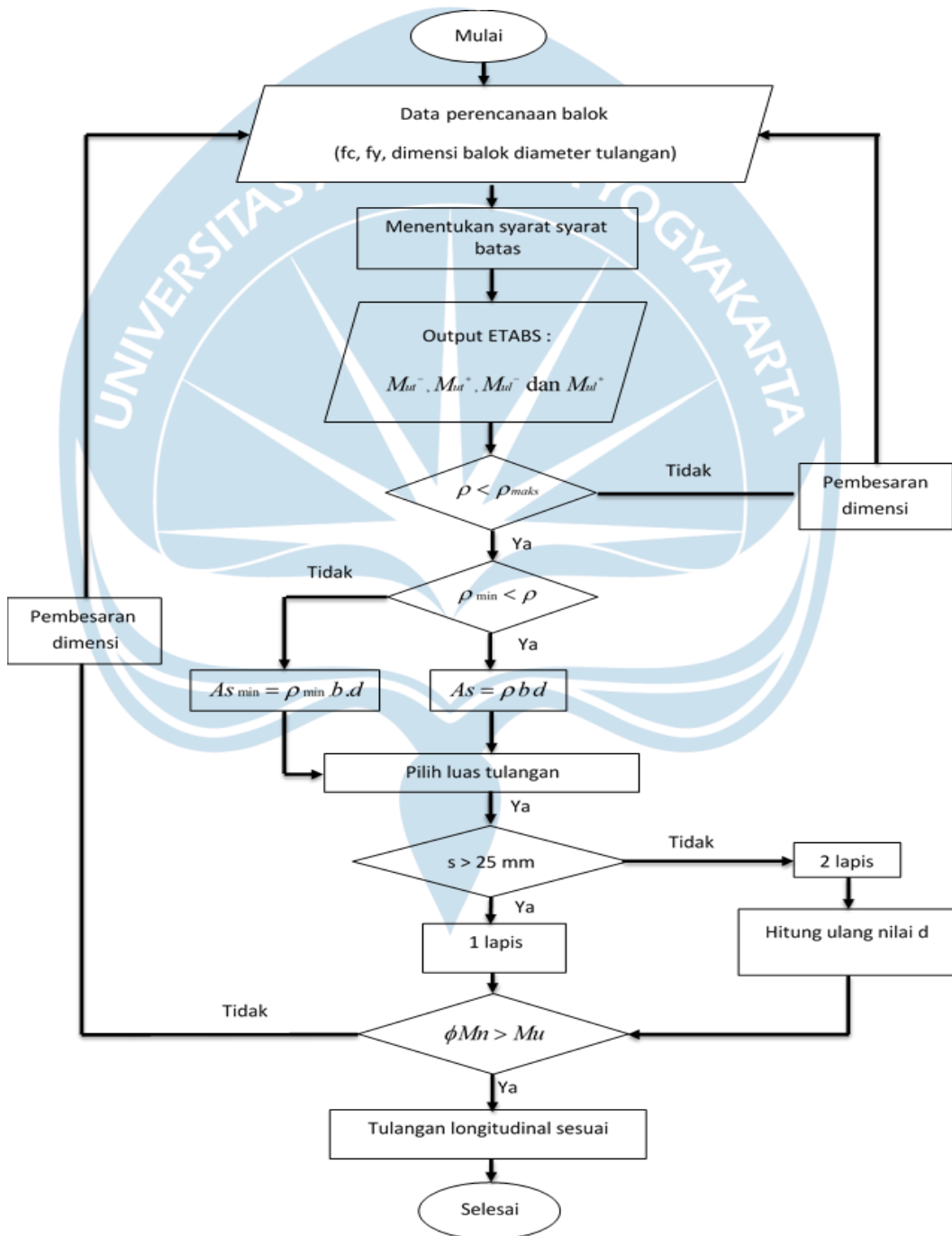
Dengan ditentukan h_{min} maka dapat diperoleh nilai h_{pakai} dengan diambil ukuran

lebih besar dari $\frac{1}{10} L$ dan $\frac{1}{15} L$ atau dapat menggunakan persamaan :

$$h_{pakai} = \frac{1}{10} L \text{ sampai } \frac{1}{15} L \quad (3-76)$$

b. Tulangan longitudinal

Proses perencanaan tulangan longitudinal balok disajikan pada gambar 3.7 di bawah ini.



Gambar 3.7 Bagan alir perencanaan tulangan longitudinal balok

Berdasarkan pasal 10.5.1, pada setiap penampang komponen struktur lentur dimana tulangan tarik diperlukan oleh analisis maka A_s yang tersedia tidak boleh kurang dari nilai yang diberikan oleh :

$$A_{s, \min} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d \quad (3-77)$$

Dan tidak lebih kecil dari :

$$A_{s, \min} = 1,4 \frac{b_w d}{f_y} \quad (3-78)$$

dan rasio tulangan ρ tidak boleh melebihi 0,025.

dengan :

