BAB II

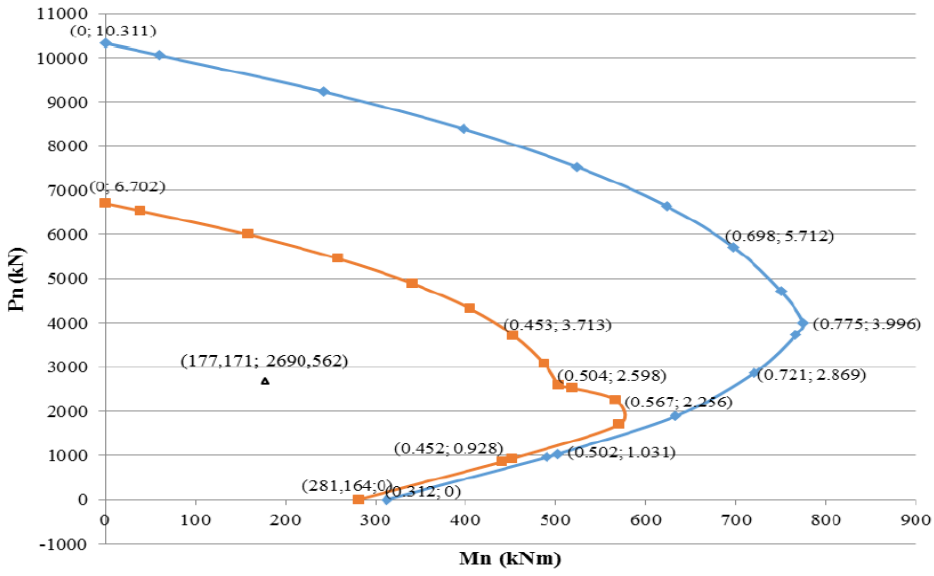
TINJAUAN PUSTAKA DAN LANDASAN TEORI

2.1. Tinjauan Pustaka

Menurut referensi yang didapatkan penulis, penelitian tentang perancangan ulang Gedung Hotel Lafayette menggunakan SNI 2847:2013 belum pernah dilakukan sebelumnya. Perbedaan tugas akhir penulis dengan tugas akhir sebelumnya yaitu terletak pada bangunan yang diteliti, tinjauan yang diambil, dan penggunaan peraturan atau standar. Dalam penulisan laporan tugas akhir ini, penulis mendapatkan informasi dari beberapa jurnal yang akan dijelaskan pada paragraf berikutnya yaitu sebagai berikut :

2.1.1. Penelitian Terdahulu

Setianingrum dkk. (2018) melakukan penelitian tentang "Redesain Struktur Gedung Hotel Citihub Magelang" dengan tujuan untuk merencanakan struktur gedung berdasarkan SNI 2847:2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan SNI 1726:2012 tentang Tata Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung dan juga untuk merencanakan struktur gedung dengan menggunakan analisis konfigurasi Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Metode penelitian nya yaitu dengan mengumpulkan data baik berupa data sekunder maupun data primer bangunan kemudian dilakukan analisis pembebanan dan analisis struktur menggunakan bantuan *software* SAP 2000 lalu dilakukan analisis penulangan struktur atas dan bawah sampai terbentuk gambar desain. Hasil yang didapatkan dari perancanan ulang kemudian dibandingkan dengan hasil dari rencana awal. Hasil dari penelitian ini menunjukan bahwa adanya beberapa perubahan yaitu untuk penulangan kolom, perencanaan menggunakan SNI 2847:2013 menghasilkan tulangan longitudinal kolom 47,9 % lebih sedikit namun tulangan transversal 25,3 % lebih banyak dibandingkan dengan perencanaan sebelumnya. Untuk tulangan longitudinal balok 9,1 % lebih sidikit namun tulangan transversal 36,7 % lebih banyak dibandingkan dengan menggunakan SNI 2847:2002. Sehingga total perubahan yang terjadi yaitu untuk tulangan kolom mencapai 27,2 % lebih sedikit dan total tulangan balok 2,4 % lebih banyak dibandingkan dengan perencanaan sebelumnya. Untuk diagram interaksi kolom dapat dilihat pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1 Diagram interaksi kolom (Setianingrum dkk, 2018)

Prasakti dkk. (2017) melakukan penelitian tentang "Redesain Struktur Gedung Rawat Inap RSUD Kabupaten Temanggung" dengan tujuan untuk meneliti dan mendesain ulang pada gedung yang ditinjau berdasarkan SNI 2847:2013 dan SNI 1726:2012 untuk memastikan gedung tersebut yang berada di wilayah rawan gempa dalam keadaan kuat, baik, dan tahan terhadap beban gempa agar tidak terjadi kegagalan struktur. Metode penelitian dalam penelitian ini yaitu dengan mengumpulkan data sekunder yang berupa gambar rencana, laporan penyelidikan tanah, dan data bangunan, kemudian beban gempa yang dihitung yaitu menggunakan metode analisis dinamik respon spektrum. Kemudian untuk pemodelan dan analisis struktur dilakukan dengan menggunakan bantuan program SAP 2000 dan hasil yang didapatkan berupa perioda fundamental dan simpangan struktur yang nantinya akan dibandingkan terhadap nilai batas, sedangkan hasil analisis gaya dalam yang bekerja pada elemen struktur digunakan untuk perencanaan dimensi serta penulangan elemen struktur balok dan kolom. Hasil yang didapatkan dalam penelitian ini adalah periode getar struktur yang dihitung dengan metode Analisis Ragam sebesar 0,72 detik untuk arah x dan 0,86 untuk arah y. Sedangkan simpangan antar lantai akibat beban lateral (gempa) yang terjadi sebesae 16 mm. Untuk hasil penulangan longitudinal dan transversal balok dapat dilihat pada Tabel 2.1 dan untuk penulangan longitudinal dan transversal kolom dapat dilihat pada Tabel 2.2.

Tabel 2.1 Penulangan longitudinal dan transversal pada balok (Tidar dkk, 2017)

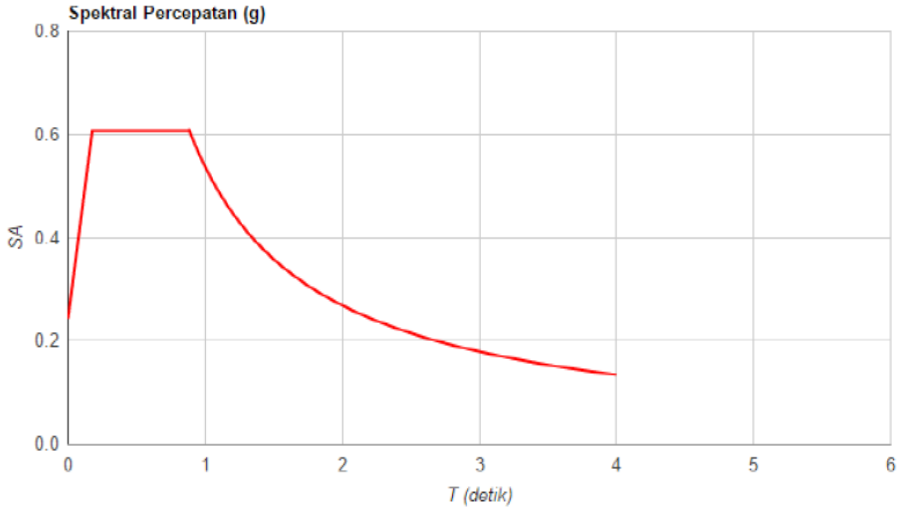
Balok	B	H	Tulangan Longitudinal (torsi + lentur)			Tulangan Transversal (Geser + Torsi)	
			Letak	jumlah	posisi	Jumlah Tulangan	Letak
B1	350	700	Tengah Bentang	7-D22 2-D19 4-D22	Bawah Tengah Atas	4 Leg D10-100	Di Luar panjang l_0
			Tumpuan Ka & Ki	5-D22 2-D19 7-D22	Bawah Tengah Atas	4 Leg D10-100	Di sepanjang l_0
B2	300	600	Tengah Bentang	3-D22 2-D19 4-D22	Bawah Tengah Atas	2 Leg D10-100	Di Luar panjang l_0
			Tumpuan Ka & Ki	4-D22 2-D19 6-D22	Bawah Tengah Atas	2 Leg D10-100	Di sepanjang l_0
B3	300	500	Tengah Bentang	3-D19 2-D16 3-D19	Bawah Tengah Atas	2 Leg D10-100	Di Luar panjang l_0
			Tumpuan Ka & Ki	3-D19 2-D16 4-D19	Bawah Tengah Atas	2 Leg D10-200	Di sepanjang l_0
BR	300	500	Tengah Bentang	3-D19 2-D16 3-D19	Bawah Tengah Atas	2 Leg D10-100	Di Luar panjang l_0
			Tumpuan Ka & Ki	3-D19 2-D16 4-D19	Bawah Tengah Atas	2 Leg D10-100	Di sepanjang l_0

Tabel 2.2 Penulangan longitudinal dan transversal pada kolom (Tidar dkk, 2017)

Kolom	B (mm)	H (mm)	Tulangan Transversal (Confinement + Geser)		Tulangan Longitudinal
			Di luar l0	Sepanjang l0	
K1	750	750	2 leg D13 - 100	4 leg D13 - 100	16 D22
K2	650	650	2 leg D13 - 100	3 leg D13 - 100	12 D22
K3	350	550	2 leg D13 - 100	3 leg D13 - 75	10 D19
K4	350	550	2 leg D13 - 100	3 leg D13 - 100	8 D19

Saputra dkk. (2017) melakukan penelitian tentang ”Perencanaan Pembangunan Gedung Beta Coorporation Semarang” dengan tujuan untuk mengetahui dimensi struktur utama jika pembangunan gedung dilakukan dengan menggunakan metode konvensional. Metode penelitian nya yaitu dengan analisis

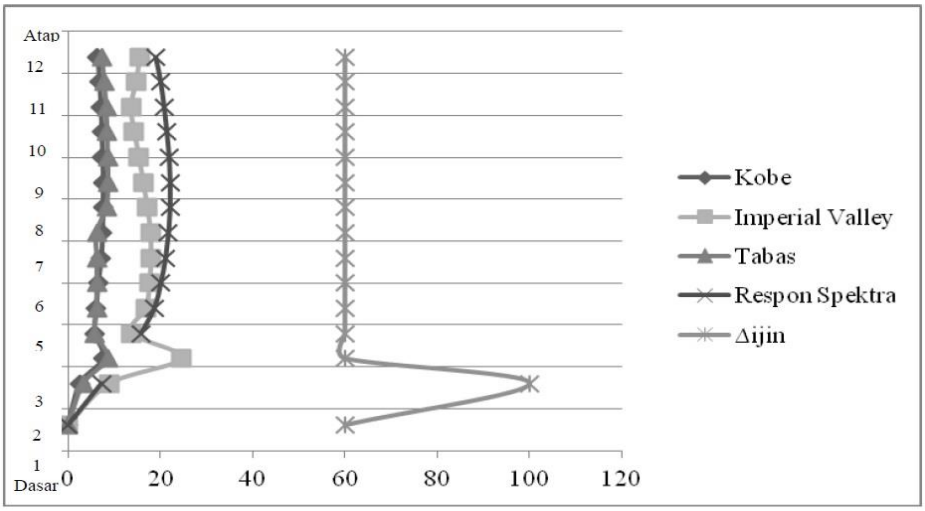
beban gempa menggunakan metode respon spektrum yang merupakan analisis dinamik. Analisis struktur dalam perancangan ulang gedung ini berdasarkan pada Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2012) dan Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2013). Hasil yang didapatkan dalam penelitian ini bahwa perencanaan bangunan didesain menggunakan kolom dengan ukuran 0,6 m x 0,6 m, balok induk melintang 0,7 m x 0,7 m, balok induk memanjang 0,75 m x 0,4 m, dan balok anak 0,4 m x 0,2 m dengan tulangan yang digunakan BJTP 30 dan BJTD 40 dan mutu beton f'c 25 MPa. Untuk grafik respon spektrum dapat dilihat pada Gambar 2.2.



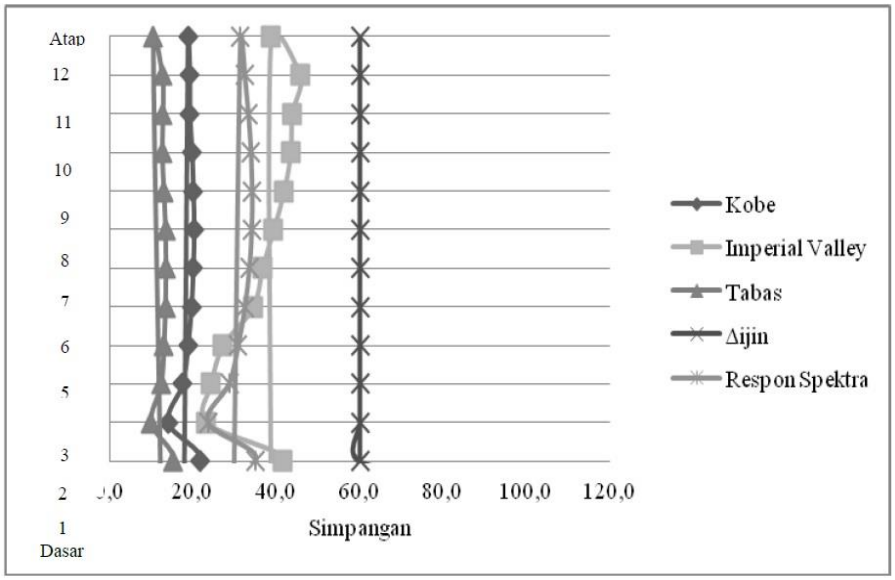
Gambar 2.2 Grafik respon spektrum (Andrian dkk, 2017)

Bayyinah dan Faimun (2017) melakukan penelitian tentang "Studi Perbandingan Analisis Respon Spektra dan *Time History* untuk Desain Gedung" dengan tujuan untuk merancang gedung dengan menggunakan analisis respon spektra kemudian hasil desain dibandingkan dengan menggunakan analisis linier *time history*. Metode penelitianya yaitu dengan mengumpulkan data-data eksisting berupa data gedung apartemen sebanyak 12 lantai. Kemudian gedung dimodelkan menggunakan SAP2000 secara 3D. Pemodelan menggunakan bangunan yang diletakkan di Kota Padang sebagai wilayah gempa tinggi. Sebelum dimodelkan, dihitung pembebanan berdasarkan SNI 1727:2013 dan PPIUG 1983, antara lain beban mati, hidup dan beban gempa (SNI 1726:2012). Lalu dilakukan analisis balok dan kolom dengan berpedoman pada SNI 2847:2013. Desain yang telah

direncanakan dengan analisis respon spektra kemudian dievaluasi dengan analisis *linier time history* dengan menggunakan 3 (tiga) gempa dan diambil nilai terbesar. Hasil yang didapatkan dari penelitian ini bahwa gedung tersebut masih dalam kategori aman jika dihitung dengan respon spektra dan dievaluasi dengan analisis *linier time history*. Data simpangan menunjukkan bahwa gempa *Imperial Valley* menyebabkan simpangan terbesar dari ketiga gempa yang ditinjau. Simpangan yang besar terjadi akibat *base shear* yang kecil, dapat dilihat pada hasil *base shear* dari gempa *Imprial Valley*. Semakin besar *base shear* maka struktur bangunan semakin kaku, jadi niali *base shear* yang kecil mengakibatkan makin besar nilai simpangan. Kemudian untuk *base shear* terbesar dari linier *time history* yaitu gempa Kobe dengan hasil sebesar 10580 kN arah x dan 9691 kN arah y. Nilai *base shear* respon spektra lebih besar dibandingkan analisis linier *time* history yaitu sebesar 11621,343 kN arah x dan 12038,64 kN arah y. Peresentase penurunan nilai *base shear* dari 3 (tiga) gempa dengan analisis linier *time history* terhadap respon spektra yaitu sebesar 4,69 % Kobe - x ; 11,32% Kobe -y; 62,4 % *Imperial Valley* - x ; 83,046 % *Imperial Valley* - y; 8,1 % Tabas -x dan 12,1 % Tabas - y. Kelemahan dalam penelitian ini yaitu hanya menggunakan analisis gempa *linier time history* belum menggunakan analisis gempa *non linier time history* dan juga belum menggunakan rekaman gempa yang cukup banyak. Pada Gambar 2.3 merupakan hasil perbandingan simpangan maksimum respon spektra dan *linier Time History* gempa arah –Y yang terjadi , sedangkan untuk arah – X terdapat pada Gambar 2.4.