A_s = luas tulangan Tarik longitudinal

b_w = lebar badan

d = jarak dari serta tekan terjauh ke pusat tulangan longitudinal

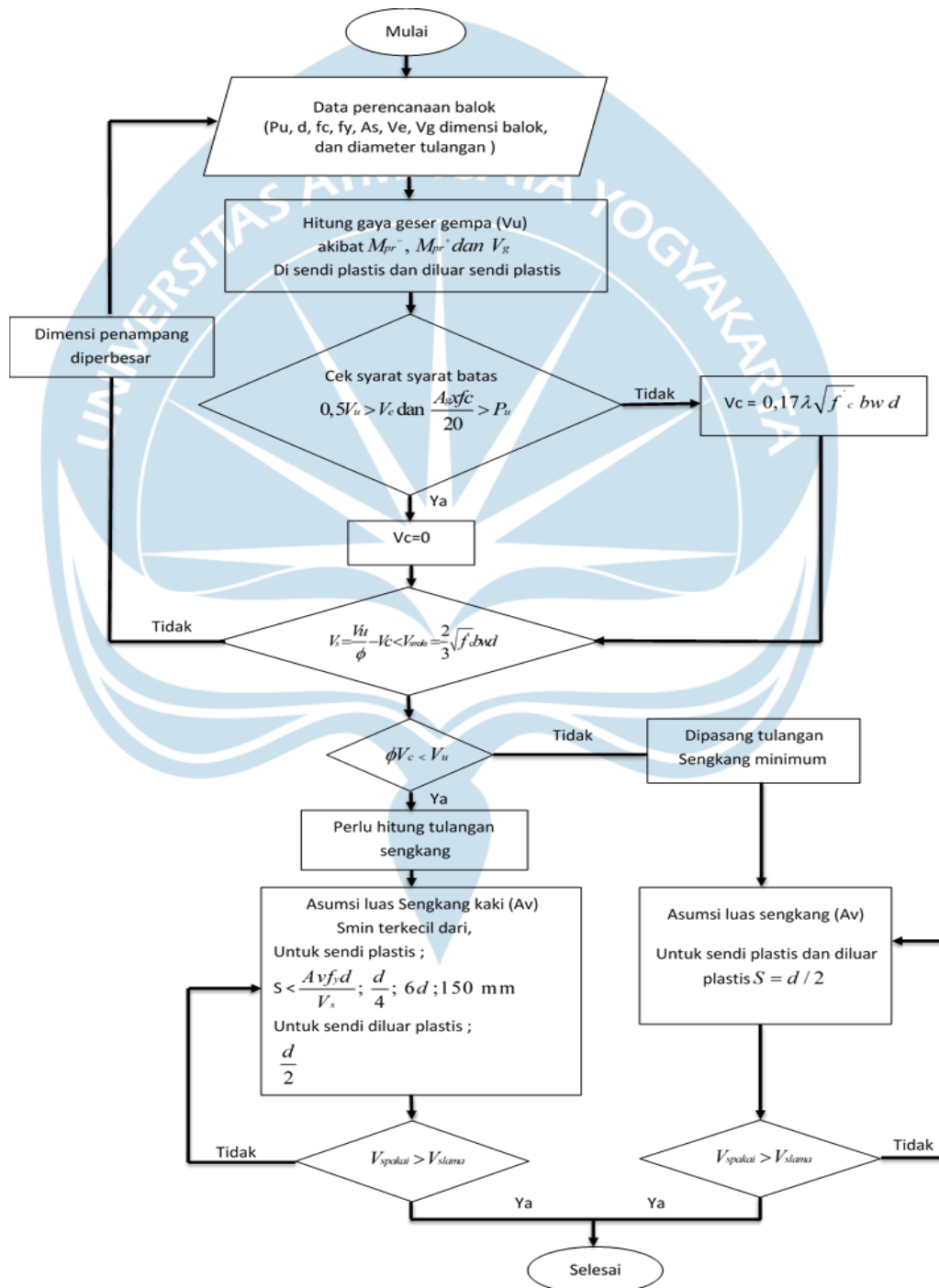
f_y = kuat leleh baja tulangan

Berdasarkan pasal 21.5.2.3 Sambungan lewatan tulangan lentur diizinkan hanya jika tulangan sengkang atau spiral disediakan sepanjang panjang sambungan. Spasi tulangan transversal yang melingkupi batang tulangan yang disambung lewatan tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari 4 dan 100 mm. Sambungan lewatan tidak boleh digunakan :

1. Dalam joint
2. Dalam jarak dua kali tinggi komponen struktur dari muka joint
3. Bila analisis menunjukkan pelelehan lentur diakibatkan oleh perpindahan lateral inelastis rangka.

c. Tulangan Transversal

Proses perencanaan tulangan transversal disajikan pada gambar 3. 8 di bawah ini



Gambar 3.8 Bagan alir perencanaan tulangan transversal balok

Sengkang harus dipasang pada komponen struktur rangk seperti yang di syatkan pasal 21.5.3.1, sebagai berikut :

1. Sepanjang suatu panjang yang sama dengan dua kali tinggi komponen struktur yang diukur dari muka komponen struktur penumpu kearah tengah bentang, di kedua ujung komponen struktur lentur
2. Sepanjang panjang-panjang yang sama dengan dua kali tinggi komponen struktur pada kedua sisi suatu penampang dimana pelelehan lentur seperti terjadi dalam hubungan dengan perpindahan lateral inelasts rangka.

Berdasarkan pasal 21.5.3.2, sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu. Spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi yang terkecil dari :

1. $\frac{d}{4}$
2. Enam kali diameter terkecil batang tulangan lentur utama tidak termasuk tulangan kulit longitudinal yang diisyaratkan
3. 150 mm

Berdasarkan pasal 21.5.4.2, tulangan transversal sepanjang panjang yang diidentifikasi pada pasal 21.5.3.1 harus diproporsikan untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ bilamana terjadi :

1. Gaya geser yang ditimbulkan gempa dihitung sesuai mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam panjang. Gaya tekan aksial terfaktor, P_u termasuk pengaruh gempa kurang dari $\frac{A_g f_c}{20}$

3.4.3. Perancangan kolom

Dalam SNI 2847:2013 pasal 10.3.6.2 Untuk komponen struktur non – prategang dengan tulangan pengikat dapat ditentukan desain beban aksial dengan persamaan :

$$\phi P_{nmaks} = 0,8\phi \left[0,85\phi f'_c (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \right] \quad (3-79)$$

dengan nilai $\phi = 0,65$

A. Cek Kelangsingan Kolom

Berdasarkan pasal 10.10.1.1 pengaruh kelangsingan boleh diabaikan dalam kasus-kasus berikut :

1. Untuk komponen struktur tekan yang tidak di-breising (braced) terhadap goyangan menyamping.:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22 \quad (3-80)$$

2. Untuk komponen struktur tekan yang di-breising (braced) terhadap goyangan menyamping.

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) \leq 40 \quad (3-81)$$

Keterangan :

- k = faktor panjang efektif
- l_u = tinggi bersih kolom
- r = radius girasi kolom

- $M1$ = momen ujung faktor yang lebih kecil
 $M2$ = momen ujung terfaktor yang lebih besar

B. Tulangan Longitudinal

Berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 21.6.3.1 luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ atau lebih besar dari $0,06A_g$. Pada kolom dengan sengkang tertutup bulat, jumlah minimum batang tulangan longitudinal harus 6 (Pasal 21.6.3.2). Kuat lentur minimum kolom harus memenuhi :

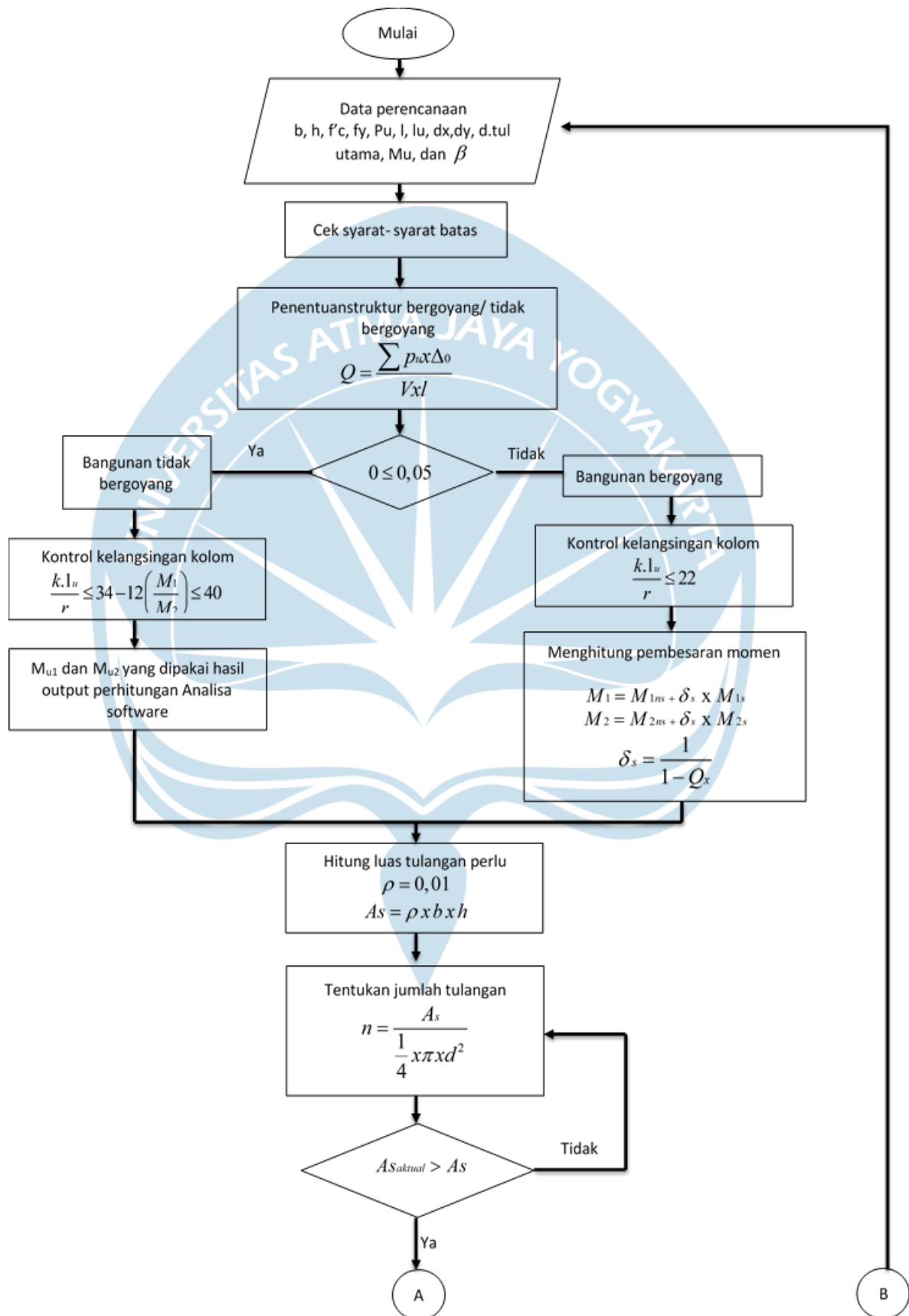
$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb} \quad (3-82)$$

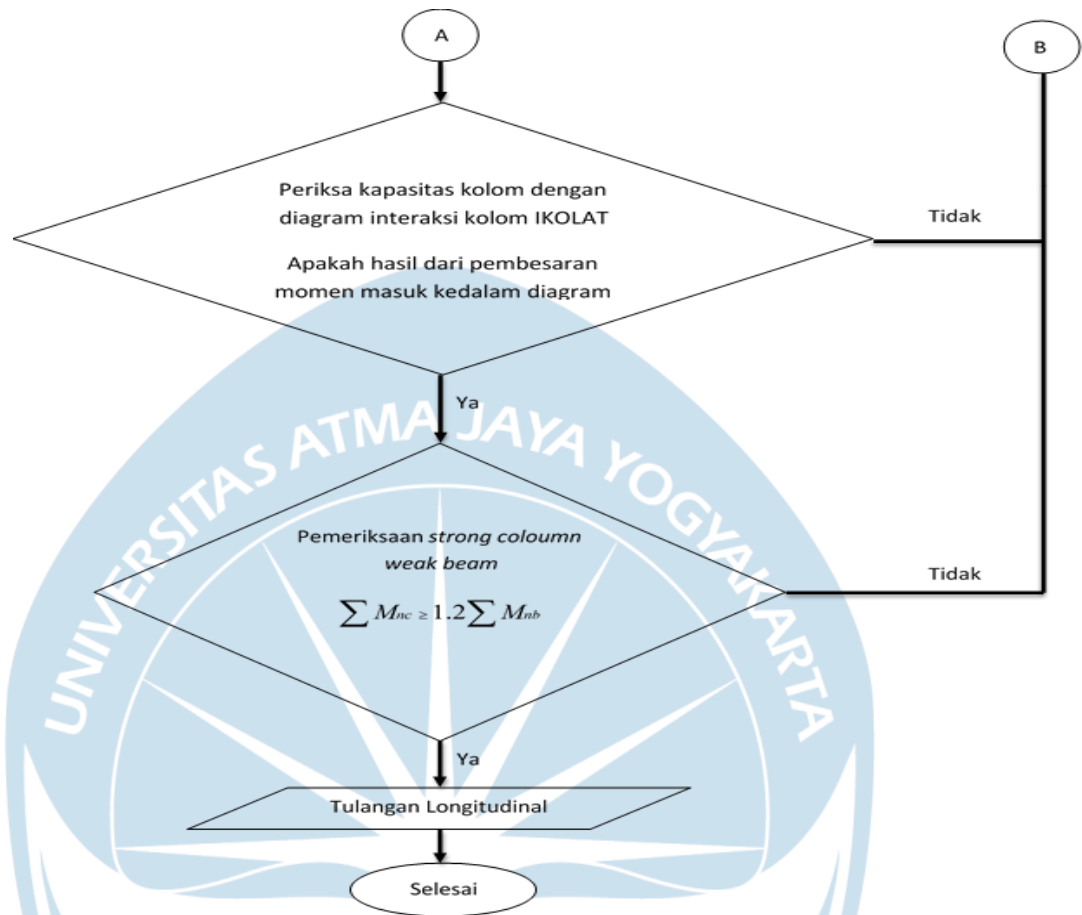
Keterangan :

$\sum M_{nc}$ = jumlah kekuatan lentur nominal kolom yang merangka ke dalam joint yang dievaluasi di muka-muka joint. Kekuatan lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor, konsisten dengan arah gaya-gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan kekuatan lentur terendah.