Gambar 2.3 Perbandingan simpangan maksimum Respon Spektra dan *Linier Time History* gempa arah –Y (Bayyinah dan Faimun, 2017)



Gambar 2.4 Perbandingan simpangan maksimum Respon Spektra dan *Linier Time History* gempa arah –X (Bayyinah dan Faimun, 2017)

Yonathan dkk. (2016) melakukan penelitian tentang "Pemilihan Level Kinerja Struktur pada Bangunan Sistem Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen yang direncanakan secara *Direct Displacement Based Design*" dengan tujuan untuk mengetahui level kinerja yang paling realistis terhadap level beban gempa yang di analisis menggunakan metode *time history.* Metode penelitian yang dilakukan yaitu dengan studi literatur terkait dengan metode *Direct Displacement Based Design* (DDBD) dengan tujuan memahami konsep dasar serta langkah analisis yang kemudian digunakan untuk estimasi elemen struktur kolom dan balok. Kemudian dicari nilai gaya geser dasar bangunan dan dilakukan analsisis untuk mendistribusi beban gempa lalu dilakukan desain kapasitas struktur bangunan dan mengevaluasi kinerja struktur. Selanjutnya dilakukan pemodelan menggunakan ETABS dengan analisis beban gempa *time history* dan tahap terakhir yaitu dengan menarik kesimpulan terkait kinerja bangunan. Penelitian ini mendapatkan kesimpulan bahwa bangunan yang ditinjau dalam penelitian tersebut memenuhi kriteria *damage index* balok dan kriteria *drift* pada semua level gempa. Sedangkan untuk beberapa kolom mekanisme yang diharapkan tidak tercapai semuanya namun masih memenuhi kondisi *strong column weak beam*. Tabel 2.3 merupakan data kinerja struktur berdasarkan rotasi balok , sedangkan pada Tabel 2.4 merupakan data kinerja struktur berdsarkan rotasi kolom.

Tabel 2.3 Kinerja struktur berdasarkan rotasi balok(Yonatan dkk, 2016)

Wilayah	Periode Ulang Gempa	Repairable Damage	First Yield	No Damage	No Collapse
Jayapura	2500		4A	8B,8A,4B	
	500		4A	8B,8A,4B	
	100		8B,4B,4A	8A	
Surabaya	2500	8A		8B,4B,4A	
	500			8B,8A,4B,4A	
	100		8A,8B	4B,4A	

Tabel 2.4 Kinerja struktur berdasarkan rotasi kolom (Yonatan dkk, 2016)

Wilayah	Periode Ulang Gempa	Repairable Damage	First Yield	No Damage	No Collapse
Jayapura	2500				8B,8A,4B,4A
	500		8A,4B		8B,4A
	100		8A,4B		8A,4A
Surabaya	2500		8B,4B,4A		8A
	500		8B,4B,4A		8A
	100		8B,4B,4A		8A

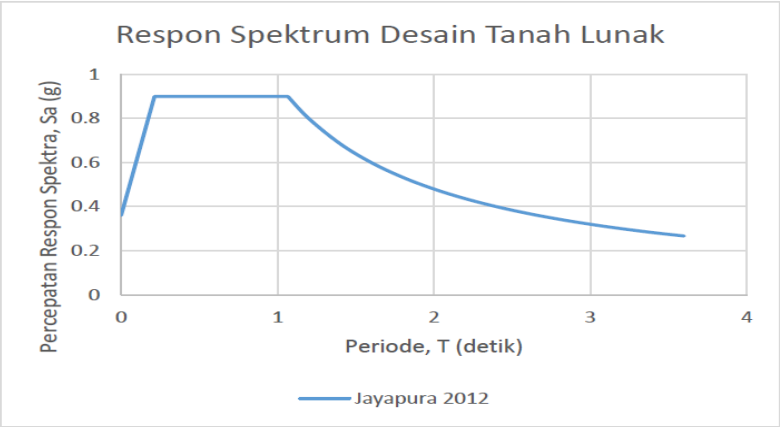
Masagala dan Ma'arif (2016) melakukan penelitian tentang "Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Berlantai 4" dengan tujuan untuk mengetahui dimensi kolom dan balok yang mampu menahan beban gempa rencana yang bekerja, memperhitungkan beban gempa rencana dan beban gempa gravitasi yang bekerja pada struktur gedung yang ditinjau. Metode penelitianya yaitu dengan melakukan analisis struktur dan pemodelan menggunakan program SAP 2000 V.11 dengan analisis data untuk beban gempa menggunakan beban gempa statik ekuivalen. Dari hasil output SAP dilakukan kontrol kapasitas penampang kemudian dilakukan analisis dan perhitungan struktur balok dan kolom. Hasil dari penelitian ini bahwa perencanaan struktur beton bertulang pada gedung yang ditinjau yaitu gedung baru kampus 1 Universitas Teknologi Yogyakarta telah memenuhi persyaratan dan gedung tersebut masih dalam kategori aman terhadap tinjauan di lapangan. Untuk perbandingan antara hasil perencanaan ulang dengan kondisi eksiisting dapat dilihat pada Tabel 2.5.

Tabel 2.5 Perbandingan hasil di lapangan dengan hasil analisis (Masagala, 2016)

Keterangan	Hasil Analisis		Eksisiting	
	lapangan	tumpuan	lapangan	tumpuan
K1 (600X600)	16D22	16D22	16D22	16D22
K2 (600X600)	16D22	16D22	16D22	16D22
K4 (600X600)	20D22	20D22	20D22	20D22
B1 (400X700)	3D22	12D22	3D22	10D22
	7D22	8D22	8D22	4D22
B2 (400X700)	4D22	12D22	3D22	12D22
	8D22	8D22	8D22	5D22
B3 (400X700)	2D22	8D22	3D22	7D22
	5D22	4D22	5D22	3D22
B4 (300X600)	3D22	8D22	3D22	4D22
	7D22	4D22	3D22	3D22
B5 (250X550)	2D19	6D19	3D19	4D19
	4D19	3D19	4D19	3D19
B6 (250X650)	2D19	7D19	3D19	2D19
	5D19	3D19	5D19	5D19
B8 (200X700)	2D19	4D19	3D19	3D19
	3D19	2D19	3D19	3D19
B11(200X400)	2D19	5D19	3D19	3D19
	3D19	3D19	3D19	3D19

Jonathan (2016) melakukan penelitian tentang "Evaluasi Kinerja Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus SNI 2847:2013 pada Struktur dengan Gempa Dominan" dengan tujuan untuk mengevaluasi dan menyelidiki kinerja struktur bangunan yang di analisis dengan beban gempa *time history non-linier*. Metode penelitian nya yaitu dengan mengumpulkan data-data bangunan yang dibutuhkan yang meliputi 5 jenis bangunan dengan kondisi yang berbeda-beda. Bangunan pertama dengan jumlah 3 lantai dengan model yang sama, dan bangunan lainya yaitu modifikasi dari tipe bangunan pertama yaitu dengan menambah lantai menjadi 7 lantai, menambah tinggi kolom menjadi 4,5 meter, menambah 1 portal pada arah Y dan X, dan menambah panjang balok menjadi 7 meter. Kemudian dilakukan analisis pembebanan berdasarkan SNI 1327:2013 lalu dianalisis dengan metode *time history non-linier* menggunakan *software* SAP2000. Penelitian ini mendapatkan kesimpulan bahwa penyebab utama kegagalan bangunan bukan terjadi akibat beban gempa dominan. Kemudian terjadi adanya kesalahan perkiraan, yang seharusnya bangunan 3 terdapat kerusakan terbesar karena mempunyai perbandingan paling besar namun yang terjadi bahwa bangunan 3 memiliki kinerja

struktur terbaik jika dibandingkan dengan bangunan lainya. Sedangkan seharusnya bangunan 5 memiliki kinerja baik karena mempunyai perbandingan kecil namun kenyataanya bangunan tersebut memiliki kinerja yang buruk. Untuk respon spektrum gempa rencana di wilayah Jayapura dapa dilihat pada gambar 2.5, sedangkan Tabel 2.6 menunjukan beberapa informasi mengenai tulangan yang gagal, waktu kegagalan yang pertama, dan posisi kegagalan.



Gambar 2.5 Respon Spektra gempa rencana di wilayah Jayapura (Jonathan, 2016)

Tabel 2.6 Rangkuman waktu kegagalan pertama, letak kegagalan, dan tulangan yang gagal (Jonathan, 2016)

Bangunan	Waktu kegagalan Pertama (Detik)	Arah	Level Gempa (Tahun)	Kegagalan akibat tulangan	Letak Kegagalan
4	19,72	X	2/3 kali 2506	-	Kolom Eksterior Lt.1
	16,08	Y		-	Kolom Eksterior Lt.1
	12,12	X	2500	-	Kolom Eksterior Lt.1
	12,58	Y		-	Kolom Eksterior Lt.1
3	-	X	2/3 kali 2504	-	-
	-	Y		-	-
	9,92	X	2500	-	Kolom Corner Lt. 1
	9,9	Y		-	Kolom Corner Lt. 1
2	2,22	X	2/3 kali 2502	(+)	Balok Interior Lt.3
	2,12	Y		(+)	Balok Eksterior Lt.2
	2,12	X	2500	(+)	Balok Eksterior Lt.2 &3
	2,12	Y		(+)	Balok Eksterior Lt.2 &3
1	2,58	X	2/3 kali 2500	(+)	Balok Eksterior Lt.1
	2,58	Y		(-)	Balok Eksterior Lt.1
	1,76	X	2500	(-)	Balok Eksterior Lt.1
	1,76	Y		(-)	Balok Eksterior Lt.1

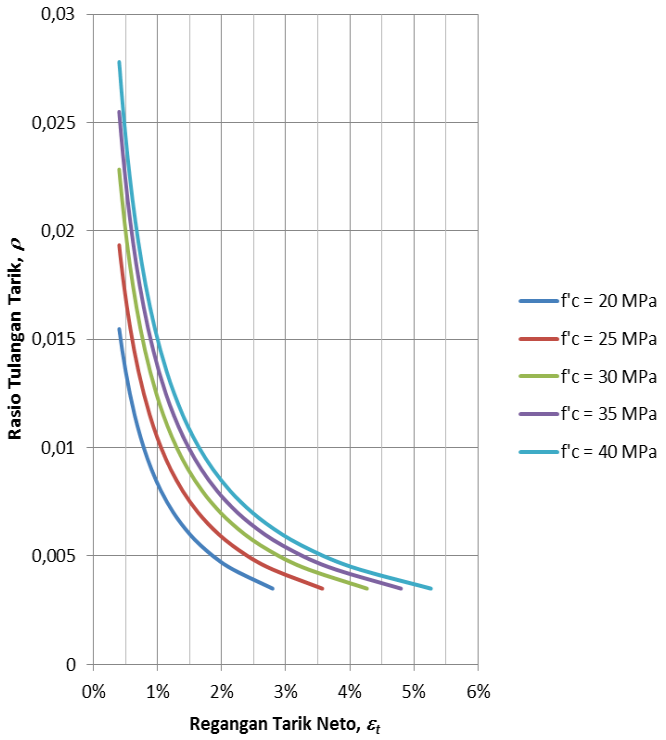
Refani dkk. (2015) melakukan penelitian tentang "Evaluasi Struktur Bangunan Gedung Beton Bertulang Berusia 50 Tahun Berdasarkan SNI 1726:2012 dan SNI 2847:2013" dengan tujuan untuk mengamati dan mengevaluasi kondisi terkini dari bangunan gedung yang berusia 50 Tahun yaitu Gedung Cipta yang terletak di Merdeka Barat, Jakarta. Metode penelitianya yaitu dengan melakukan satu tes destruktif dan tiga tes non-destruktif untuk mendapatkan kekuatan tekan beton aktual dan jumlah tulangan yang terpasang dalam elemen struktur. Kemudian dilakukan analisa struktur menggunakan program SAP 2000 untuk memperoleh gaya gaya dalam struktur gedung tersebut lalu dilakukan kuat tekan inti beton untuk mendapatkan kuat tekan beton. Selanjutnya dilakukan analisis dan evaluasi berdasarkan persyaratan SRPMK Beton Bertulang SNI 2847:2013. Hasil yang didapatkan dari penelitian ini bahwa Gedung Cipta masih aman untuk menerima beban gravitasi, namun tidak memenuhi persyaratan sistem rangka pemikul momen khusus dari SNI 2847:2013. Gedung yang telah berusia 50 tahun tersebut cenderung didesain untuk menerima beban gravitasi dan minim memperhitungkan kapasitas gedung dalam menerima beban lateral (gempa). Pada Tabel 2.7 dijelaskan mengenai hasil analisa penampang pada Gedung Cipta.

Tabel 2.7 Hasil analisa penampang (Navir dkk, 2015)

Balok	Mu (kNm)	ϕ Mn (kNm)	Mu / ϕ Mn	Ve	ϕ Vn (kN)	Ve / ϕ Vn	Ash / AshSNI
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
K1	366	766	0,48	810	595	0,73	0,08
K2	359	476	0,75	774	860	1,11	0,04
B1	258	180		83	136	0,61	-
B2	245	180	1,43	69	136	0,51	-
B3	49	60	1,36	23	90	0,25	-
B4	42	45	0,82	34	90	0,37	-
Bk1	118	180	0,93	138	136	1,01	-
Bk2	118	180	0,65	138	136	1,01	-

Setiawan (2015) melakukan penelitian tentang "Persyaratan Desain Komponen Struktur Lentur Beton Bertulang Tunggal antara SNI 2847:2002 dan

SNI 2847:2013" dengan tujuan untuk membandingkan antara konsep desain komponen struktur lentur balok beton bertulang yang berpedoman pada SNI 2847:2002 dengan SNI 2847:2013 yang ditinjau dari perbandingan rasio tulangan beton (ρ), terhadap kapasitas momen *ultimit* dari penampang, serta untuk mengetahui rasio tulangan maksimum (ρ maks) yang diizinkan untuk berbagai mutu beton berdasarkan SNI 2847:2013. Dalam penelitian ini didapatkan kesimpulan bahwa adanya penurunan terkait dengan batasan rasio tulangan menurut SNI 2847:2013. Batasan rasio tulangan maksimum menurut SNI 2847:2013 berada pada kisaran 0,71ρb sedangkan SNI 2847:2002 (ρmaks = 0,75ρb). SNI 2847:2013 juga memberikan keleluasaan pada perencana untuk menggunakan jumlah tulangan yang lebih kecil (dibandingkan peraturan 2002). SNI 2847:2013 dapat mereduksi kebutuhan terhadap luas tulangan tarik hingga 15% dibandingkan syarat dalam SNI 2847:2002. Untuk batas rasio tulangan maksimum, maka kapasitas lentur penampang yang dihasilkan dari SNI 2847:2013 akan lebih kecil sekitar 1,7% dibandingkan hasil desain menggunakan SNI 2847:2002. Gambar 2.6 menjelaskan tentang hubungan antara nilai tegangan tarik netto εt dan rasio tulangan tarik ρ dijelaskan pada.



Gambar 2.6 Hubungan nilai regangan tarik *Netto*, εt, dan rasio tulangan tarik, ρ (Setiawan, 2015)

Purnomo dkk. (2014) melakukan penelitian tentang "Analisis Kinerja Struktur pada Gedung Bertingkat dengan Analisis Dinamik Respon Spektrum menggunakan *Softare* ETABS" dengan tujuan untuk mengevaluasi kinerja struktur gedung Hotel di Semarang dengan menggunakan analsisi dinamik respon spektrum. Metode penelitianya yaitu dengan metode analsis dinamik respon spektrum dengan menggunakan bantuan *sofware* ETABS untuk pemodelan struktur nya. Langkah metode analisisnya yaitu diawali dengan pengumpulan data dan study literatur, kemudian dilakukan pemodelan struktur secara 3D dan menghitung respon spektrum bangunan yang ditinjau dengan menggambarka kurva respon spektrum. Lalu dilakukan analisis untuk mendapatkan dilai *displacement* dan *base shear* dan dilakukan kontrol kinerja struktur bangunan. Hasil yang didapatkan dari penelitian ini bahwa nilai akhir respon dinamik struktur gedung yang ditinjau akibat pengaruh gempa rencana telah memnuhi persyaratan SNI 1726:2012. Kemudian berdasarkan ragam spektrum respon terhadap level kinerja struktur gedung pada arah X maupun arah Y termasuk dalam kategori level *Immediate Occupancy* (IO). Pada Tabel 2.8 menunjukan tentang nila displacemnt antar lantai dan Tabel 2.9 menjelaskan tentang level kinerja struktur.

Tabel 2.8 Nilai *displacement* antar lantai maksimum analisis respon spektrum (purnomo dkk. 2014)

Lantai	UY (m)	UX (m)	Hx (m)	Syarat (0,015hsx/e) (m)	Keterangan
Dasar	0,0000	0,0000	0,00	0,0000	memenuhi syarat
2	0,0063	0,0066	4,00	0,0462	memenuhi syarat
3	0,0145	0,0136	7,20	0,0831	memenuhi syarat
4	0,0240	0,0216	10,40	0,1200	memenuhi syarat
5	0,0338	0,0295	13,60	0,1569	memenuhi syarat
6	0,0435	0,0368	16,80	0,1938	memenuhi syarat
7	0,0525	0,0432	20,00	0,2308	memenuhi syarat
8	0,0608	0,0489	23,20	0,2677	memenuhi syarat
9	0,0676	0,0531	26,40	0,3046	memenuhi syarat
Atap	0,0727	0,0561	29,60	0,3415	memenuhi syarat
Atap 1	0,0557	0,0573	32,10	0,3704	memenuhi syarat

Tabel 2.9 Level kinerja struktur (purnomo dkk. 2014)

Beban Gempa	Maksimum total *In-elastic-Drift*	Maksimum total *Drift*	Level Kinerja
Arah Y	0,0017	0,0017	*Immediate Occupancy*
Arah X	0,0018	0,0018	*Immediate Occupancy*

2.2. Landasan Teori

2.2.1. Analisis Pembetonan Struktur Portal

Menurut BSN (2013), syarat minimum yang digunakan untuk desain dan konstruksi komponen struktur menurut persyaratan peraturan bangunan gedung secara umum yang diadopsi secara ilegal, dan untuk beton struktur kuat tekan beton nya tidak boleh kurang dari 17 MPa. Kekuatan beton yang digunakan dalam desain dan dievaluasi sesuai dengan persyaratan, beton yang dirancang sedemikian hingga menghasilkan kekuatan tekan rata – rata f'_{cr} seperti yang dijelaskan pada pasal 5.3.2 tentang kekuatan rata – rata perlu. Untuk kekuatan rata-rata perlu dapat dilihat pada Tabel 2.10 berikut.