$\sum M_{nb}$ = jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint. Pada konstruksi balok-T, bilamana slab dalam kondisi tarik akibat momen-momen di muka joint, tulangan slab dalam lebar slab efektif yang didefinisikan pada pasal 8.12 harus diasumsikan menyumbang kepada M_{nb} jika tulangan slab disalurkan pada penampang kritis untuk lentur.

Agar lebih jelas, hitungan tulangan longitudinal kolom yang direncanakan dengan portal SRPMK dapat dilihat pada gambar 3.9 dibawah ini





Gambar 3.9 Bagan alir perencanaan tulangan longitudinal kolom

C. Tulangan Transversal

Berdasarkan pasal 21.6.4.1 tulangan transversal harus dipasang sepanjang panjang dari setiap muka joint dan pada kedua sisi sebrang penampang dimana pelelehan lentur seperti terjadi sebagai akibat dari perpindahan lateral inelastic rangka. Panjang tidak boleh kurang dari :

1. Tinggi komponen struktur pada muka joint atau pada penampang dimana pelelehan lentur seperti terjadi.
2. Seperenam bentang bersih komponen struktur.
3. 450 mm

D. Kuat Geser

V_c harus dihitung dengan ketentuan-ketentuan seperti yang tertera pada pasal 11.2.1.1 dan 11.2.1.2, yaitu :

1. Untuk komponen struktur yang dikenai geser dan lentur saja,

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'c}b_wd \quad (3-83)$$

2. Untuk komponen struktur yang dikenai geser dan lentur saja,

$$V_c = 0,17\left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right)\lambda\sqrt{f'c}b_wd \quad (3-84)$$

Dimana besaran $\frac{N_u}{A_g}$ harus dinyatakan dalam MPa

E. Kuat Geser Nominal

Berdasarkan pasal 11.4.7.2 bila digunakan tulangan geser tegak lurus terhadap sumbu komponen struktur, maka kuat geser dihitung berdasarkan :

$$V_s \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (3-85)$$

Dimana A_v adalah luasan tulangan geser yang berada dalam spasi s . Dan pada pasal 11.4.7.9 V_s tidak boleh diambil lebih besar dari persamaan berikut :

$$0,66\sqrt{f'c}b_wd \quad (3-86)$$

Dalam pasal 11.4.6.3 disyaratkan pula bahwa luasan tulangan geser minimum ditentukan dengan persyaratan berikut :

$$A_{v \min} = 0,062\sqrt{f'c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (3-87)$$

dan tidak boleh kurang dari

$$A_v \min = \frac{0,35b_w s}{f_y} \quad (3-88)$$

Keterangan :

- V_c = kekuatan geser nominal beton
 λ = faktor modifikasi property beton ringan
 N_u = gaya aksial terkafotr tegak lurus terhadap penampang
 V_s = kekuatan geser nominal tulangan geser
 s = spasi pusat ke pusat tulangan
 A_v = momen ujung terfaktor yang lebih besar

F. Tegangan Geser Nominal

Berdasarkan pasal 11.1.1 desain penampang yang dikenai geser harus didasarkan pada :

$$\phi V_n = V_u \quad (3-89)$$

dimana,

$$V_n = V_c + V_s \quad (3-90)$$

G. Syarat Spasi Sengkang

Spasi tulangan transversal sepanjang komponen struktur tidak boleh melebihi yang terkecil dari :

1. Seperempat dimensi komponen struktur minimum.
2. Enam kali diameter batang tulangan longitudinal yang terkecil.
3. S_o , seperti didefinisikan berikut

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (3-91)$$

Nilai S_o tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak perlu diambil kurang dari 100 mm.

Berdasarkan pasal 21.6.4.4 jumlah tulangan transversal harus dipenuhi sesuai dengan yang diisyaratkan :

1. Rasio volume tulang spiral atau sengkang bulat, ρ_s , tidak boleh kurang dari yang diisyaratkan berikut

$$\rho_s = 0,12 \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \quad (3-92)$$

dan tidak boleh kurang dari :

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (3-93)$$

2. Luas penampang total tulangan sengkang persegi, tidak boleh kurang dari :

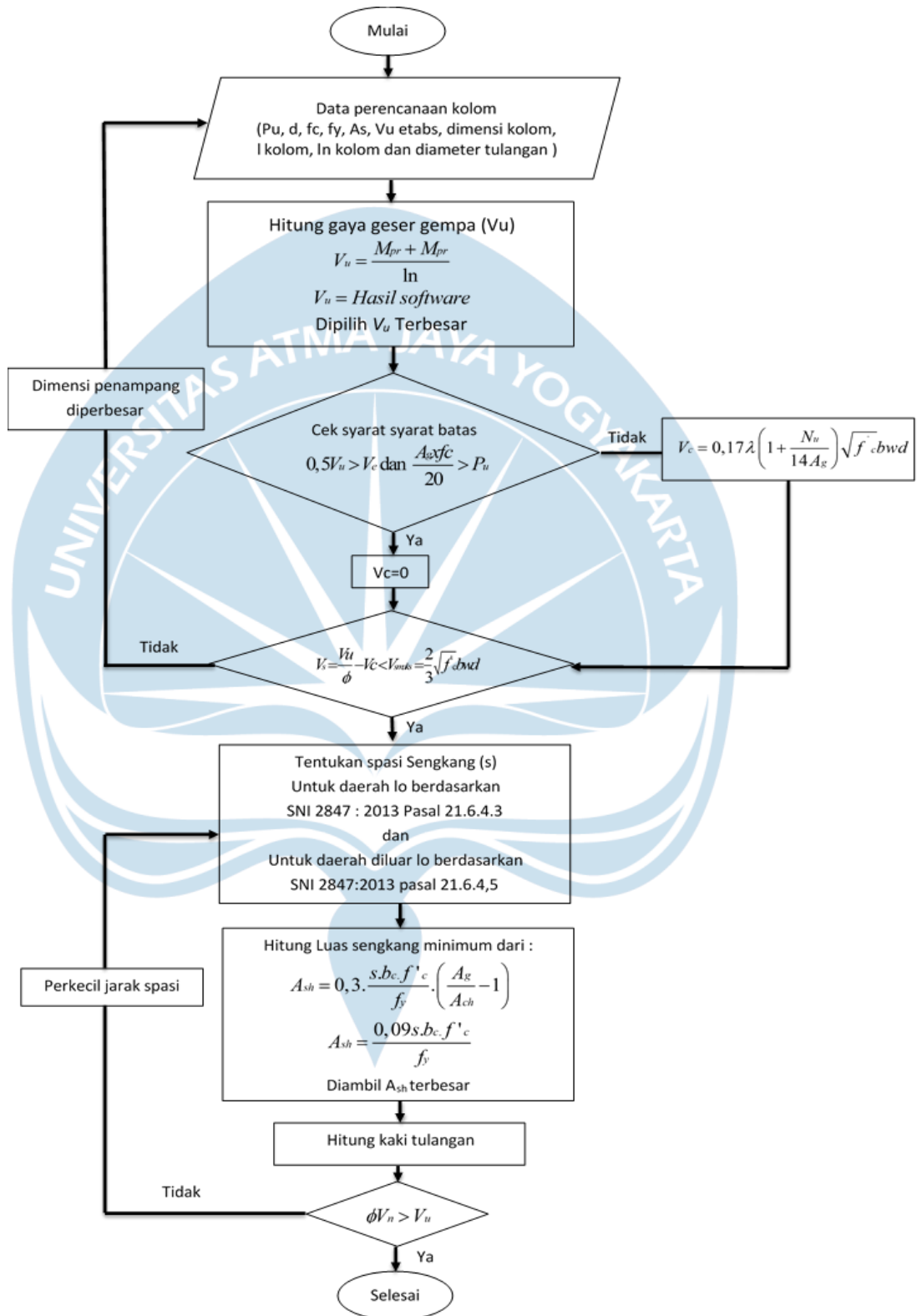
$$A_{sh} = 0,3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (3-94)$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \quad (3-96)$$