Tabel 2.10 Kekuatan tekan rata – rata perlu (BSN, 2013)

Kekuatan tekan disyaratkan (Mpa)	Kekuatan tekan rata-rata perlu (MPa)
$f'_c > 35$	$f'_{cr} = 1{,}10 f'_c + 5{,}0$
$21 \leq f'_c \leq 35$	$f'_{cr} = f'_c + 8{,}3$
$f'_c < 21$	$f'_{cr} = f'_c + 7{,}0$

2.2.2.Pembebanan

Merencanakan sebuah struktur gedung seharusnya berpedoman berdasarkan peraturan-peraturan terbaru yang berlaku agar konstruksi yang dihasilkan memiliki kekuatan struktur yang baik dan mampu menahan beban-beban yang bekerja pada struktur tersebut. Beban-beban yang bekerja pada struktur meliputi beban statis maupun beban dinamis. Beban statis merupakan beban yang memiliki perubahan intensitas beban terhadap waktu berjalan lambat atau konstan, seperti beban mati, beban hidup dan beban hujan, sedangkan beban dinamik merupakan beban yang

bergerak dengan variasi perubahan intensitas beban terhadap waktu yang cepat. Beban dinamis ini terdiri dari beban gempa dan beban angin.

A. Beban mati

Menurut BSN (2013), beban mati merupakan berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk lantai, plafon, dinding, atap, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. Kemudian harus digunakan berat bahan dan konstruksi yang sebenarnya dalam penentuan beban mati untuk perancangan, dan jika tidak ada informasi yang jelas mengenai hal tersebut, nilai yang digunakan yaitu nilai yang disetujui oleh pihak yang berwenang. Dalam tugas akhir ini besaran beban mati yang digunakan masih bersumber dari peraturan lama yaitu BSN (1998). Beban mati yang digunakan antara lain:

a. Beton	= 22	kN/m^3
b. Berat beton bertulang	= 24	kN/m^3
c. Baja	=78	kN/m^3
d. Berat pasir	=18	kN/m^3
e. Berat spesi (per cm tebal)	= 21	kN/m^3
f. Berat keramik (per cm tebal)	= 24	kN/m^3
g. Berat langit-langit	= 0,11	kN/m^3
h. Penggantung langit-langit	= 0,07	kN/m^3
i. *Waterproofing*	= 22	kN/m^3

B. Beban hidup

Beban hidup merupakan beban yang berasal dari penggunaan bangunan gedung seperti aktivitas manusia, kendaraan, maupun barang-barang yang dapat berpindah-pindah selama masa operasional bangunan. Menurut BSN (2013), beban hidup merupakan beban yang ditimbulkan oleh penghuni dan pengguna bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban lingkungan dan beban konstruksi seperti beban gempa, beban banjir, beban hujan, beban angin dan beban mati. Beban hidup yang digunakan dalam perancangan struktur gedung dan struktur lain merupakan beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat

penghunian dan penggunaan bangunan gedung, namun tidak boleh kurang dari beban merata minimum yang ditetapkan dalam BSN (2013).

Pada tugas akhir ini besaran beban hidup yang digunakan dalam perhitungan ditunjukkan pada Tabel 2.11 berikut :

Tabel 2.11 Beban hidup minimum (BSN, 2013)

Penggunaan	Beban (kN/m^2)
Ruang pribadi dan koridor	1,92
Ruang publik dan koridor	4,79
Garasi/parkir	1,92
Ruang makan dan restoran	4,79
Ruang pertemuan (kursi dapat dipindahkan)	4,79
Tangga dan jalan keluar	4,79
Atap datar, berbubung dan lengkung	0,96

C. Beban angin

Berdasarkan BSN (2013), bangunan gedung dan struktur lain termasuk kedalam Sistem Penahan Beban Angin Utama (SPBAU) dan seluruh komponen gedung harus dilaksanakan dan dirancang agar dapat menahan beban angin yang ditetapkan menurut BSN (2013) Pasal 26 sampai Pasal 31.

Menurut BSN (2013), beban angin merupakan semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara. Penentuan beban angin ditentukan dengan mengganggap adanya tekanan positif dan tekanan negatif (isapan), yang bekerja tegak lurus pada bidang – bidang yang ditinjau.

Berdasarkan BSN (2013) Pasal 26 sampai Pasal 31, penentuan besaran beban angin ditentukan oleh parameter- parameter berikut :

1. Kecepatan angin dasar (V)

   Kecepatan angin dasar merupakan kecepatan tiupan angin dalam tiga detik pada ketinggian 10 m (33 ft) diatas permukaan tanah yang digunakan dalam menentukan beban angin desain pada struktur gedung maupun struktur lain yang ditentukan dari instansi berwenang (BSN, 2013).

2. Faktor arah angin (Kd)

Berdasarkan BSN (2013) faktor arah angin harus ditentukan dari Tabel 2.12 di bawah ini :

Tabel 2.12 Faktor arah angin (BSN, 2013)

Tipe Struktur	Faktor arah angin, Kd
Bangunan Gedung :	
Komponen dan Klading Bangunan Gedung	0,85
Sistem Penahan Beban Angin Utama	0,85
Komponen dan Klading Bangunan Gedung	0,85
Atap lengkung	0,85
Rangka batang menara :	
Segitiga, segiempat, persegi panjang	0,85
Penampang lainnya	0,95
Dinding pejal berdiri bebas dan papan reklame pejal-Berdiri bebas dan papan reklame terikat	0,85
Cerobong asap, tangki, dan struktur yang sama:	
Segi empat	0,9
Segi enam	0,95
Bundar	0,95
Papan reklame terbuka dan kerangka kisi	0,85

3. Eksposure

Berdasarkan BSN (2013), kekasaran permukaan tanah dalam setiap sektor 45º harus ditentukan suatu jarak lawan angin dari situs. Kekasaran permukaan tanah dibagi menjadi 3 kategori, yaitu:

a. Kekasaran Permukaan D

Kekasaran permukaan D mencakup area datar, area yang tidak terhalang dan permukaan air. Kategori ini berisi padang garam, lumpur halus, dan es tak terputus.

b. Kekasaran Permukaan C

Kekasaran permukaan C mencakup dataran terbuka dengan penghalang tersebar yang memiliki tinggi umumnya kurang dari 9,1 m. Kategori ini mencakup daerah padang rumput dan daerah yang terbuka datar.

c. Kekasaran Permukaan B

Kekasaran permukaan B mencakup pinggiran kota dan daerah perkotaan, daerah berhutan, atau daerah lain.

Berdasarkan BSN (2013) kategori eksposur juga dipengaruhi oleh kekasaran permukaan dan fasilitas yang dibangun. Kategori eksposur dibagi menjadi 3 kategori yaitu sebagai berikut :

1.Eksposur D

Eksposur D diberlakukan jika kekasaran permukaan tanah, sebagaimana ditentukan pada kekasaran permukaan D, berlaku di arah lawan angin untuk jarak yang lebih besar dari 20 kali tinggi bangunan atau 1.524 m dan dipilih yang terbesar dari nilai tersebut. Selain itu eksposur D juga berlaku apabila kekasaran permukaan tanah segera lawan angin dari situs C atau B, dan situs yang berada pada dalam jarak 182 m atau 20 kali tinggi bangunan dan dipilih mana yang terbesar.

2.Eksposur C

Eksposur C berlaku untuk semua kasus dimana Eksposur D ataupun B tidak berlaku.

3.Eksposur B

Eksposur B berlaku untuk bangunan gedung dengan tinggi atap rata- rata kurang dari atau sama dengan 9,1 m, eksposur B berlaku apabila kekasaran permukaan tanah, sebagaimana ditentukan oleh kekasaran permukaan B, berlaku diarah lawan angin untuk jarak yang lebih besar dari 457 m.

a. Efek topografi

Dalam hal ini bangunan gedung yang ditinjau tidak termasuk yang dijelaskan Pasal 26.8.2. Apabila kondisi situs dan lokasi gedung dan strtuktur bangunan lain tidak memenuhi semua kondisi yang disyaratkan, KZT = 1,0.

b. Efek tiupan angin

Frekuensi alami perkiraan untuk bangunan rangka – penahan momen :

$n_a = 43{,}5 / h^{0,5}$ ..... (2.1)

dengan :

n_a = Frekuensi alami perkiraan (Hz)

h = Ketinggian (m)

Jika frekuensi alami perkiraan > 1,0 Hz bangunan dianggap kaku. Faktor efek tiupan angin untuk bangunan kaku minimal harus senilai 0,85 atau dihitung dengan formula :

$$G = 0{,}925 \left(\frac{1+1{,}7g\ Iz\ Q}{1+1{,}7g\ F} \right) \quad \text{.....(2.2)}$$

$$Iz = C \left(\frac{10}{Z} \right)^{1/6} \quad \text{.....(2.3)}$$

dengan :

G = Faktor efek tiupan angin (tanpa satuan)

g = Gaya grafitasi (m/s^2)

I_Z = Intensitas turbulensi pada ketinggian z (meter)

Q = Respon latar belakang (tanpa satuan)

dimana respons latar belakang Q dicari dari persamaan berikut:

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1+0{,}63\left(\frac{B+h}{L_Z}\right)^{0{,}63}}} \quad \text{.....(2.4)}$$

dengan :

Q = Respon latar belakang (tanpa satuan)

B = Dimensi horizontal bangunan (meter))

h = Tinggi atap rata-rata bangunan (meter)

L_Z = $l\left(\frac{z}{10}\right)$ €..... (2.5)

dengan :

L_Z = Skala panjang integral dari turbulensi pada ketinggian ekivalen (meter)

L = Konstanta yang tercantum pada Tabel 2.13 (tanpa satuan)

€ = Konstanta yang tercantum pada Tabel 2.13 (tanpa satuan)

Menurut BSN (2013), konstanta eksposure daratan diambil dari Tabel 2.13

Tabel 2.13 Konstanta eksposure daratan (BSN, 2013)

Eksposur	â	ᾱ	b	α	l(ft)	E	Zg	c	α	Zmin(ft)
D	1 / 11,5	1 / 9	1,07	1 / 9	650	1 / 8	700	0,15	11,5	7
C	1 / 9,5	1 / 6,5	1	1 / 6,5	500	1 / 5	900	0,2	9,5	15
B	1 / 7	1 / 4	0,84	1 / 4	320	1 / 3	1200	0,3	7	30

Koefisien untuk suatu bangunan gedung ditetapkan pada Tabel 2.14 berikut.

Tabel 2.14 Koefisien tekanan internal (BSN, 2013)

Klasifikasi ketertutupan bangunan	GC_{pi}
gedung terbuka	0,00
gedung tertutup sebagian	+ 0,55
	-0,55
gedung tertutup	+0,18
	-0,18

Untuk bangunan tertutup sebagian yang memiliki sebuah ruangan besar tanpa sekat, koefisien tekanan internal (GCpi) harus dikalikan dengan faktor reduksi , R berikut ini:

$$R = 0{,}5\left(1 + \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{Vi}{22{,}800\,A_{og}}}}\right) < 1{,}0 \quad \text{.....(2.6)}$$

dengan :

R = Faktor reduksi (tanpa satuan)

A_{og} = Luas total (m^2)

D. Beban tanah dan tekanan hidrostatis

Menurut BSN (2013), tekanan lateral tanah yang bekerja pada struktur pada bagian samping tanah harus diperhatikan pada saat perancangan.. Jika beban tanah dalam laporan penyelidikan tanah yang disetujui oleh pihak yang berwenang tidak ada maka beban tanah yang diberikan pada Tabel 2.15 harus dipakai sebagai beban lateral minimum.

Tabel 2.15 Beban tanah lateral rencana (BSN, 2013)

No	Uraian material timbunan	Klasifikasi jenis tanah	Beban tanah lateral rencana (kN/m^2)
1	Lempung organik dan lempung lanau	OH	*d*
2	Lempung inorganik plastisitas tinggi	CH	*d*
3	Lanau lempung inorganik, lanau elastik	MH	*d*
4	Lanau organik dan lanau lempung plastisitas rendah	OL	*d*
5	Lempung inorganik dari plastisitas sedang-rendah	CL	15,710
6	Campuran lanau inorganik dan lempung	ML-CL	13,350
7	Lanau inorganik dan lanau lempung	ML	13,350
8	Pasir berlempung campuran pasir berlempung bergradasi baik	SC	13,350
9	Campuran lempung lanau pasir dengan plastik halus	SM-SC	13,350
10	Pasir berlanau, campuran lanau pasir bergradasi buruk	SM	7,070
11	Pasir bersih bergradasi buruk campuran pasir kerikil	SP	5,500
12	Bergradasi baik, pasir bersih, campuran pasir kerikil	SW	5,500
13	Kerikil mengandung lempung, campuran lmpung dengan kerikil gradasi buruk	GC	7,070
14	Kerikil mengandung lanau campuran pasir-kerikil gradasi buruk	GM	5,500
15	Kerikil bersih bergradasi buruk campuran pasir kerikil	GP	5,500
16	Bergradasi baik, kerikil bersih campuran pasir dan kerikil	GW	5,500

E. Beban gempa

a. Kategori resiko struktur bangunan

Menurut BSN (2012), pada Pasal 5.1 dijelaskan terkait metode klasifikasi suatu situs untuk memberikan kriteria desain seismik yang berupa faktor-faktor

amplifikasi pada bangunan. Kategori tersebut dapat dilihat pada Tabel 2.16 berikut.

Tabel 2.16 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa (BSN, 2012)

Jenis Pemanfaatan	Kategori
Struktur yang ditunjukkan sebagai fasilitas penting, seperti 1. Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan 2. Tempat perlindungan terhadap gempa bumi 3. Rumah sakit yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat 4. Bangunan monumental 5. Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, kantor polisi.	IV
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko tertinggi terhadap jiwa manusia saat terjadi kegagalan, misalnya 1. Fasilitas kesehatan tanpa unit bedah dan unit gawat darurat 2. Bangunan untuk orang jompo 3. Bioskop 4. Gedung pertemuan 5. penjara 6. Stadion 7. Fasilitas penitipan anak	III
Struktur yang tidak termasuk kategori resiko I, III, IV, contohnya 1. Pabrik 2. Rumah toko dan rumah kantor 3. Bangunan industri 4. Perumahan 5. Apartemen/rumah susun 6. Pusat perbelanjaan/mall 7. Fasilitas manufaktur	II

Tabel 2.16 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa (BSN, 2012) (Lanjutan)

Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia saat terjadi kegagalan, antara lain : 1. Gedung penyimpanan 2. Rumah jaga dan struktur kecil lainnya. 3. Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, perikanan 4. Fasilitas sementara	I

Pada Tabel 2.17 merupakan hubungan antara kategori resiko dengan faktor keutamaan gempa. Faktor keutamaan gempa tersebut digunakan sebagai pengali dalam perhitungan beban gempa.

Tabel 2.17 Hubungan kategori resiko dengan faktor keutamaan gempa, I (BSN, 2012)

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa, I
IV	1,5
III	1,25
I atau II	1,0

b. Klasifikasi situs

Salah satu yang mempengaruhi beban gempa pada struktur bangunan adalah jenis tanah. Semakin buruk jenis tanahnya maka beban gempa yang diterima struktur akan semakin besar. Berikut pada Tabel 2.18 adalah hubungan nilai parameter parameter tersebut dengan klasifikasi situs:

Tabel 2.18 Hubungan antara klasifikasi situs dengan parameter kemampuan tanah dengan (BSN, 2012)

Kelas situs	N atau N_{ch}	*Su (kPa)*	v_s (m/detik)
Batuan Keras (SA)	N/A	N/A	>1500
Batuan (SB)	N/A	N/A	750 – 1500
Tanah keras, sangat padat dan batuan lunak (SC)	>50	$\geq$ 100	350 – 750
Tanah sedang (SD)	15 – 50	50-100	175 – 350

Tabel 2.18 Hubungan antara klasifikasi situs dengan parameter kemampuan tanah dengan (BSN, 2012) (Lanjutan)

Tanah lunak (SE)	<15	<50	<175
Tanah khusus (SF)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan H > 3 m) - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah -Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan H > 35 m dengan s_u < kPa - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan H > 7,5 m dengan Indeks Plasitisitas PI > 75)		

c. Penentuan nilai respon spektra

Berdasarkan BSN (2013), menjelaskan bahwa penentuan nilai respon spektral percepatan gempa di permukaan tanah diperlukan faktor amplifikasi seismik yaitu pada periode o,1 detik dan 0,2 detik. Faktor amplifikasi tersebut meliputi faktor percepatan yang mewakili getaran peiode 1 detik (Fv) dan juga faktor amplifikasi terkait percepatan pada getaran periode pendek (Fa). Sedangkan untuk nilai S_{MS} dan S_{M1} ditentukan dengan perumusan sebagai berikut:

$S_{MS} = F_a S_S$.....(2.7)

$S_{M1} = F_v S_1$ .....(2.8)

dengan :

S_{MS} = Parameter spektrum respon percepatan pada periode pendek

S_{m1} = Parameter spektrum respon percepatan pada periode 1 detik

Tabel 2.19 Koefisien situs, F_a (BSN, 2012)

Kelas Situs	*Ss* (Percepatan Respons Spektra Periode pendek, T = 0,2 detik)				
	Ss ≥ 1,25	*Ss* = 1	*Ss* = 0,75	*Ss* = 0,5	*Ss* <0,25
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1	1	1	1
SC	1	1	1,1	1,2	11,2
SD	1	1,1	1,2	1,4	1,6
SE	0,9	0,9	1,2	1,7	2,5
SF			SS		

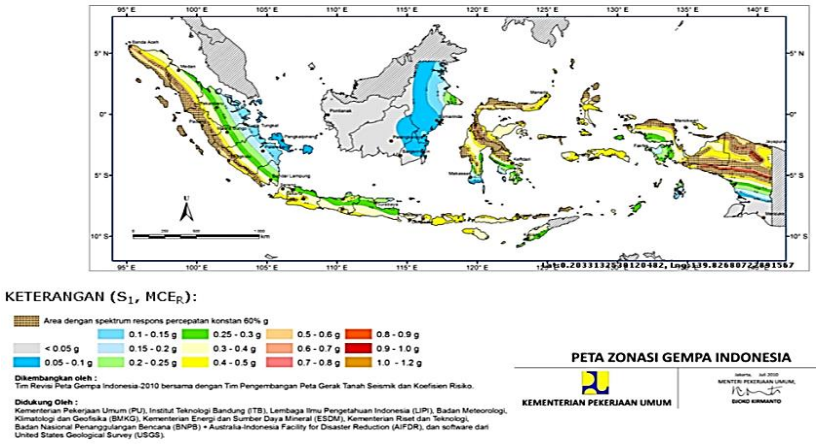
Tabel 2.20 Koefisien situs, F_v (BSN, 2012)

Kelas Situs	S_1 (Percepatan Respons Spektra Periode 1 detik, T = 1 detik)				
	$S_1 \geq 0{,}5$	$S_1 = 0{,}4$	$S_1 = 0{,}3$	$S_1 = 0{,}2$	$S_1 \leq 0{,}1$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1	1	1	1
SC	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7
SD	1,5	1,6	1,8	2	2,4
SE	2,4	2,4	2,6	3,2	3,5
SF			SS		

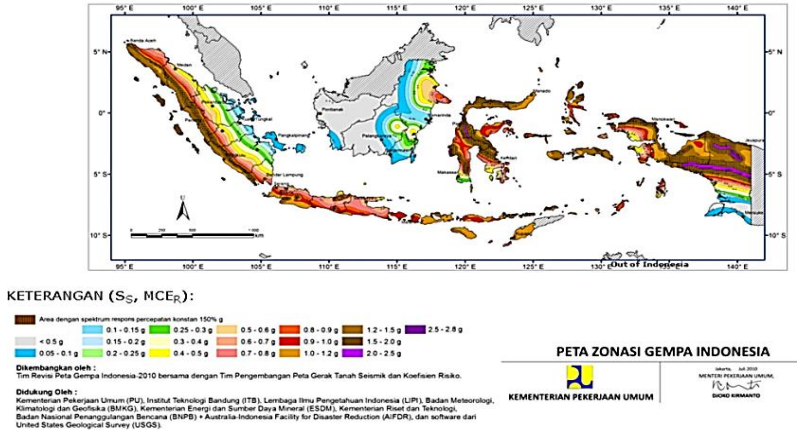
Catatan :

a. Untuk nilai *S1* atau S_s yang tidak tercantung di tabel dapat dilakukan interpolasi linier.

b. SF = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik.



Gambar 2.7 Respons spektra percepatan pendek yaitu percepatan 1 detik (BSN, 2012)



Gambar 2.8 Respons spektra percepatan pendek yaitu percepatan 0,2 detik (BSN, 2012)

Kemudian menghitung nilai respons spektrum desain yang akan dipakai dalam perancangan dengan perumusan sebagai berikut :

S_{DS} = 2/3 x S_{MS}.....(2.9)

S_{D1} = 2/3 x S_{M1}.....(2.10)

dengan :

S_{DS} = Parameter percepatan spektral desain periode pendek

S_{D1} = Parameter percepatan spektral desain periode 1 detik

BSN (2013) Pasal 6.4, kurva respon spektrum desain harus dikembangkan dengan megikuti beberapa hal sebagai berikut:

a. Untuk T > Ts, spektrum respon percepatan desain, Sa ditentukan dengan rumus dibawah ini :

   Sa $= \frac{SD1}{T}$ .....(2.11)

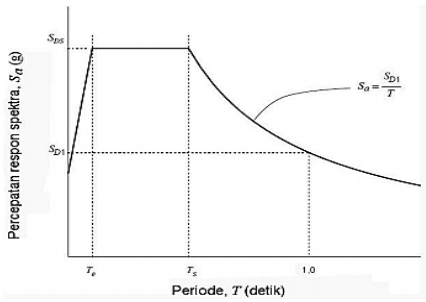
b. Untuk To $\leq$ T $\leq$ Ts , spektrum respon percepatan desain, Sa sama dengan S_{DS}

   Sa $= S_{D1}$.....(2.12)

c. Untuk T < To , spektrum respon desain ditentukan berdasarkan rumus dibawah ini:

   Sa $= S_{DS}\left(0{,}4 + 0{,}6\frac{T}{To}\right)$.....(2.13)

Dari ketiga nilai respons spektrum desain tersebut, dapat digambarkan sebuah grafik seperti tampak pada Gambar 2.9 berikut:



Gambar 2.9 Ketentuan penggambaran grafik Respons Spektra (BSN, 2012)

d. Kategori desain seismik

Menurut BSN (2012) Pasal 6.5, struktur dengan nilai $S_1 \geq 0{,}75$ dengan kategori resiko I,II atau III ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik E dan dengan nilai $S_1 \geq 0{,}75$ serta kategori resiko IV termasuk Kategori Desain Seismik F. Selain ketentuan tersebut, jenis Kategori Desain Seismiknya ditetapkan berdasarkan hubungan nilai S_{DS} dan S_{D1} terhadap Kategori Resiko Gedung seperti pada Tabel 2.21 dan Tabel 2.22 berikut.

Tabel 2.21 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek (BSN, 2012)

Nilai S_{DS}	Kategori Resiko	
	IV	I atau II atau III
$S_{DS} \geq 0{,}5$	D	D
$0{,}33 < S_{DS} < 0{,}5$	D	C
$0{,}167 \leq S_{DS} < 0{,}33$	C	B
$S_{DS} \leq 0{,}167$	A	A

Tabel 2.22 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik (BSN, 2012)

Nilai S_{D1}	Kategori Resiko	
	IV	I atau II atau III
$S_{D1} \geq 0{,}20$	D	D
$0{,}133 \leq S_{D1} < 0{,}20$	D	C
$0{,}067 \leq S_{D1} < 0{,}133$	C	B
$S_{D1} \leq 0{,}167$	A	A

e. Parameter dan Pemilihan sistem gedung

Berdasarka BSN (2012) Pasal 7.2, menjelaskan bahwa sistem penahan gaya gempa vertikal dasar maupun lateral dasar harus memenuhi salah satu tipe yang ditunjukan pada Tabel 2.25. Setelah struktur gedung yang dirancang sudah sesuai dengan Tabel 2.24, akan didapatkan 3 jenis faktor yaitu faktor kuat lebih sistem Ω_0, dan faktor pembesaran defleksi C_d, dan faktor modifikasi respons R dan ditunjukan pada Tabel 2.23.

Tabel 2.23 Faktor Ω_0, C_d dan R untuk beberapa sistem penahan gaya gempa (BSN, 2012)

Sistem struktur beton bertulang penahan gaya gempa		Ω_0	C_d	R	Batasan sistem struktur dan tinggi struktur (m)				
					F	E	D	C	B
A	Sistem dinding penumpu								
1	Dinding geser beton bertulang khusus	02,05	5	5	30	48	48	TB	TB
2	Dinding geser beton bertulang biasa	02,05	4	4	TI	TI	TI	TB	TB
3	Dinding geser beton polos didetail	02,05	2	2	TI	TI	TI	TI	TB
4	Dinding geser beton polos biasa	02,05	01,05	01,05	TI	TI	TI	TI	TB
B	Sistem Rangka								
1	Dinding geser beton bertulang khusus	02,05	5	6	30	48	48	TB	TB
2	Dinding geser beton bertulang biasa	02,05	04,05	5	TI	TI	TI	TB	TB
3	Dinding geser beton polos detail	02,05	2	2	TI	TI	TI	TI	TB
4	Dinding geser beton polos biasa	02,05	01,05	01,05	TI	TI	TI	TI	TB
5	Dinding geser pracetak menengah	02,05	04,05	5	12	12	12	TB	TB
6	Dinding geser pracetak biasa	02,05	4	4	TI	TI	TI	TI	TB
C	Sistem rangka pemikul momen								
1	Rangka baja pemikul momen khusus	3	05,05	8	TB	TB	TB	TB	TB
2	Rangka baja pemikul momen menengah	3	4	04,05	TI	TI	10	TB	TB
3	Rangka baja pemikul momen biasa	3	3	03,05	TI	TI	TI	TB	TB
D	Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus								
1	Dinding geser beton bertulang khusus	02,05	05,05	7	TB	TB	TB	TB	TB
2	Dinding geser beton bertulang biasa	02,05	5	6	TI	TI	TI	TB	TB
E	Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah								
1	Dinding geser beton bertulang khusus	02,05	5	06,05	30	30	48	TB	TB
2	Dinding geser beton bertulang biasa	02,05	04,05	05,05	TI	TI	TI	TB	TB
F	Sistem interaktif dinding geser rangka dengan rangka pemikul momen beton bertulang biasa dan dinding geser beton bertulang biasa								
		02,05	4	04,05	TI	TI	TI	TI	TB
G	Sistem kolom kantilever didetail untuk memenuhi persyaratan :								
1	Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	01,25	01,05	02,05	10	10	10	10	10
2	Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	01,25	01,05	01,05	TI	TI	TI	10	10
3	Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	01,25	1	1	TI	TI	TI	TI	10

Keterangan : TB = tidak dibatasi ; TI = tidak diijinkan

f. Prosedur analisis

BSN (2012) menjelaskan bahwa adanya persyaratan terkait prosedur analisis yang diijinkan untuk digunakan dalam melakukan perhitungan beban gempa. Untuk dapat melakukan prosedur sesuai yang diijinkan, dapat dilihat pada Tabel 2.24 berikut ini.

Tabel 2.24 Prosedur analisis yang diijinkan (BSN, 2012)

Kategori Desain Seismik	Karakteristik Struktur	Analisis spektrum respons ragam	Prosedur riwayat respons seismik	Analisis Gaya lateral ekivalen
B, C	Semua struktur lainnya	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II, dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I
D, E, F	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I
	Struktur beraturan dengan T< 3,5Ts dan semua struktur dari konstruksi rangka ringan	I	I	I
	Struktur tidak beraturan dengan T < 3,5 T_S dan mempunyai hanya ketidakteraturan horisontal Tipe 2, 3, 4, atau 5 atau ketidakteraturan vertikal Tipe 4, 5a, atau 5b	I	I	I
	Semua struktur lainnya	I	I	TI

Keterangan : I = Diijinkan ; TI = Tidak Diijinkan

g. Periode fundamental pendekatan

BSN (2012) menjelaskan bahwa adanya persyaratan terkait periode fundamental yang akan dipakai sebagai perhitungan yaitu tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) yang bisa didapat pada Tabel 2.25, dan periode fundamental pendekatan (*Ta).* Periode pendekatan ditentukan berdasarkan Persamaan 2.14 berikut ini:

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \quad \text{.....(2.14)}$$

dengan h_n yaitu tinggi struktur gedung (meter), sedangkan nilai C_t dan x dapat diperoleh dari Tabel 2.26.

Tabel 2.25 Koefisien batas atas periode (BSN, 2012)

S_{D1}	Koefisien *Cu*
≤ 0.1	01.07
00.15	01.06
00.02	01.05
00.03	01.04
≥ 0.4	01.04

Tabel 2.26 Nilai parameter periode pendekatan *Ct* dan *x* (BSN, 2012)

Tipe Struktur	*x*	*Ct*
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 beton pemikul momen	0,8	0.0466
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,9	0.0731
Semua sistem struktur lainnya	0,75	0.0488
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,75	0.0731
Rangka baja pemikul momen	0,75	0.0724

Selain itu BSN (2012) juga memberi alternatif terkait penentuan periode fundamental pendekatan (T_a) :

1. Untuk struktur gedung yang memiliki ketinggian maksimal 12 lantai dengan tinggi lantainya minimal 300 cm yang menggunakan sistem penahan gaya gempa berupa rangka penahan momen atau baja:

$T_a = 0{,}1\ N$ .....(2.15)

2. Untuk *shearwall* beton maupun batu bata:

$$T_a = \frac{0.0062}{\sqrt{C_w}} h_n \quad \text{.....(2.16)}$$

dengan C_w sebagai berikut.

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^{x} \left(\frac{h_n}{h_i}\right) \frac{A_i}{\left[1+0{,}83\left(\frac{h_i}{D_i}\right)^2\right]} \quad \text{.....(2.17)}$$

dengan :

D_i = panjang dinding geser "i" dinyatakan dalam meter (m)

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

A_B = luas dasar struktur, dinyatakan dalam meter persegi (m^2)

h_i = tinggi dinding geser "i" dinyatakan dalam meter (m)

h. Gaya geser dasar seismik

Gaya geser dasar seismik merupakan jumlah gaya lateral yang terjadi akibat beban gempa struktur bangunan gedung yang ditinjau dan merupakan jumlah dari gaya lateral gempa yang diterima tiap lantainya. Besarnya gaya geser dasar seismik seperti pada Persamaan 2.18.

$V = Cs \times W$ .....(2.18)

dengan :

V = gaya geser dasar seismik, (kN)

W = berat gravitasi (kN)

Cs = koefisien respons seismik, (tanpa satuan)

Sedangkan nilai Cs diambil dari Persamaan 3.19 yang hasilnya tidak melebihi nilai dari Persamaan 2.20, dan tidak kurang dari Persamaan 2.21. Struktur yang berlokasi di mana $S_1 \geq 0{,}6g$; maka nilai Cs yang diambil tidak diperbolehkan melebihi dari nilai yang dihasilkan Persamaan 3.22. Berikut persamaan terkait dengan penentuan nilai Cs.

$$C_S = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \text{.....(2.19)}$$

$$C_S = \frac{S_{S1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \text{(2.20)}$$

$$C_{S,min} = 0{,}044 \,.\, S_{DS} \,.\, I_e \geq 0{,}01 \quad \text{(2.21)}$$

$$C_S = \frac{0{,}5\, S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \text{(2.22)}$$

i. Distribusi vertikal gaya gempa

Kemudian menghitung pendistribusian beban ke setiap lantai mengikuti Persamaan 2.23 dengan menggunakan koefisien faktor distribusi vertikal berupa C_{vx} sesuai dengan Persamaan 2.24.

$$F_x = C_{vx} \,.\, V \quad \text{(2.23)}$$

$$C_{vx} = \frac{w_x\, h_x^{\,k}}{\sum_{i=j}^{n} w_i . h_i^k} \quad \text{(2.24)}$$

dengan :

w_x dan w_i = Berast seismik efektif total struktur , (kN)

h_x dan h_i = Tinggi tingkat (meter)

C_{vx} = Faktor distribusi vertikal, (tanpa sayuan)

V = Geser dasar seismik, (kN)

k = eksponen yang berhubungan dengan periode getar struktur, bernilai 2,0 jika periode getar $\geq$ 2,5 detik, 1,0 jika periode getar $\leq$ 0,5 detik dan. Sedangkan periode getar diantara 0,5 detik dan 2 detik perlu untuk dilakukan interpolasi, (tanpa satuan).

j. Batasan simpangan antar lantai

BSN (2012) menjelaskan bahwa simpangan antara lantai yang terjadi pada struktur bangunan gedung tidak boleh melebihi dari simpangan antar lantai ijin sebesar Δ_U yang telah ditentukan berdasarkan persyaratan yang telah berlaku. Jika analisis yang dilakukan hasil simpangan antar lantai melebihi Δ_U maka harus dilakukan perhitungan ulang sehingga simpangan antar lantai memenuhi persyaratan. Untuk simpangan antar lantai ijin pada beberapa kategori resiko

bangunan ditentukan berdasarkan ketentuan pada Tabel 2.27. Sedangkan defleksi pusat massa di tingkat x dihitung dengan persamaan :

$$\delta_x = \frac{Cd\ x\ \delta xe}{Ie} \quad \text{.....(2.25)}$$

dengan:

δ_x = defleksi pusat massa di tingkat x, (mm)

Cd = faktor amplifikasi defleksi, (mm)

δxe = defleksi pada lokasi yang disyaratkan,(mm)

Ie = faktor keutamaan gempa

Tabel 2.27 Simpangan antar lantai ijin, Δu (BSN, 2012)

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

dengan :