Keterangan :

- A_g = luas bruto penampang beton
- A_{ch} = luas penampang komponen struktur yang diukur sampai tepi luar tulangan transversal
- A_{sh} = luas penampang total tulangan transversal termasuk dalam spasi (s) dan tegak lurus terhadap dimensi b_c
- b_c = dimensi penampang inti komponen struktur yang diukur ke tepi luar tulangan transversal yang membentuk luas A_{sh}
- f_{yt} = kekuatan leleh tulangan transversal

Bagan alir hitungan tulangan transversal kolom yang direncanakan dengan portal SRPMK dapat dilihat pada gambar 3.10 dibawah ini



Gambar 3.10 Bagan alir perencanaan tulangan transversal kolom

3.4.4. Perencanaan Fondasi Borepile

Daya dukung fondasi bored pile mengikuti rumus umum yang diperoleh dari penjumlahan tahanan ujung dan tahanan selimut tiang yang dihitung dengan persamaan :

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3-97)$$

$$Q_s = f \cdot L \cdot P \quad (3-98)$$

$$Q_p = q_p \cdot A_b \quad (3-99)$$

Keterangan :

- Q_u = daya dukung terfaktor fondasi
- Q_p = daya dukung fondasi yang diberikan oleh point bearing
- Q_s = daya dukung fondasi yang diberikan oleh friksi pada selimut
- f = gaya gesek yang terjadi pada tiang
- L = panjang
- P = keliling
- D = diameter
- A_b = luas alas

Untuk menentukan jumlah tiang dalam kelompok tiang digunakan persamaan seperti tercantum dibawah ini:

$$(n) = \frac{N}{p \cdot tiang} \quad (3-100)$$

Menurut Sardjono (1988) jarak antar tiang bored pile ditentukan oleh:

$$2.5D \leq S \leq 3,5D \quad (3-101)$$

Jarak antar sumbu tiang ke tepi pilecap ditentukan berdasarkan persamaan berikut :

- a. Untuk tiang pancang

$$S = 1,25D \quad (3-102)$$

b. Untuk tiang dicor ditempat

$$S = 1,0D \quad (3-103)$$

Keterangan :

- P = beban yang di terima
 N = beban normal
 S = jarak sumbu tiang ke tepi atau ke tiang yang lain
 D = diameter tiang

Kekuatan/daya dukung tiang akan berkurang ketika tiang tersebut berada dalam suatu kelompok. Sardojono (1988) menyebutkan reduksi tersebut disebabkan overlapping penyebaran tegangan di sekeliling tiang. Untuk menentukan efisiensi kelompok tiang, dapat dihitung dengan rumus Converse Labarre pada berikut ini :

$$\eta = 1 - \frac{\theta}{90^\circ} \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{mn} \right) \quad (3-104)$$

Keterangan :

- η = efisiensi
 m = jumlah deret boredpile
 n = jumlah boredpile dalam setiap eret
 θ = arc tan (d/s)

Kontrol beban yang diterima satu tiang dalam kelompok tiang adalah sebagai berikut

$$P_{maks} = \frac{P_u}{np} \pm \frac{M_y X_{max}}{ny \sum X^2} \pm \frac{M_x Y_{max}}{ny \sum Y^2} \quad (3-105)$$

Keterangan :

- P_u = jumlah total beban normal
 np = jumlah tiang dalam satu poer
 M_x = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu x yang bekerja pada fondasi, diperhitungkan terhadap pusat berat seluruh tiang yang terdapat di dalam poer
 M_y = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu y yang bekerja pada

fondasi, diperhitungkan terhadap pusat berat seluruh tiang yang terdapat di dalam poer

X_{\max} = jarak tiang arah sumbu x terjau

Y_{\max} = jarak tiang arah sumbu y terjau

n_x = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x

n_y = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y

$\sum X^2$ = jumlah kuadrat absis tiang

$\sum Y^2$ = jumlah kuadrat ordinat tiang

dan untuk perencanaan tulangan bored pile harus memenuhi persamaan :

$$\phi P_n \geq P_u \quad (3-106)$$

Dimana :

untuk penulangan spiral

$$P_n = 0,85.\phi.\left[0,85.f'c.(A_g - A_{st}) + f_y.A_{st}\right] \quad (3-107)$$

untuk penulangan spiral

$$P_n = 0,8.\phi.\left[0,85.f'c.(A_g - A_{st}) + f_y.A_{st}\right] \quad (3-108)$$

Keterangan :