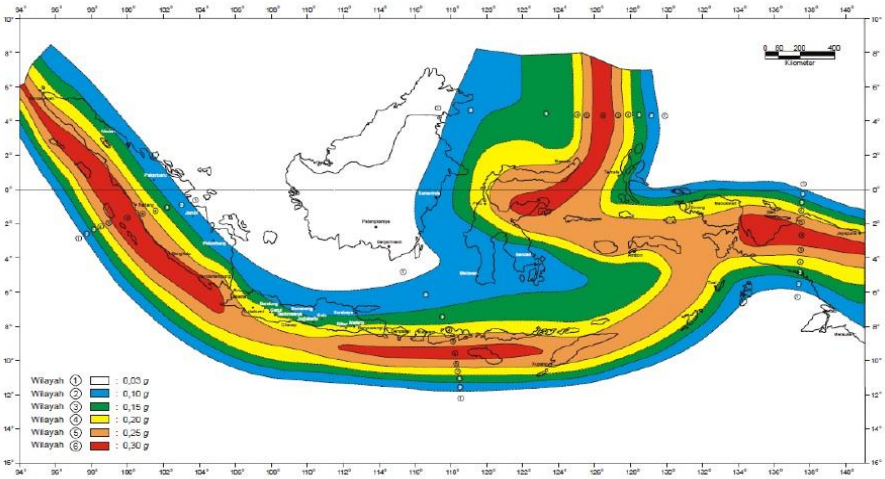
h_{sx} = tinggi tingkat di bawah tingkat x

k. Skala gempa respon spektrm

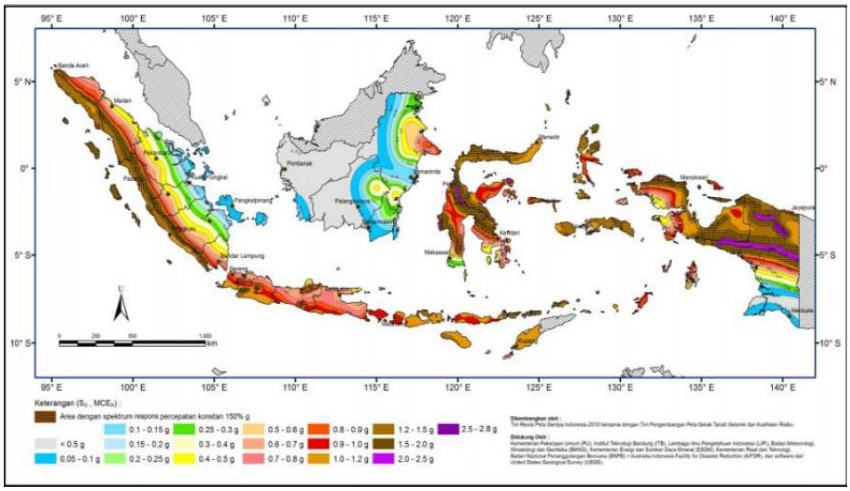
Berdasarkan BSN (2012) hasil dari geser dasar, V dinamik (V respon spektrum) minimal harus lebih besar dari 85% V statik (V statik Eekuivalen) baik untuk arah x maupun arah y. Jika awalnya hasil V respon spektrum kurang dari 85 % V statik maka harus dilakukan konversi ulang dengan merubah faktor skala gempa pada respon spektrum agar persyaratan tersebut terpenuhi.

l. Peta wilayah gempa

Berdasarkan BSN (2012), untuk wilayah gempa Indonesia ditetapkan berdasarkan parameter (percepatan batuan dasar pada perioda pendek 0,2 detik) dan (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik), seperti terlihat pada Gambar 2.10 .



Gambar 2.10 Wilayah gempa di Indonesia dengan percepatan puncak batuan dasar dengan perioda 500 Tahun (BSN, 2012)



Gambar 2.11 Respons Spektra percepatan pendek yaitu percepatan 0,2 detik (BSN, 2012)

F. Beban hujan

Berdasarkan BSN (2013), struktur bangunan gedung khususnya pada bagian struktur atap/dak harus didesain agar dapat menahan beban akibat hujan yang memenuhi drainase primer. Diperhitungkan juga beban merata yang disebabkan

oleh kenaikan muka air di atas lubang masuk sistem drainase sekunder pada aliran rencana.

Menurut BSN (2013), besaran beban hujan dapat ditentukan dengan Persamaan 2.26.

$$R = 0{,}0098(d_s + dh) \quad (2.26)$$

dengan :

R = beban air hujan pada atap yang tidak melendut (kN/m^2)

d_h = tambahan kedalaman air pada atap (mm)

d_s = kedalaman air pada atap yang tidak melendut (mm)

2.2.3. Kombinasi Pembebanan

BSN (2013) menjelaskan bahwa pengaruh beban pada komponen struktur ditentukan menggunakan metode analisis struktur yang memperhitungkan bebrapa hal yang meliputi stabilitas, kompatibilitas geometrik, keseimbangan, sifat bahan jangka pendek maupun jangka panjang.

Pada BSN (2012) untuk pengaruh beban gempa horizontal ditentukan dari Persamaan 2.27.

$$E_h = \rho\, Q_E \quad (2.27)$$

dengan :

Q_E = beban gempa nominal (kN)

ρ = faktor redundansi. (tanpa satuan)

Kombinasi pembebanan yang digunakan dalam analisiss dicari dari Persamaan 2.28 dan Persamaan 2.29 berikut :

$$(1{,}2 + 0{,}2S_{DS})D + \rho Q_E + L \quad (2.28)$$

$$(0{,}9 - 0{,}2S_{DS})D + \rho Q_E + 1{,}6H \quad (2.29)$$

dengan :

L = Pengaruh dari beban hidup (kN/m^2)

SDS = Parameter percepatan spektrum respon desain (m/s^2)

D = Pengaruh dari beban mati (kN)

Q_E = Pengaruh gaya gempa horizontal (kN)

2.2.4. Faktor redundansi

Menurut BSN (2012), terdapat 2 jenis faktor redundansi yaitu:

a Kondisi di mana nilai ρ yang diijinkan senilai 1,0 untuk hal-hal berikut :

1 Desain komponen nonstruktural;

2 Struktur dengan sistem peredaman;

3 Desain struktur non-gedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung;

4 Struktur dirancang untuk kategori desain seismik C maupun B;

5 Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta;

6 Desain elemen kolektor, sambungan lewatan;

7 Desain dinding struktural terhadap gaya keluar bidang.

b Kondisi dimana nilai ρ sebesar 1,3, untuk kategori desain seismik F, E, dan D kecuali jika beberapa keadaan di bawah ini terpenuhi, maka nilai ρ yang diijinkan sebesar 1,0 :

1 Struktur yang memiliki denah beraturan di semua tingkat dengan sistem penahan gaya seismik terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter penahan gaya seismik yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar.

2 Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang ditinjau.

2.3. Struktur Tahan Gempa

Pada saat merencanakan struktur bangunan tahan gempa, diperlukan standar dan peraturan perencanaan bangunan untuk menjamin keselamatan penghuni terhadap gempa yang mungkin terjadi. Filosofi dan konsep dasar perencanaan bangunan tahan gempa sebagai berikut:

a. Apabila terjadi gempa yang ringan, struktur bangunan gedung tidak boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non-struktural (dinding, genting dan langit-langit, kaca pecah maupun pada komponen strukturalnya (kolom dan balok, pondasi);

b. Apabila terjadi gempa sedang, bangunan gedung boleh mengalami kerusakan pada komponen non-strukturnya namun tidak boleh mengalami kerusakan pada komponen strukturnya;

c. Apabila terjadi gempa yang besar, bangunan gedung boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non-strukturnya maupun pada komponen strukturnya, akan tetapi penghuni bangunan tersebut bisa menyelamatkan jiwanya, artinya sebelum bangunan runtuh masih cukup waktu bagi penghuni untuk keluar atau mengungsi ketempat yang aman.

2.4. Kekuatan Struktur

2.4.1. Keadaan batas kekuatan (*Ultimate Limit State*)

a. Kekuatan perlu

BSN (2013) menjelaskan bahwa kekuatan perlu U harus lebih besar sama dengan pengaruh beban terfaktor seperti pada Persamaan 2.30 hingga Persamaan 2.36 berikut:

$U = 1{,}4D$ ..... (2.30)

$U = 1{,}2D + 1{,}6L + 0{,}5(L_r \text{ atau } R)$.....(2.31)

$U = 1{,}2D + 1{,}6(L_r \text{ atau } R) + (1{,}0L \text{ atau } 0{,}5W)$.....(2.32)

$U = 1{,}2D + 1{,}0W + 1{,}0L + 0{,}5(L_r \text{ atau } R)$.....(2.33)

$U = 1{,}2D + 1{,}0E + 1{,}0L$..... (2.34)

$U = 0{,}9D + 1{,}0W$.....(2.35)

$U = 0{,}9D + 1{,}0E$..... (2.36)

kecuali sebagai berikut:

1). Faktor beban hidup L dalam Persamaan 2.30 sampai 2.36 diperbolehkan direduksi hingga mencapai 0,5 kecuali untuk garasi, luasan yang ditempati sebagai tempat perkumpulan publik, dan semua luasan dengan $L > 4{,}8$ kN/m^2,

2). Bila W didasarkan pada beban angin tingkat layan, $1{,}6W$ harus digunakan sebagai pengganti dari $1{,}0W$ dalam Persamaan 2.32 dan 2.33, dan $0{,}8W$ harus digunakan sebagai pengganti dari $0{,}5W$ dalam Persamaan 2.31.

b. Kekuatan nominal

Kuat nominal merupakan kemampuan komponen struktur dalam menerima beban yang dihitung sebelum dikalikan terhadap nilai faktor reduksi kekuatan yang sesuai. Kuat nominal yang akan dipakai dalam penelitian ini adalah sebagai berikut:

1). Kuat nominal berupa kuat tekan nominal (P_n) untuk gaya tekan,
2). Kuat nominal berupa kuat torsi nominal (T_n) untuk gaya torsi,
3). Kuat nominal berupa kuat lentur nominal (M_n), untuk momen,
4). Kuat nominal berupa kuat geser nominal (V_n), untuk gaya geser.

c. Kekuatan rencana (kekuatan desain)

BSN (2013) menjelaskan bahwa kekuatan desain komponen struktur, sambungannya dengan komponen struktur lain, dan penampangnya yang berhubungan dengan geser, lentur, beban normal, dan torsi, harus diambil sebesar kekuatan nominal dihitung sesuai dengan persyaratan dari peraturan ini (SNI 2847:2013), yang dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan ∅ dalam Pasal 9.3.2. dan Pasal 9.3.3. Pasal 9.3.2.1. Berdasarkan BSN (2013) penampang merupakan terkendali tekan jika , $\varepsilon_t \leq 0{,}003$ dan batas dari regangan terkendali tekan sebesar 0,002 untuk tulangan dengan mutu baja 420 MPa dan untuk semua tulangan prategang. Sedangkan penampang merupakan terkendali tarik jika $\varepsilon_t, \geq 0{,}005$ bila beton tekan mencapai batas regangan asumsi sebesar 0,003. Penampang dengan ε_t berada pada batas regangan terkendali tekan dan 0,005 akan membentuk daerah transisi antara penampang terkendali tarik dan terkendali tekan.

2.4.2. Keadaan batas layan *(Service Ability Limit state*)

Menurut BSN (2013) penambahan lendutan jangka panjang akibat rangkak dan susut dari komponen struktur lentur (untuk beton normal ataupun beton ringan) harus dihitung dengan mengalikan lendutan seketika akibat beban tetap yang ditinjau, dengan faktor λ_Δ.

$$\delta = \lambda_\Delta \times \delta_i \quad \text{.....} \quad (2.37)$$

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\,\rho'} \quad \text{.....} \quad (2.38)$$

$$\rho' = \frac{As'}{b.d} \quad \text{.....} \quad (2.39)$$

dengan:

A_S' = luas tulangan tekan, (mm^2)

b = lebar balok, (mm)

d = jarak antara titik berat tulangan tarik ke serat tekan terluar,(mm)

Nilai ξ dapat di lihat dalam Tabel 2.28 berikut.

Tabel 2.28 Faktor pengali, ξ (BSN, 2012)

Waktu pembebanan	**ξ**
3 bulan	1,0
6 bulan	1,2
12 bulan	1,4
5 tahun atau lebih	2,0

Tabel 2.29 Lendutan izin maksimum yang dihitung (BSN, 2012)

Jenis komponen struktur	Lendutan yang diperhitungkan	Batas lendutan
Konstruksi atap yang menumpu atau disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Bagian dari lendutan total yang terjadi setelah pemasangan komponen nonstruktural	$\frac{l}{480}$
Lantai yang tidak menumpu atau tidak disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan seketika akibat beban hidup *L*	$\frac{l}{240}$
Lantai yang tidak menumpu atau tidak disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan seketika akibat beban hidup *L*	$\frac{l}{360}$
Atap datar yang tidak menumpu atau tidak disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan seketika akibat beban hidup *L*	$\frac{l}{180}$

*Batasan ini tidak dimaksudkan untuk mencegah kemungkinan penggenangan air.

‡Batas lendutan boleh dilampaui bila langkah pencegahan kerusakan terhadap komponen yang ditumpu atau yang disatukan telah dilakukan.

§Batas lendutan tidak boleh lebih besar dari toleransi yang disediakan untuk komponen non-struktur. Batasan ini boleh dilampaui jika ada lawan lendut yang disediakan sedemikian hingga lendutan total dikurangi lawan lendut tidak melebihi batas lendutan yang ada.

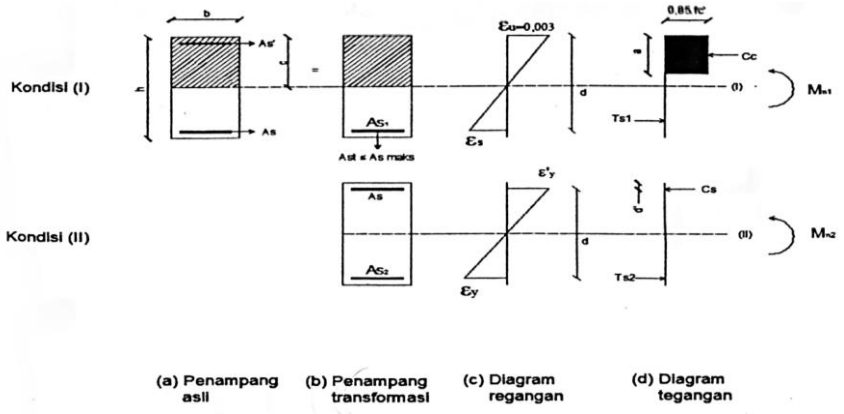
2.5. Perancangan Balok

2.5.1. Perancangan lentur balok

Priyosulistyo (2010) menjelaskan bahwa balok merupakan salah satu komponen struktur yang penting disamping kolom dan fondasi, yang menyalurkan beban – beban diatas pelat ke kolom dan kemudian ke fondasi. Elemen balok mempunyai gaya – gaya internal berupa lentur, geser, maupun torsi/puntir jauh lebih dominan dibandingkan dengan gaya aksialnya. Kemudian balok dapat dirancang menggunakan dua kondisi, yaitu menggunakan tulangan tunggal maupun tulangan rangkap. Saat melakukan perancangan, balok dibuat menggunakan tulangan tunggal dan bila terdapat kekurangan kemampuan untuk menahan beban yang diterima balok, maka balok dapat dibuat menggunakan tulangan rangkap. Ada tiga kemungkinan yang terjadi oleh kesetimbangan gaya-gaya internal antara bahan beton dan baja tulangan sebagai berikut:

1. *Underreinforced design*, merupakan suatu kondisi dimana penampang balok betonnya memiliki tulangan tarik dengan jumlah lebih sedikit dari yang dibutuhkan untuk mencapai keadaan seimbang,
2. *Balanced,* merupakan kondisi yang ideal yaitu baja tarik meleleh bersamaan dengan rusaknya beton.
3. *Overreinforced design,* merupakan kondisi jumlah tulangan berlebihan yang menjadikan beton tekan akan rusak lebih dahulu dan bersifat getas menyebabkan beton mendadak hancur.

Untuk penampang balok dan doagram tegangan-regangan tulangan rangkap dapat dilihat pada Gambar 2.12. Nawy (1990) menjelaskan mengenai persamaan-persamaan yang digunakan dalam perancangan balok tunggal maupun rangkap yaitu sebagai berikut :



Gambar 2.12 Penampang balok dan diagram Tegangan-Regangan tulangan rangkap (Nawy, 1990)

Pada kondisi (I)

$T_S = C_C$ .....(2.40)

$A_{S1} < 0{,}75\ A_{Sb}$ .....(2.41)

$A_{S1} \cdot f_y = 0{,}85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_w$ .....(2.42)

$$a = \frac{A_{S1} \cdot f_y}{0{,}85 \cdot f'_c \cdot b_w}$$ .....(2.43)

$M_{n1} = T_s \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$ .....(2.44)

$M_{n1} = A_{S1} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{1}{2} \cdot \frac{A_{S1} \cdot f_y}{0{,}85 \cdot f'_c \cdot b_w}\right)$ .....(2.45)

dengan :

T_S = Kuat momen torsi nominal yang disumbangkan oleh beton (Nm)

C_C = Jarak dari serat tekan terluar ke garis netral (mm)

A_{S1} = Luas tulangan (mm^2)

A_{sb} = Luas tulangan (mm^2)

f_y = Mutu baja (MPa)

f'_c = Kuat tekan beton (MPa)

b_w = Lebar badan(mm)

Mn1 = Momen nominal (kNm)

d = Jarak antar titik berat tulangan tarik ke serat tekan terluar (mm)

d’ = Jarak pusat tulangan lentur ke sisi beton (mm)

Pada kondisi (II)

Selisih momen : $M_{n2} = T_{s2} \cdot (d - d')$ .....(2.46)

$$M_{n2} = \frac{M_u}{\emptyset} - M_{n1} \quad \text{.....(2.47)}$$

$$f_{s2} = f_y \quad \text{.....(2.48)}$$

$$M_{n2} = A_{S2} \cdot f_{s2} \cdot (d - d') \quad \text{.....(2.49)}$$

$$A_S' = A_{S2} = \frac{M_{n2}}{f_{s2}\,(d - d')} \quad \text{.....(2.50)}$$

Sehingga diperoleh:

Tulangan tarik : $A_S = A_{S1} + A_{S2}$).....(2.51)

Tulangan tekan : A_S'

dengan :

Mn_2 = Momen nominal (kNm)

Ts_2 = Kuat momen torsi nominal yang disumbangkan oleh beton (Nm)

Mu = Momen ultimit (kNm)

$\emptyset$ = Faktor reduksi kekuatan (tanpa satuan)

$As_{1,2}$ = Luas tulangan 1,2 (mm^2)

As' = Luas tulangan tekan (mm^2)

BSN (2013) menjelaskan adanya persyaratan mengenai komponen struktur penahan lentur (balok) yaitu sesuai dengan persamaan berikut 2.52 :

$$A_{S\,min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 f_y} b_w d \quad \text{.....(2.52)}$$

Namun, nilai $A_{S\,min}$ tidak kurang dari 1,4 $b_w\, d / f_y$.

dengan :

Asmin = Luas tulangan minimal (mm^2)

Fc' = Kuat ekan beton (MPa)

f_y = Kuat leleh baja yang disyaratkan (MPa)

b_w = lebar badan balok (mm)

2.5.2. Perancangan torsi pada balok

Priyosulistyo (2010) menjelaskan bahwa torsi pada balok selain menerima beban lentur dan geser, secara bersamaan balok juga dapat terbebani oleh beban lain yaitu beban puntir. Puntir yang terjadi pada balok tersebut akan mengakibatkan

retak serong searah dengan arah puntiran, sehingga balok menjadi lebih panjang dengan ukuran tampang relatif mengecil.