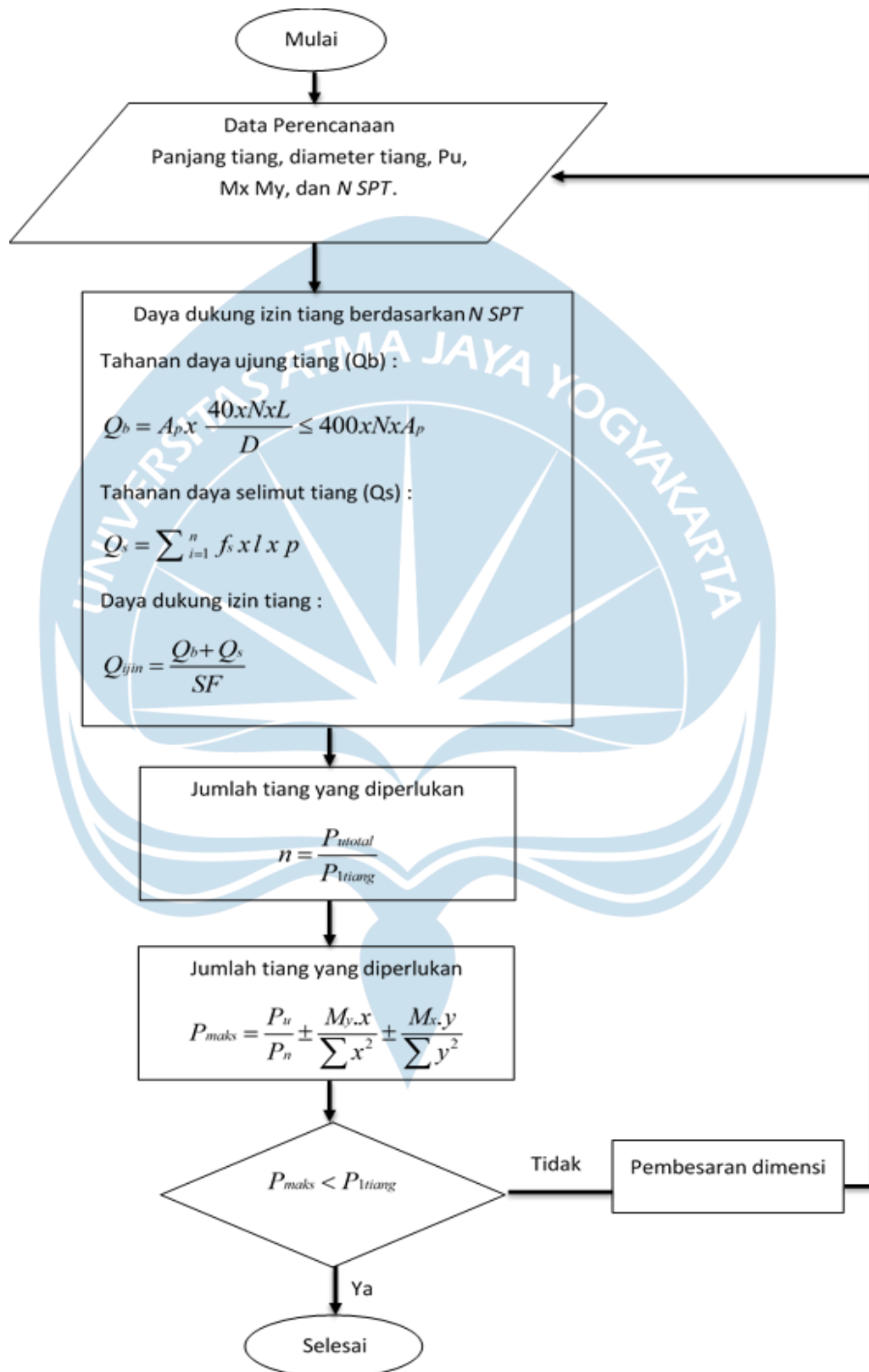
A_g = luas penampang bored pile

A_{st} = luas tulangan bored pile

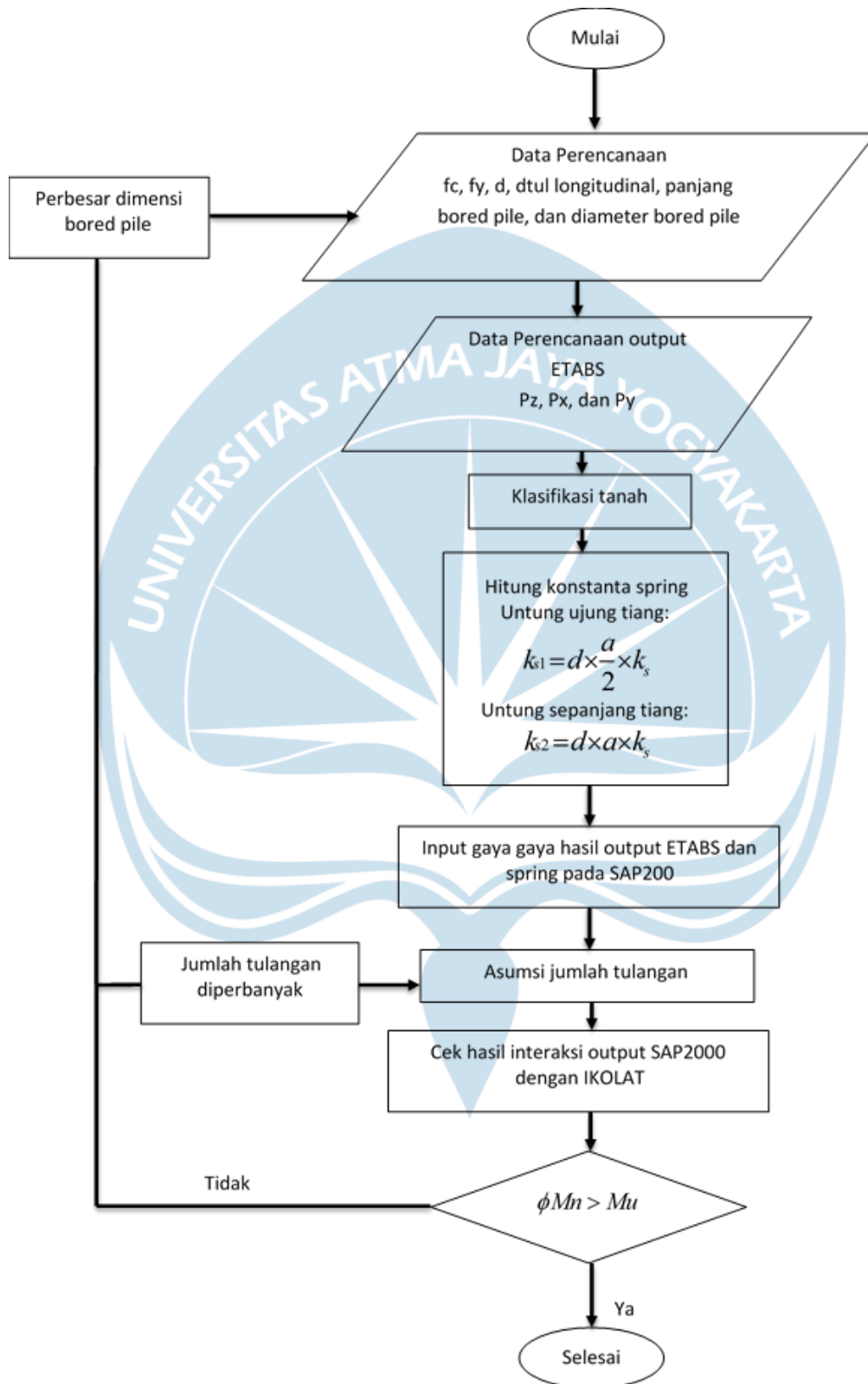
ϕ = faktor reduksi kekuatan

0,75 untuk kolom penulangan spiral 0,65 kolom penulangan sengkang

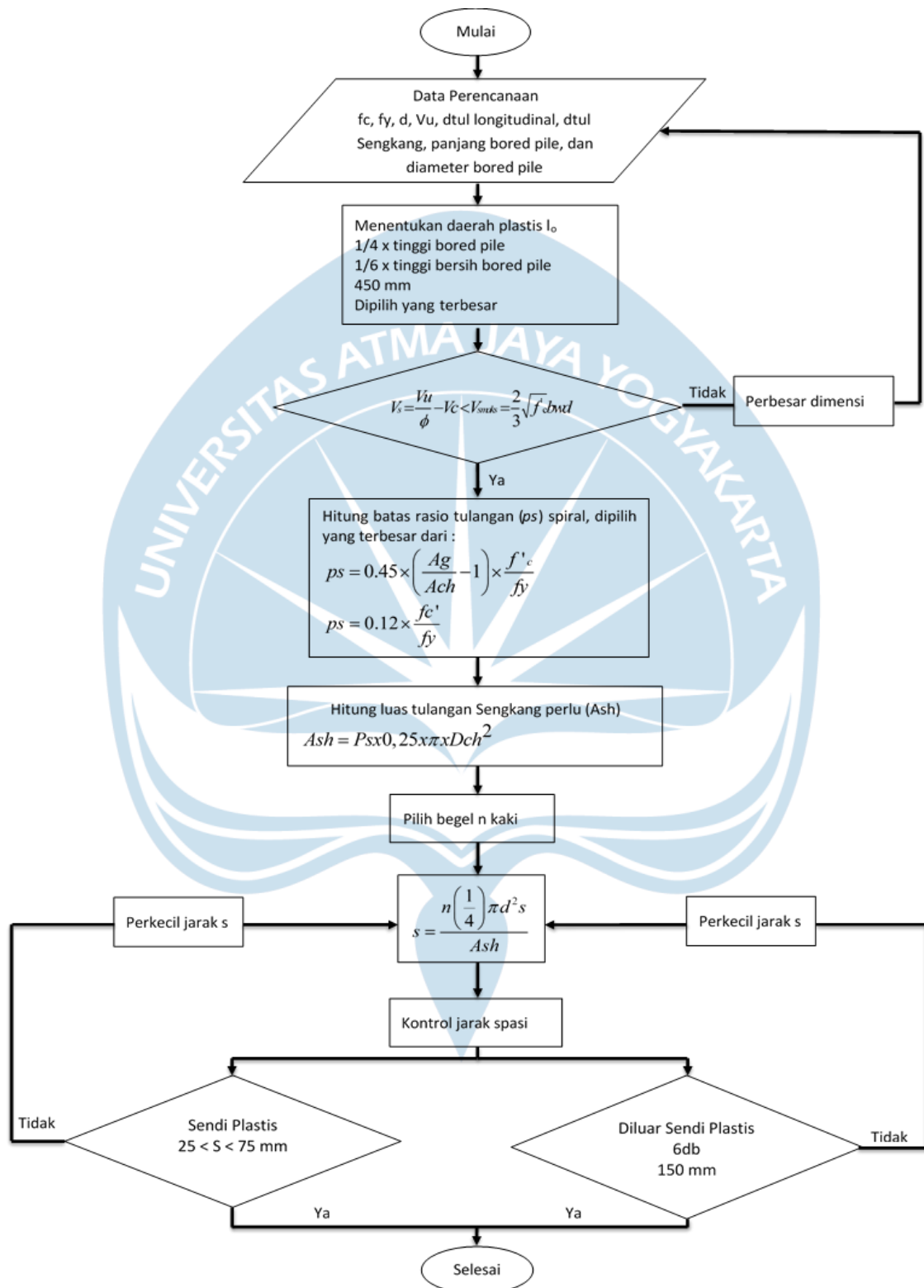
Berikut adalah gambar gambar bagan alir dari perencanaan *Bored pile* dan *pile cap*