Kemudian hal yang perlu dilakukan yaitu pengecekan apakah pengaruh torsi terfaktor T_u lebih kecil dari kemampuan menahan torsi tereduksi $\emptyset T_n$. Jika nilai $T_u < \emptyset T_n$, maka tidak perlu ditinjau pengaruh torsi pada balok. Kemampuan balok untuk menahan torsi pada komponen struktur non prategang sesuai Persamaan 2.53 pada Pasal 11.5.1. berikut:

$$T_c = \emptyset \text{ x } 0{,}083\ \lambda \sqrt{f_c'} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) \quad \text{.....(2.53)}$$

dengan :

T_C = kekuatan momen torsi noninal (kNm)

$\emptyset$ = sudut antara sumbu strat, diagonal tekan, atau bidang tekan dan kord arik komponen struktur (derajat)

λ = faktor reduksi (tanpa satuan)

f_c' = kuat tekan beton (Mpa)

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

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

Jika $T_u > \emptyset T_n$, maka perlu ditinjau dan dilakukan pengecekan terhadap dimensi balok tersebut agar tetap dapat digunakan yaitu dengan melakukan pengecekan T_u terhadap Persamaan 2.54 pada Pasal 11.5.2.2. sebagai berikut:

$$T_{cr} = \emptyset \text{ x } 0{,}33\lambda \sqrt{f_c'} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) \quad \text{.....(2.54)}$$

dengan:

T_{cr} = Kekuatan momen torsi noninal (kNm)

$\emptyset$ = faktor reduksi

λ = faktor reduksi (tanpa satuan)

f_c' = kuat tekan beton (Mpa)

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

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

Jika dimensi terpenuhi, perhitungan kebutuhan tulangan sengkang setiap satuan panjang (A_t / s) dapat dicari dari Persamaan 2.55 pada Pasal 11.5.3.6. berikut:

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yv} \cot(\theta)}{s} \quad \text{.....(2.55)}$$

dengan:

T_n = Kekuatan momen torsi noninal (kNm)

A_o = Luas bruto (mm^2)

f_{yv} = Tegangan leleh baja tulangan sengkang (MPa)

S = jarak antar sengkang (mm)

fy = Tegangan leleh baja (MPa)

Kemudian, diperlukan pengecekan kuat tekan beton terhadap gaya puntir arah horizontal dengan menggunakan Persamaan 2.56 pada Pasal 11.5.3.1. (a). berikut:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u . p_h}{1{,}7 . A_{oh}{}^2}\right)^2} \leq \emptyset \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2\sqrt{f_c'}}{3}\right) \quad \text{……..…… (2.56)}$$

dengan:

V_u = gaya geser terfaktor pada penampang (kN)

b_w = lebar badan (mm)

d = jarak dari serat tekan beton terluar ke titik berat tulangan (mm)

T_u = Kekuatan momen torsi nominal (kNm)

p_h = keliling garis pusat tulangan torsi transversal (mm)

A_{oh} = luas yang dilingkupi oleh garis pusat tulangan torsi transversal tertutup terluar (mm^2)

V_c = kuat geser nominal (kN)

f_c' = kuat tekan beton (MPa)

Selain itu diperlukan pengecekan terhadap kebutuhan tulangan longitudinal minimum terhadap pengaruh puntir dengan menggunakan Persamaan 2.57 sesuai Pasal 11.5.3.7. berikut:

$$A_l \geq \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yl}}\right) \cot^2(\theta) \quad \text{……..….(2.57)}$$

dengan:

A_l = luas total tulangan (mm^2)

A_t = luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan torsi (mm^2)

p_h = keliling garis pusat tulangan torsi transversal (mm)

f_{yv} = Tegangan leleh baja tulangan sengkang (MPa)

f_{yl} = Tegangan leleh baja tulangan longitudinal (MPa)

θ = sudut antara sumbu strat, diagonal tekan, atau bidang tekan dan kord tarik komponen struktur (derajat)

dengan besarnya A_l tidak diijinkan diambil kurang dari $A_{l,min}$ yang dihitung sesuai Persamaan 2.58 pada Pasal 11.5.5.3. berikut:

$$A_{l,min} = \frac{5\ A_{cp}\sqrt{f_c'}}{12\ .f_{yl}} - \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yl}}\right) \quad \text{.....(2.58)}$$

dengan:

T_n = Kekuatan momen torsi noninal (kNm)

A_{oh} = luas yang dilingkupi oleh garis pusat tulangan torsi transversal tertutup terluar (mm^2)

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

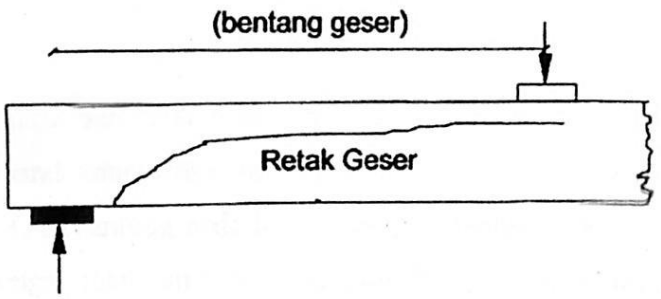
p_h = keliling garis pusat tulangan torsi transversal tertutup terluar (mm)

f_{yv} = Tegangan leleh baja tulangan sengkang (MPa)

f_{yl} = Tegangan leleh baja tulangan longitudinal (MPa)

2.5.3. Perancangan geser balok

Priyosulistyo (2010) menjelaskan bahwa selain balok dapat rusak oleh beban lentur, balok juga dapat dirusak oleh beban geser. Jika kekuatan geser pada balok terlampaui maka akan terjadi pembesaran retak di salah satu ujung balok yang kemudian menjalar menuju ke arah beban luarnya. Rusak geser lentur selalu diawali dari sisi tarik balok, karena di tempat ini kemampuan balok menahan geser diperlemah oleh adanya tarik akibat lentur .Untuk tipikal kerusakan geser lentur dapat dilihat pada Gambar 2.13 berikut :



Gambar 2.13 Tipikal kerusakan geser lentur (Nawy, 1990)

2.5.4. Perancangan geser lentur balok

Berdasarkan BSN (2013), dasar perhitungan tulangan geser balok seperti Persamaan 2.59 berikut :

$$V_u \leq \emptyset\, V_n \; ; \; \emptyset \; = \; 0{,}75 \quad \text{.....} \quad (2.59)$$

dengan :

V_n = kuat geser nominal (kN)

V_u = gaya geser terfaktor (kN)

$\emptyset$ = Faktor reduksi (tanpa satuan)

Sedangkan,

$$V_n \; = \; V_c \; + \; V_s \text{.....} (2.60)$$

dengan :

V_c = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton (kN)

V_s= kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser (kN)

Ketika proses desain yang dihitung yaitu jumlah tulangan geser yang diperlukan sehingga yang dicari adalah V_S. BSN (2013) menjelaskan bahwa kuat geser V_S tidak boleh melebihi kuat geser maksimum $V_{S\ maks}$, yaitu dirumusakan pada Persamaan 2.61 sebagai berikut:

$$V_{s\ maks} = \frac{2\sqrt{f_c'}}{3} b_w d \text{.....} (2.61)$$

dengan :

b_w = lebar badan (mm)

$V_{s\ maks}$ = kekuatan geser sengkang (kN)

d = jarak dari serat tekan beton terluar ke titik berat tulangan (mm)

f_c' = kuat tekan beton (MPa)

Menurut BSN (2013) untuk komponen struktur non prategang yang hanya dibebani oleh geser dan lentur berlaku:

$$V_c = 0.17\ \lambda\sqrt{f_c'}.b.d \quad \text{.....(2.62)}$$

dengan λ = 1 untuk penggunaan beton normal sesuai Pasal 8.6.1.

Kekuatan geser sengkang dapat dihitung dengan menggunakan Persaman 2.63 hingga Persamaan 2.65 berikut:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad \text{.....(2.63)}$$

$$s_{perlu} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \quad \text{.....(2.64)}$$

$$V_r = \emptyset\,(V_s + V_c) \quad \text{.....(2.65)}$$

dengan:

V_u = gaya geser ultimit (kN)

V_r = kuat geser tereduksi (kN)

A_v = luas tulangan geser tegak lurus dengan tulangan lentur tarik (mm^2)

f_y = kuat leleh baja (MPa)

d = jarak dari serat tekan beton terluar ke titik berat tulangan (mm)

s = jarak antar sengkang (mm)

Nilai A_v tergantung pada berapa banyak sengkang yang tegak lurus (kaki tulangan) dengan tulangan lentur dikalikan dengan luas tulangan *(A_s)*.

Priyosulistyo (2010) menyebutkan bahwa hal gaya geser yang harus dipikul oleh sengkang harus memenuhi syarat sebagai berikut:

1 Jika $V_s > 4\ V_c$, maka yang diubah adalah dimensi balok

2 Jika $4V_c > V_s > 2V_c$, maka tulangan sengkang diperhitungkan dengan menggunakan persamaan (3.33) dengan jarak antara sengkang (s) memenuhi syarat s < 300 mm, $s < d/4$.

3 Jika $2V_c > V_s > V_c$, maka tulangan sengkang diperhitungkan dengan menggunakan persamaan (3.33) dan jarak antara sengkang (5) memenuhi syarat : $s < 600$ mm dan $s < d/2$.

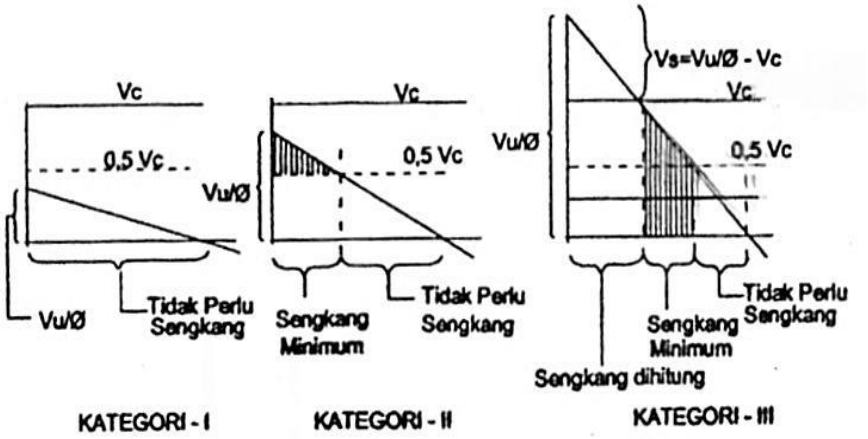
4 Jika $V_c > V_s > 0{,}5V_c$, maka luas tulangan sengkang minimum yang digunakan.

5 Jika $V_u / \emptyset < 0{,}5\ V_c$, maka tulangan sengkang tidak diperlukan.

a. $s < 600$ mm,

b. $s < d/2$.

Secara grafik syarat tulangan geser tersebut dapat dilihat pada Gambar 2.14 berikut ini.



Gambar 2.14 Diagram gaya geser balok (Priyosulistyo, 2010)

2.5.5. Ketentuan Struktur Lentur Rangka Momen Khusus

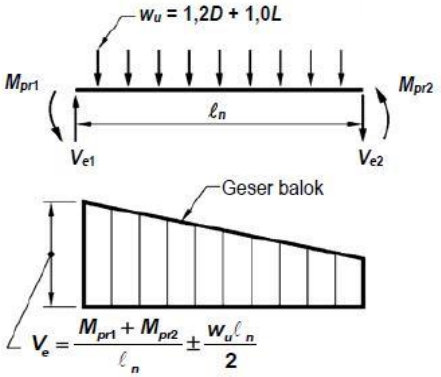
Berdasarkan BSN (2013), menjelaskan bahwa komponen struktur lentur pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus harus memenuhi persyaratan-persyaratan sebagai berikut:

1. Bentang bersih komponen struktur (*ln*), harus lebih dari empat kali tinggi efektifnya,
2. Nilai dari gaya tekan aksial (*Pu*) maksimum hasil dari 0,1*Agfc'*
3. Lebar balok < lebar kolom ditambah jarak pada tiap sisi kolom yang tidak melebihi nilai terkecil dari lebar kolom dan 0,75 kali tinggi kolom
4. Lebar komponen, *bw*, minimal 0.3 *h* dan 250 mm
5. Lebar balok $\geq$ 250 mm

BSN (2013) menjelaskan bahwa tulangan longitudinal pada komponen SRPMK harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

1. Pada sembarang penampang komponen struktur lentur, untuk tulangan bawah maupun atas, jumlah tulangan tidak boleh kurang dari 1,4 / dan rasio tulangan, maksimal 2,5 % . Paling sedikit dua tulangan harus disediakan menerus pada kedua sisi bawah maupun sisi atas,
2. Kekuatan momen positif pada muka *joint* harus melebihi nilai dari setengah kekuatan momen negatif yang disediakan pada muka *joint* tersebut. Kemudian untuk kekuatan momen positif maupun negatif pada sembarang penampang sepanjang panjang komponen struktur harus lebih besar dari seperempat kekuatan momen maksimum yang disediakan pada muka salah satu dari *joint* tersebut.

Kemudian BSN (2013) menjelaskan bahwa gaya geser desain (*Ve*), ditentukan berdasarkan peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antar muka *joint*. Hal tersebut diasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin, *Mpr*, bekerja pada muka-muka *joint* dan bahwa komponen struktur dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor sepanjang bentangnya. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 2.15 berikut.



Gambar 2.15 Gaya geser desain (BSN, 2013)

Mpr balok dihitung berdasarkan tegangan tarik baja tulangan sebesar 1,25 *fy* dan faktor reduksi kekuatan ϕ = 1

2.6. Perancangan Kolom

2.6.1. Stabilitas struktur

Menurut Priyosulistyo (2010), komponen stuktur dapat dibedakan menjadi 2 jenis struktur yaitu struktur bergoyang dan struktur tidak bergoyang. Suatu struktur dikatakan tidak bergoyang jika momen yang ditimbulkan oleh perkalian

antara akumulasi gaya aksial kolom (*ΣPu*) dari tingkat di atasnya dan juga lendutan horizontal relatif pada tingkat itu maksimal 5% dari momen yang ditimbulkan oleh perkalian antara gaya geser total kolom (*Vu*) dan tinggi kolom (*Ic*) pada tingkat itu. Nilai banding momen itu disebut dengan indeks kestabilan (*stability index*) .

Perhitungan tersebut dapat dirumuskan dengan Persamaan 2.66 berikut:

$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_0}{V_u l_c} \leq 0{,}05 \quad \text{.....} \quad (2.66)$$

dengan:

ΣP_u = Akumulasi gaya aksial terfaktor dari tingkat di atasnya (kN)

Q = *Stability Index* (kN)

l_c = Tinggi kolom (diukur dari dua pusat titik buhul) (mm)

V_u = Total gaya geser terfaktor dalam tingkat yang ditinjau (kN)

Δo = Lendutan horizontal relatif antara dua lantai yang ditinjau (mm)

2.6.2.Pembesaran momen

a. Pembesaran Momen Portal Tidak Bergoyang

BSN (2013) menjelaskan bahwa suatu komponen struktur tekan harus didesain untuk gaya aksial terfaktor P_u dan momen terfaktor yang diperbesar untuk pengaruh kurvatur komponen struktur M_c sesuai Persamaan 2.67 berikut.