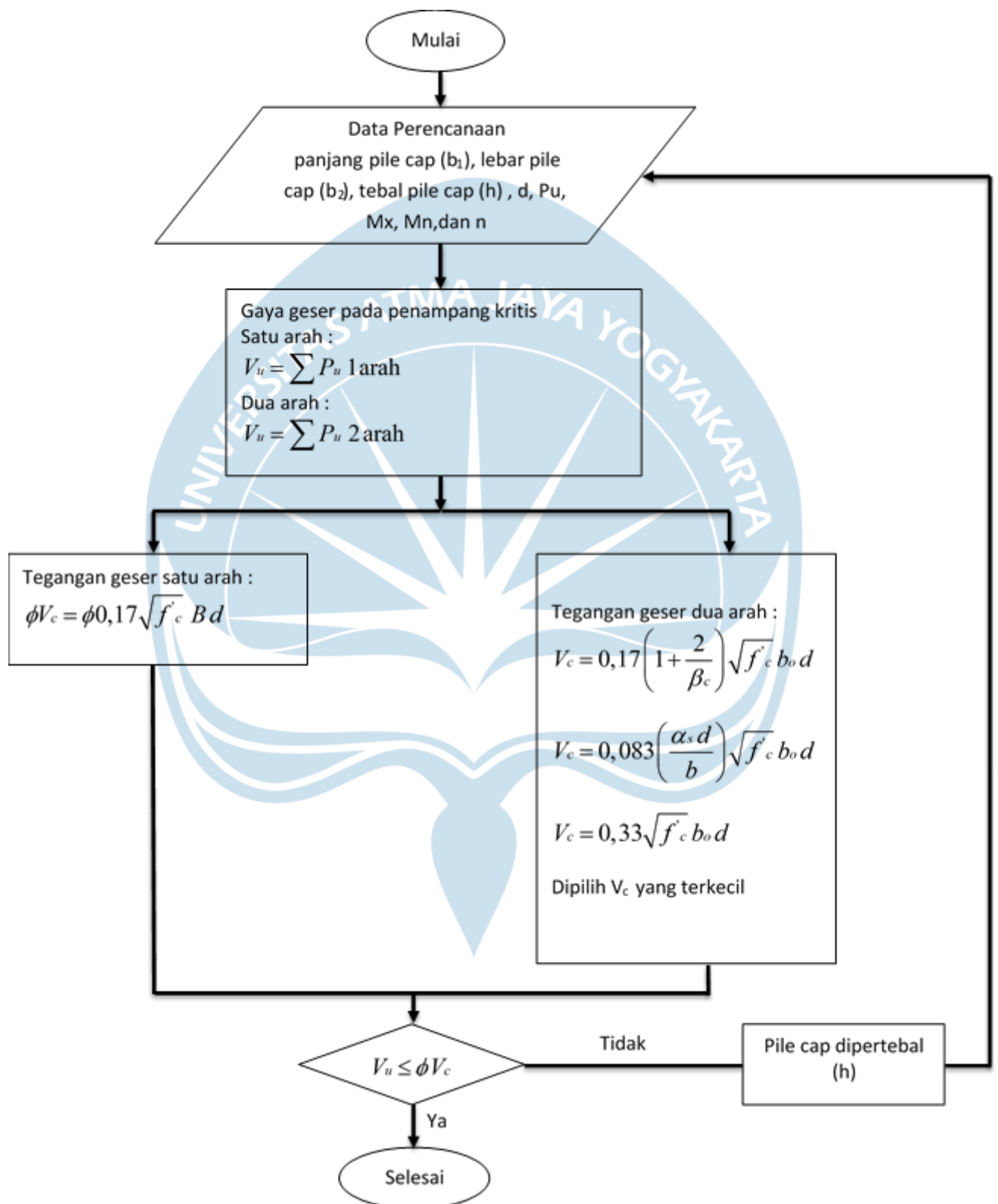
Gambar 3.11 Bagan alir perencanaan jumlah kebutuhan tiang *bored pile*



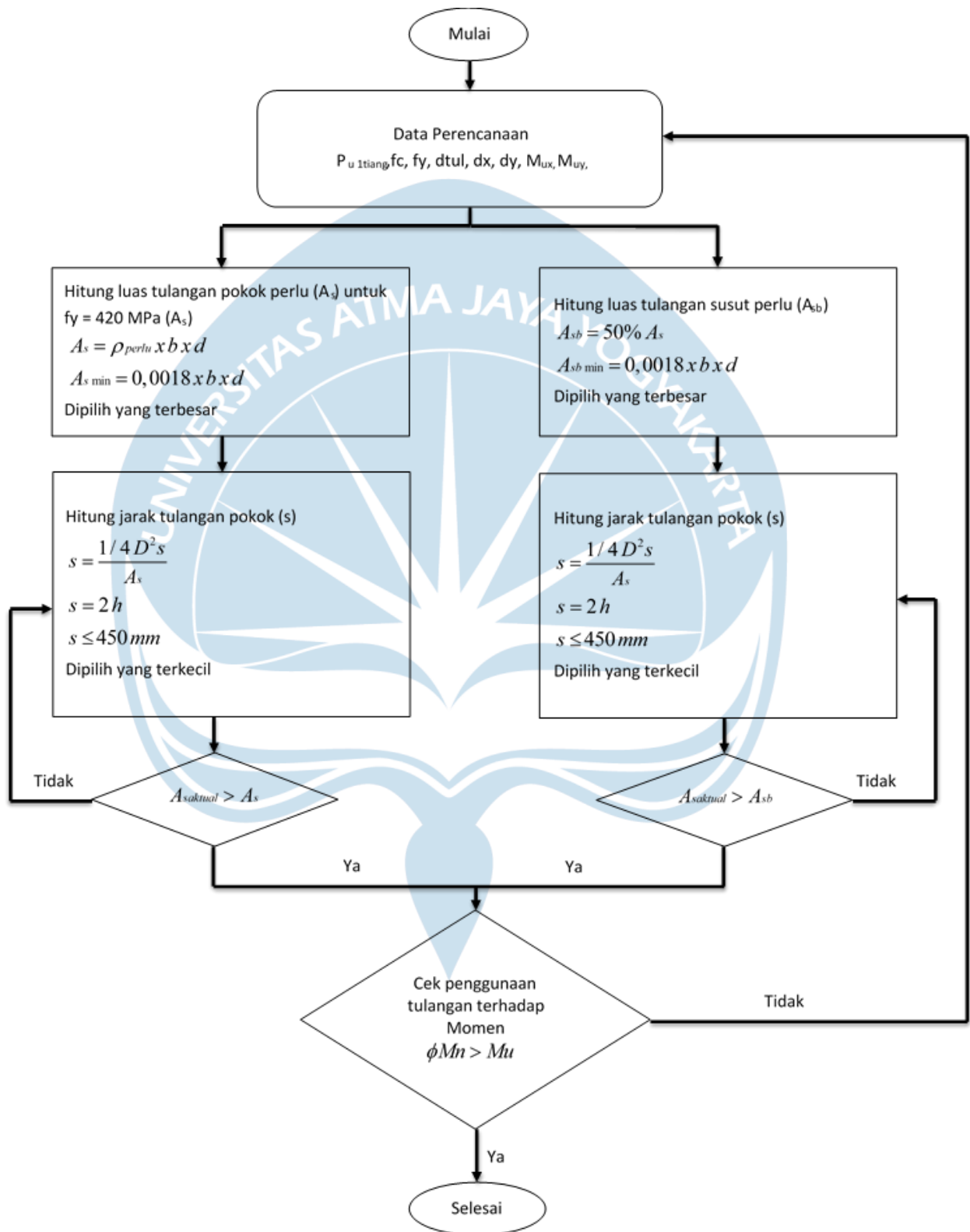
Gambar 3.12 Bagan alir perencanaan tulangan longitudinal *bored pile*



Gambar 3.13 Bagan alir perencanaan tulangan transversal *bored pile*



Gambar 3.14 Bagan alir kontrol tegangan geser *pile cap*

Gambar 3.15 Bagan alir kontrol penulangan *pile cap*