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad \text{.....} \quad (2.67)$$

dengan δ_{ns} adalah faktor pembesaran momen untuk rangka tidak bergoyang yang ditentukan dengan Persamaan 2.68 berikut

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0{,}75 P_c}} \geq 1{,}0 \quad \text{.....} \quad (2.68)$$

dengan:

C_m = Suatu faktor yang menghubungkan diagram momen aktual dengan suatu diagram momen merata ekivalen (tanpa satuan)

δ_{ns} = Faktor pembesaran momen untuk rangka tidak bergoyang (tanpa satuan)

Pc = Beban kritis (kN)

Pu = Gaya aksial terfaktor (kN)

Berdasarkan BSN (2013), untuk mencari nilai faktor C_m dihitung dengan menggunakan Persamaan 2.69 berikut:

$$C_m = 0{,}6 + 0{,}4\frac{M_1}{M_2} \quad \text{..... (2.69)}$$

dengan M_1/M_2 bernilai negativ apabila suatu kompnen struktur dibengkokan dalam kurvatur ganda dan bernilai positif apabila kolom dibengkokan dalam kurvatul tunggal. Untuk komponen struktur dengan beban transversal di antara tumpuannya, C_m harus diambil sebesar 1,0.

BSN (2013) mensyaratkan bahwa momen terfaktor (M_2), dalam tidak boleh diambil lebih kecil dari hasil Persamaan 2.70 berikut.

$$M_{2,min} = P_u(15{,}24 + 0{,}03h) \quad \text{.....(2.70)}$$

dengan 15,24 dan h adalah dalam satuan mm.

b. Pembesaran Momen Portal bergoyang

BSN (2013) menjelaskan bahwa momen M_1 dan M_2 pada ujung-ujung komponen struktur tekan harus dicari dengan menggunakan persamaan berikut:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s.M \quad \text{.....(2.71)}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s.M_{2s} \quad \text{.....(2.72)}$$

Menurut pasal 10.10.7.3 pembesar momen δ_s boleh dihitung sebagai berikut:

$$\delta_s = \frac{1}{1\text{-}Q} \geq 1 \quad \text{.....(2.73)}$$

Jika nilai δ_s yang didapat dari Persamaan 2.73 lebih besar dari 1,5, menurut pasal 10.10.7.4, δ_s dihitung dengan Persamaan 2.74 sebagai berikut:

$$\delta_s = \frac{1}{\left(1 - \frac{\sum P_u}{0{,}75\sum P_c}\right)} \geq 1 \quad \text{.....(2.74)}$$

dengan :

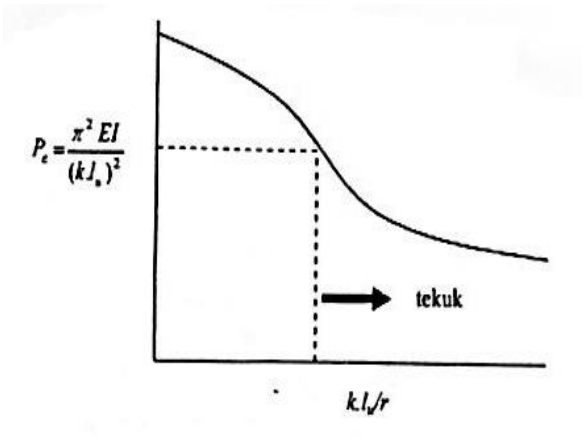
P_c = beban kritik sesuai Persamaan (kN)

Pu = Gay aksial terfakor (kN)

δ_{ns} = Faktor pembesaran momen untuk rangka tidak bergoyang (tanpa satuan)

Bila kolom tidak kaku (*EI* rendah atau l_u tinggi) akan semakin memudahkan kolom itu rusak oleh karena tekuk. Parameter tekuk diindikasikan oleh suatu fakor

yang disebut dengan istilah faktor kelangsingan batang. Semakin besar nilai dari faktor kelangsingan tersebut maka akan mengindikasikan adanya kerusakan tekuk pada struktur kolom. Pada gambar 2.16 merupakan grafik pengaruh faktor kelangsingan pada gaya tekuk.



Gambar 2.16 Pengaruh faktor kelangsingan pada gaya tekuk (Priyosulistyo, 2010)

Nilai faktor kelangsingan dihitung dengan menggunakan Persamaan 2.75 berikut:

$$\text{Faktor kelangsingan} = \frac{kl_u}{r} \quad \text{.....(2.75)}$$

dengan:

k = Faktor panjang efektif kolom (tanpa satuan)

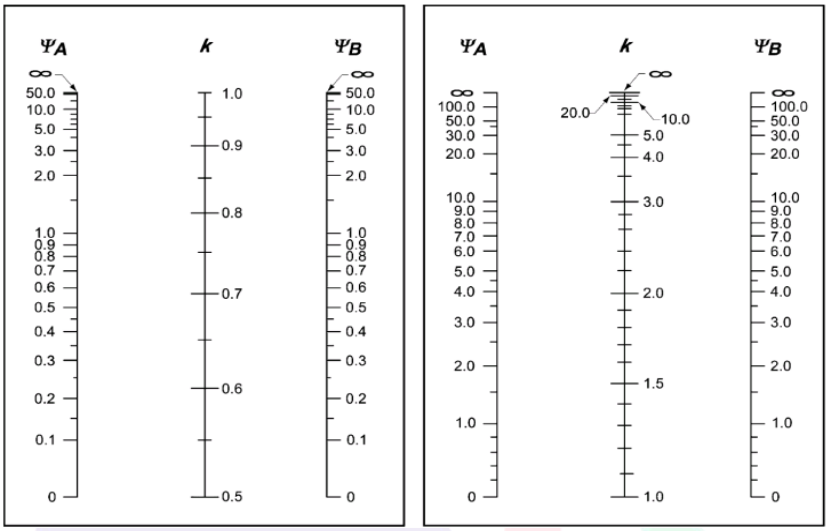
l_u = Panjang kolom bersih (m)

r = Radius girasi (meter)

Untuk faktor kelangsingan sedang metode pendekatan masih dapat digunakan yaitu dengan cara memperbesar momen dari analisis struktur dengan suatu faktor pembesaran momen (δ). Namun demikian apabila faktor kelangsingan itu tinggi > 100 maka analisis lebih jauh diperlukan untuk mengakomodasi pengaruh non-linear bahan, retak, goyangan lateral, rayapan, susut, lama pembebanan dan pengaruh interaksi pada pondasi. Analisis ini dimungkinkan dilaksanakan dengan mudah melalui *software* yang saat ini ada untuk rangka bergoyang dan rangka sedikit tertahan. Hasil dari analsisis ini lebih

realistik dan cenderung hemat. Gambar 2.16 merupakan pengaruh faktor kelangsingan pada kemampuan kolom.

Menurut bsn (2013) untuk portal tidak bergoyang, faktor panjang efektif (*k*) boleh diambil sebesar 1,0. Kemudian pada Pasal 10.10.7.2 dijelaskan bahwa untuk menentukan faktor panjang efektif kolom (*k*) pada struktur portal bergoyang, digunakan nomogram yang ditunjukkan pada Gambar 2.17 dan tidak boleh kurang dari 1,0.



Gambar 2.17 Faktor panjang efektif *k* (BSN, 2013)

Nilai ψ dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 2.76 berikut:

$$\psi = \frac{\sum \frac{EI}{l_c} kolom}{\sum \frac{EI}{l_c} balok} \quad \ldots\ldots (2.76)$$

dengan :

ψ = Derajat hambatan pada ujung kolom yang terjepit (derajat))

E = Modulus elastisitas (MPa)

I = Inersia tampang yang telah direduksi sesuai Pasal 10.10.4.1 (mm)

lc = Panjang kolom dari pusat buhul ke pusat buhul (m)

BSN (2013) menjelaskan terkait dengan penggunaan properti diperbolehkan untuk komponen struktur dalam suatu struktur yaitu sebagai berikut :

1. Modulus elastisitas E_c menurut Pasal 8.5.1, untuk beton normal, E_c diizinkan diambil sebesar $4700\sqrt{f_c'}$
2. Momen inersia, I

   Untuk komponen struktur tekan:

Dinding Tak retak	= 0,70 I_g
Retak	= 0,35 I_g
Kolom	= 0,70 I_g

   Untuk komponen struktur lentur :

Slab datar dan pelat dasar	= 0,25 I_g
Balok	= 0,35 I_g
Luas	= 1,0 A_g

Sedangkan menurut Pasal 10.10.1, untuk pengaruh kelangsingan komponen struktur tekan boleh diabaikan pada rangka tak bergoyangjika terpenuhi nilai dari:

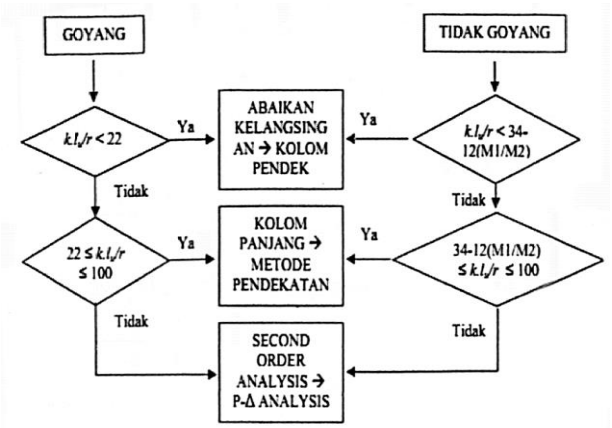
$$\frac{kl_u}{r} < 34\text{-}12\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \quad \text{.....(2.77)}$$

dengan :

M_1 = Momen ujung terfaktor yang lebih kecil pada komponen tekan (kNm)

M_2 = Momen ujung terfaktor yang lebih besar pada komponen tekan (kNm)

Untuk komponen tekan yang tidak ditahan terhadap goyangan menyamping, pengaruh kelangsingan boleh diabaikan jika nilai dari hasil persamaan 2.77 kurang dari 22 . Secara skematik prosedur hitungan kolom dapat dijelaskan melalui diagram alir pada Gambar 2.18.



Gambar 2.18 Diagram alir hitungan kolom (Priyosulistyo, 2010)

Kolom akan lebih cepat rusak bisa disebabkan karena adanya gaya aksial karena adanya tekuk pada kolo. Hal tersebut bisa diantisipasi dengan cara menambah tulangan atau memperbesar dimensi kolom atau meningkatkan kuat tekan beton dan kombinasi dari beberapa kemungkinan tersebut.

2.6.3. Prinsip dasar perhitungan kolom

Pada perencanaan kolom dalam penelitian ini terdapat beberapa asumsi yang digunakan berdasarkan BSN (2013) yaitu:

1. Tidak terjadi adanya slip antara baja tulangan dan beton,
2. Regangan tekan beton terbesar dibatasi pada kondisi ultimit $\varepsilon_{cu}' = 0{,}003$,
3. Distribusi regangan di sepanjang tebal kolom dianggap berupa garis lurus,
4. Kekuatan tarik beton diabaikan,
5. Tegangan baja tulangan tekan maupun tarik (f_s maupun f_s') yang belum mencapai leleh ($< f_y$) dihitung sebesar modulus elastisitas baja tulangan (E_s) dikalikan dengan regangannya (ε_s maupun ε_s').
6. Gaya tekan yang ditahan oleh beton sebesar:

$C_c = 0{,}85.\ f_c'\ a.\ b$ .....(2.78)

Nilai $a = \beta.\ c$ dan nilai β bergantung pada kualitas beton sesuai dengan persamaan berikut:

a) Apabila $f_c' < 30$ MPa, maka $\beta_1 = 0{,}85$

b) Apabila $f_c' > 30$ MPa, maka $\beta_1 = 0{,}85-(f_c' - 30).0{,}008$ dan $\beta_1 > 0{,}65$

Gaya pada tulangan bergantung pada nilai regangan (ε) yang diperoleh dengan persamaan berikut:

$\varepsilon = 0{,}003(d - c)/c$ untuk baja di daerah tarik

$\varepsilon' = 0{,}003(c - d')/c$ untuk baja di daerah tekan

dengan:

d' = penutup beton (mm)

d = selisih tinggi beton total dengan tinggi penutup beton (mm)

Gaya tarik baja (T_s) dapat dihitung dengan Persamaan 2.79 sebagai berikut:

$T_s = A_s f_y$.....(2.79)

Bila $\varepsilon > \varepsilon_y$ dengan $\varepsilon_y = f_y/E_s$ dan $E_s = 200.000$ MPa

$T_s = A_s f_s$ ..... (2.80)

Bila $\varepsilon < \varepsilon_y$ dengan $f_s = \varepsilon.E_S$

Gaya tekan baja (C_s) dapat dihitung dengan Persamaan 2.81 sebagai berikut:

$Cs = A_s'fy$ ..... (2.81)

Bila $\varepsilon' > \varepsilon_y$ dengan $\varepsilon_y = f_y/E_s$ dan E_s = 200.000 MPa

$C_t = A_s'f_s$ .....(2.82)

Bila $\varepsilon' < \varepsilon_y$ dengan $f_s = \varepsilon'. E_S$

Selanjutnya dengan memperhatikan keseimbangan gaya vertikal, diperoleh gaya aksial sebagai berikut:

$P_n = C_c + C_s - T_s$ .....(2.83)

7. Menurut BSN (2013), luas total (A_{st}) tulangaan longitudinal (tulangan memanjang) kolom harus memenuhi syarat seperti Persamaan 2.84 berikut:

   $0{,}01A_g \leq A_{st} \leq 0{,}08A_g$.....(2.84)

dengan::

A_{st} = luas total tulangan memanjang (mm^2)

A_g = luas bruto penampang kolom (mm^2)

2.6.4. Tinjauan kolom biaksial

Menurut Bresler suatu struktur kolom dianggap aman apabila memenuhi persyaratan berikut :

$$\left(\frac{M_{ux}}{M_{ox}}\right)^a + \left(\frac{M_{uy}}{M_{oy}}\right)^a \leq 1 \text{.....(2.85)}$$

dengan :

Mux = Momen ultimit arah x (kNm)

Muy = Momen ultimit arah y (kNm)

Mox = Momen arah x (kNm)

Moy = Momen arah y (kNm)

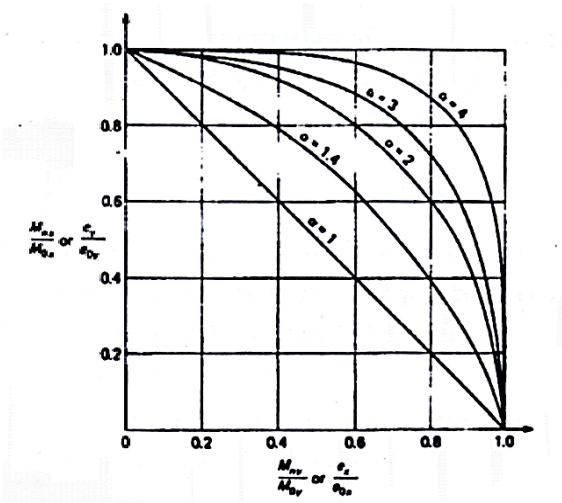
Dalam menentukan nilai *Mox* dan *Moy* dapt digunakan grafik diagram interaksi kolom *P-M* arah y dan arah x. Nilai a didapatkan dari Tabel 2.30 maupun Gambar 2.19 .

Menurut Bresler untuk mendapatkan nilai a tersebut yaitu dengan mengaitkanya dengan gaya aksial yang terjadi dan aksial ultimit konsentrik. Namun Bresler menyarankan nilai a dapat diambil sebesar 1,5 untuk kolom dengan tampangpersegi

empat dan nilai a sebesar 1,5 sampai 2,0 untuk kolom dengan tampang bujur sangkar.

Tabel 2.30 Koefisien a menurut Bresler

Pu/Po	a
≥ 0,80	2,0
0,60	1,67
0,4	1,33
≤ 0,20	1,0



Gambar 2.19 Penentuan nilai a

2.6.5. Kuat geser kolom

BSN (2013) menjelaskan bahwa desain penampang yang dikenai geser harus didasarkan pada Persamaan 2.86 dan 2.87 berikut:

$$\Phi V_n \geq V_u \quad (2.86)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.87)$$

dengan:

V_c = Komponen struktur yang dikenai tekan aksial (kN)

V_n = Kekuatan geser nominal yang disediakan beton (kN)

V_s = Kekuatan geser nominal yang disediakan oleh tulanga geser (kN)

Menurut BSN (2013) Pasal 11.2.1.2, untuk komponen struktur yang dikenai tekan aksial, V_c dihitung dengan Persamaan 2.88 berikut.

$$V_c = 0{,}17\left(1+\frac{N_u}{14Ag}\right)\lambda \text{ x } \sqrt{f_c'} \text{ x } b \text{ x } d \quad \text{.....(2.88)}$$

dengan :

V_c = Komponen struktur yang dikenai tekan aksial (kN)

Ag = Luas bruto penampang (mm^2)

fc' = Kuat tekan beton (MPa)

b = lebar daerah tekan komponen struktur (mm)

Dengan N_u / A_g dalam MPa dan sesuai Pasal 8.6.1, untuk beton normal, λ = 1,0. Menurut Pasal 11.4.7.2, kekuatan geser sengkang dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 2.89 berikut:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad \text{.....(2.89)}$$

Menurut BSN (2013) Pasal 11.4.7.9, V_s tidak boleh diambil lebih besar dari Persamaan 2.84 berikut :

$$0{,}66\sqrt{f_c'}b_w d \quad \text{..... (2.90)}$$

dengan:

V_r = kuat geser tereduksi (kN)

A_v = luas tulangan geser (mm)

f_y = kuat leleh baja (MPa)

d = jarak dari serat terluar beton tekan ke titik berat tulangan (mm)

BSN (2013) Pasal 21.6.1 menjelaskan terkait ketentuan komponen Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus yang dikenai beban lentur dan aksial harus memenuhi beberapa persyaratan sebagai berikut:

1. Dimensi penampang terpendek kolom harus melebihi 300 mm,
2. Komponen struktur menahan gaya aksial tekan terfaktor, *Pu* melebihi *Agfc'*/10,
3. Rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi tegak lurus harus melebihi 0,4.

Pada Pasal 21.6.2.2 mensyaratkan dalam desain SRPMK, kekuatan lentur kolom minimal 20% lebih besar dibanding kuat balok. Hal ini berdasarkan prinsip *strong column weak beam* dimana kolom harus diberi kekuatan lebih agar kolom tidak leleh terlebih dahulu sebelum balok.

$\Sigma Mnc \geq (1{,}2)\Sigma Mnb$) .....(2.91)

dengan :

ΣMnc = jumlah kekuatan lentur nominal kolom yang merangka ke dalam *joint*

ΣMnb = jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam *joint*, Kemudian pada Pasal 21.6.3.1, mensyaratkan luas tulangan memanjang, *Ast*, tidak boleh kurang dari 0,01*Ag* atau lebih dari 0,06*Ag*. Untuk tulangan tranversal, pada Pasal 21.6.4.1 disyaratkan, tulangan transversal harus dipasang sepanjang panjang *lo*, dimana tidak boleh kurang dari yang terbesar dari berikut ini:

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

Pada pasal 21.6.4.1 disyaratkan, spasi pengikat silang atau kaki-kaki sengkang persegi, *hx* dalam penampang komponen struktur tidak boleh melebihi 350 mm pusat ke pusat.

Pada Pasal 21.6.4.3 disyaratkan, spasi tulangan transversal (*s*) sepanjang panjang *lo* komponen struktur tidak boleh melebihi yang terkecil dari berikut ini:

1. Seperempat dimensi komponen struktur minimum;
2. Enam kali diameter batang tulangan longitudinal yang terkecil; dan
3. *so*, seperti persamaan berikut,

$$So = 100 + \left(\frac{350 - hx}{3}\right) \quad \text{.....(2.92)}$$

dengan :

So = spasi tulangan transversal sepanjang panjang *lo* (m)

hx = spasi pengikat silang (m)

Namun untuk nilai So ada batanya yaitu maksimal 150 mm dan melebihi 100 mm Pada Pasal 21.6.4.4**,** luas penampang total tulangan sengkang persegi, *Ash*, tidak boleh kurang dari yang disyaratkan oleh dua persamaan berikut:

$$A_{sh} = 0{,}3\left(\frac{sh_c f_c'}{f_{yh}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \quad (2.93)$$

$$A_{sh} = \frac{0{,}09\, s\, h_c f_c'}{f_{yh}} \quad (2.94)$$

dengan :

Ash = Luas penampang dari sisi luar ke sisi tulangan transversal (mm^2)

Shc = Spasi tulangan (mm)

fc’ = kuat tekan beton (MPa)

Ag = Luas penampang bruto (mm^2)

fyh = Tegangan leleh baja (MPa)

Ach = Luas penampang yang dibatasi oleh tebal panjang dan badan penampang dalam arah geser yang ditinjau (mm^2)

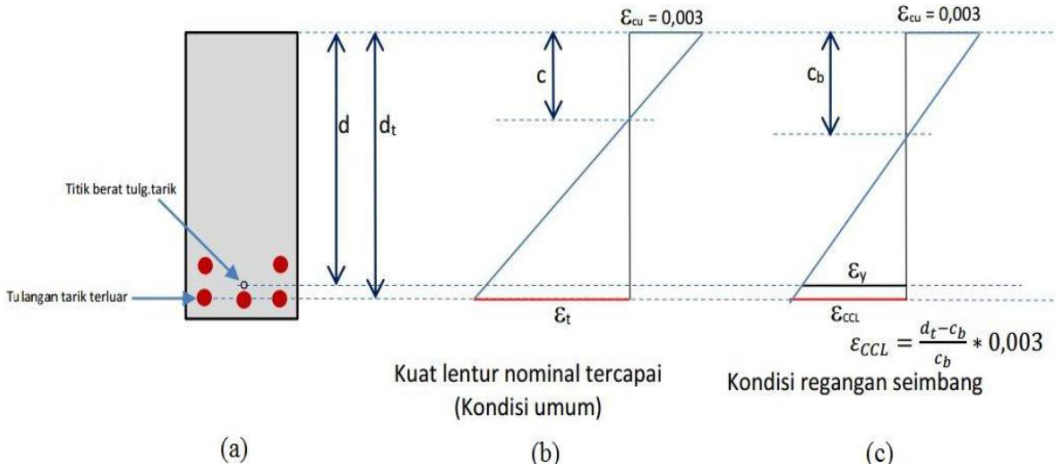
Pada Pasal 21.6.5.1 gaya geser desain, *Ve*, harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka-muka pertemuan-pertemuan (*joint*) di setiap ujung komponen struktur. Sedangkan Pasal 21.6.5.2 mensyaratkan tulangan transversal sepanjang panjang *lo* , yang diidentifikasi dalam 21.6.4.1, harus diproporsikan untuk menahan geser dengan mengasumsikan *Vc* = 0 bilamana kedua hal berikut terjadi.

1. Gaya geser ditimbulkan gempa, yang dihitung sesuai dengan 21.6.5.1, mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam *lo*;
2. Gaya tekan aksial terfaktor, *Pu*, termasuk pengaruh gempa kurang dari *Agfc’*/10.

2.7. Pengertian Kuat Nominal (Pn dan Mn), εc*cl*, dan εc

Kuat nominal adalah kekuatan suatu komponen struktur atau penampang yang dihitung berdasarkan ketentuan dan asumsi metode perencanaan sebelum dikalikan dengan nilai faktor reduksi kekuatan yang sesuai (Purwono et al., 2007). Menurut ACI 318-11, kekuatan nominal dari sebuah komponen struktur tercapai pada saat regangan pada serat beton tekan terluar mencapai regangan asumsi ε*cu*=0,003.

εt didefinisikan sebagai regangan tarik neto dalam baja tarik terjauh dalam sebuah penampang komponen struktur beton bertulang saat kekuatan nominal dicapai (Gambar 2.20(b)). Sementara itu, εccl (*compression control strain limit*/batas regangan terkendali tekan) adalah regangan tarik neto dalam baja tarik terjauh dari sebuah penampang komponen struktur beton bertulang pada saat terjadinya kondisi *balanced* (Gambar 2.20(c)). Kondisi *balanced* tersebut dicapai pada saat regangan baja tarik (di titik berat) mengalami leleh ($\varepsilon s = \varepsilon y$) bersamaan dengan regangan beton tekan mencapai batas ultimit (εcu =0,003).



Gambar 2.20 Regangan tarik neto (εt) dan batas regangan terkendali tekan (εccl)

2.8. Pengertian Penampang Terkendali Tekan dan Rarik

Menurut SNI BSN (2013), untuk menentukan besarnya faktor reduksi kekuatan (ϕ), terdapat 3 batas kondisi ketika penampang mencapai kekuatan nominalnya (yaitu pada saat regangan beton tekan mencapai ultimit (εcu =0,003), yaitu:

1. Kasus penampang terkendali tarik (εt > 0,005) Kasus ini terjadi pada saat regangan tarik neto (εt) pada baja tarik terluar kolom lebih besar dari nilai yang disyaratkan yaitu 0,005. Apabila kondisi ini terjadi, maka nilai faktor reduksi ϕ diambil 0,90.
2. Kasus penampang terkendali tekan (εt <εccl) Kasus ini terjadi pada saat regangan tarik neto (εt) pada baja tarik terluar kolom lebih kecil atau sama dengan batas regangan terkendali tekan (εccl). Apabila kondisi ini terjadi,

maka nilai faktor reduksi ϕ diambil 0,75 untuk komponen struktur dengan sengkang spiral dan 0,65 untuk komponen struktur lainnya.

3. Kasus batas transisi ($\varepsilon ccl < \varepsilon t < 0{,}005$) Kasus ini terjadi pada saat regangan tarik neto (εt) pada baja tarik terluar kolom berada diantara batas regangan terkendali tekan (εccl) dan 0,005. Apabila kasus ini terjadi, maka nilai dari faktor reduksi ϕ dapat diambil sebagai berikut :

$$\phi = 0{,}75 + \frac{\varepsilon t - \varepsilon ccl}{0{,}005 - \varepsilon ccl} \times 0{,}15 \text{ (spiral)} \quad \text{.....2.95}$$

$$\phi = 0{,}65 + \frac{\varepsilon t - \varepsilon ccl}{0{,}005 - \varepsilon ccl} \times 0{,}25 \text{ (komponen struktur lainya)} \quad \text{.....2.96}$$

2.9. Perbedaan SNI 2847:2002 dan SNI 2847:2013

Peraturan baru yang diterbitkan secara otomatis akan menggantikan peraturan lama, sehingga akan terjadi perbedaan akibat adanya perubahan peraturan tersebut. Salah satu perubahan yang terjadi antara SNI 2847:2002 dan SNI 2847:2013 yaitu terkait dengan faktor reduksi ϕ. Penentuan faktor reduksi menurut SNI 2847:2013 berbeda yaitu salah satunya terkait elemen struktur balok, nilai ϕ tergantung pada nilai regangan tarik neto dalam baja tarik terjauh, apabila nilai $\varepsilon_t \leq 0{,}002$ maka nilai ϕ sebesar 0,75 untuk tulangan spiral dan 0,65 untuk lainnya, sedangkan nilai $\boldsymbol{\varepsilon}_t > 0{,}005$ maka nilai ϕ sebesar 0,9 dan bila nilai $\boldsymbol{\varepsilon}_t$ diantara 0,002 – 0,005 diperlukan interpolasi untuk mendapatkan nilai ϕ . Untuk nilai ϕ pada SNI 2847:2013 ditunjukan pada Tabel 2.31 sedangkan nilai pada SNI 2847:2002 ditunjukan pada Tabel 2.32. Selain itu juga terdapat perubahan mengenai koefisien pengali λ . Untuk beton ringan pasir digunakan λ sebesar 0,85, untuk beton ringan lainya digunakan λ sebesar 0,75 dan beton normal digunakan λ sebesar 1.

Tabel 2.31. Nilai β1 dan ϕ SNI 2847:2013

No	Prosedur yang ditinjau	SNI 2847:2013	
		Syarat	Rumus
1	β1	$17 \leq fc' \leq 28$ MPa	β1 = 0,85
		fc' > 28 MPa	β1 = 0,85 – 0,05 ((fc'-28)/7)
2	ϕ	fy≥420 MPa fy ≤ 0,002	ϕ = 0,65
		fy < 420 MPa	ϕ = 0,65

εt ≤ εccl	
fy ≥ 420 MPa 0,002≤εt≤0,005	ϕ = 0,65 +(εt−0,002)(250/3)
fy < 420 MPa εccl<εt<0,005	ϕ = 0,65 +((εt−εccl)/(0,005−εccl))*0,25
et ≥ 0,005	ϕ = 0,90

Tabel 2.32. Nilai β1 dan ϕ SNI 2847:2002

No	Prosedur yang ditinjau	SNI 2847:2002 Syarat	Rumus
1	β1	fc' ≤ 30 MPa fc' > 30 MPa	β1 = 0,85 β1 = 0,85 – 0,05 ((fc'-30)/7)
2	ϕ	Pn ≥ 0,1 Ag.fc'	ϕ = 0,65
		0≤Pn<0,1. Ag. Fc'	$F = 0{,}65 + 0{,}15 + \frac{0{,}1.fc'.Ag - Pn}{0{,}1.fc'.Ag}$

Kemudian untuk batasan rasio tulangan maksimum menurut SNI 2847:2002 adalah 0,75 sedangkan menurut SNI 2013 berada pada kisaran 0,71 sehingga artinya mengalami penurunan. Konsep baru dalam SNI 2847:2013 adalah dalam hal perencanaan komponen struktur lentur, yang didasarkan pada regangan tarik *netto* dari tulangan baja tarik terluar (εt). Berdasarkan nilai (εt), maka suatu penampang struktur lentur dapat dikategorikan sebagai penampang terkendali tarik, tekan, atau berada dalam zona transisi.

2.10. Perancangan Joint (hubungan balok kolom)

Hubungan balok-kolom atau sering disebut dengan *joint* merupakan salah satu hal yang penting dalam sistem rangka pemikul momen. Jika hubungan balok-kolom lemah maka akan menyebabkan kerusakan atu keruntuhan. Persyaratan dari BSN (2013) Pasal 21.7 berlaku untuk joint balok-kolom rangka momen khusus yang membentuk bagian sistem penahan gaya gempa.

BSN (2013) menjelaskan bahwa gaya-gaya pada tulangan balok longitudinal yang terletak di muka joint harus ditentukan dengan mengasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur sebesar 1,25 f_y. BSN (2013) Pasal 21.7.2.3 menjelaskan bahwa tulangan balok longitudinal menerus yang melalui hubungan balok-kolom, dimensi kolom yang sejajar terhadap tulangan balok harus melebihi nilai dari 20 kali diameter batang tulangan balok longitudinal terbesar untuk beton normal. Sedangkan untuk beton ringan dimensinya harus lebih dari 26 kali diameter batang tulangan.

BSN (2013) Pasal 21.7.4.1 menjelaskan bahwa untuk beton berat normal, V_n joint tidak boleh diambil sebagai yang lebih besar dari nilai yang ditetapkan di bawah.

Untuk joint yang terkekang oleh balok-balok pada tiga muka atau pada dua muka yang berlawanan

$1{,}2\sqrt{f_c'}A_j$ ……...…. (2.97)

Untuk *joint* yang terkekang oleh balok-balok pada semua empat muka

$1{,}7\sqrt{f_c'}A_j$ ……. (2.98)

Untuk kasus-kasus lainnya

$1{,}0\sqrt{f_c'}A_j$ ……. (2.99)

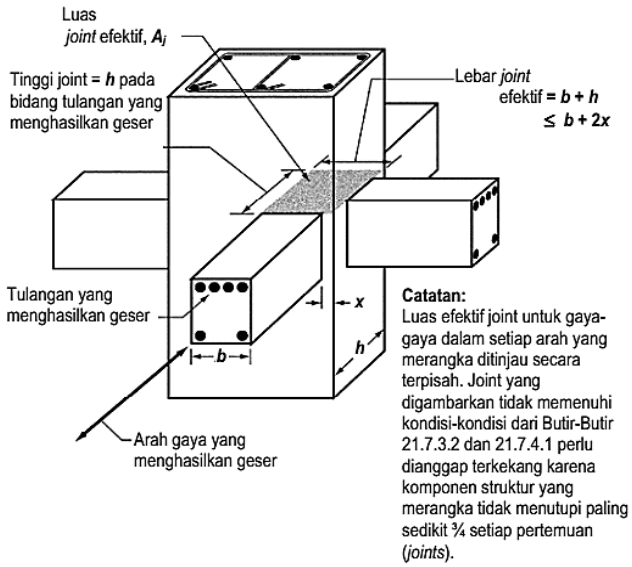
dengan:

Aj = Luas penampang efektif dalam suatu joint (m^2)

Fc’ = kuat tekan beton (MPa)

A_j merupakan luas penampang efektif, sedangkan tinggi joint harus merupakan tinggi keseluruhan kolom, *h* dan Lebar joint efektif merupakan lebar keseluruhan kolom. kecuali bilamana suatu balok merangka ke dalam suatu kolom yang lebih lebar, lebar joint efektif tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari (1) dan (2):

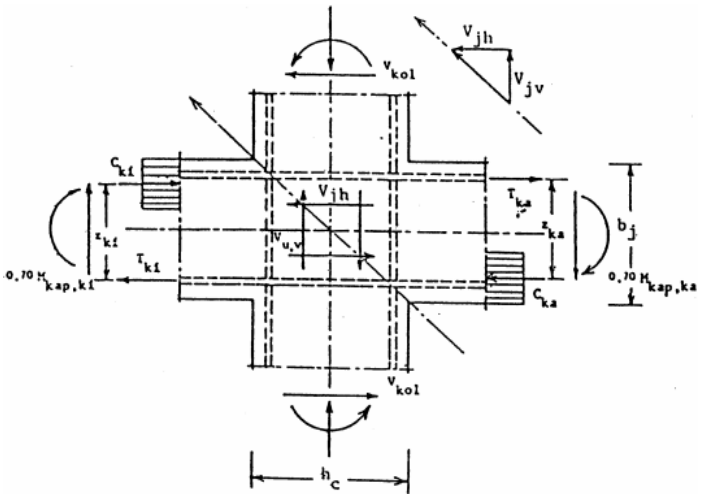
1. Dua kali jarak tegak lurus yang lebih kecil dari sumbu longitudinal balok ke sisi kolom
2. Jumlah antara tinggi joint dengan dengan lebar balok



Gambar 2.21 Hubungan balok-kolom (BSN, 2013)

Menurut DPU (1991) Pasal 3.14.6. menjelaskan bahwa hubungan balok-kolom dari rangka dalam proses desain harus memenuhi beberapa persyaratan dan ketentuan sebagai berikut :

1. Gaya tulangan balok longitudinal pada sisi muka joint harus ditentukan dengan asumsi tegangan di dalam tulangan tarik lentur sebesar 1,25f_y dan faktor reduksi kekuatan sesuai ketentuan sebelumnya. Momen lentur dan gaya geser kolom serta geser horizontal V_{jh} dan geser vertikal V_{jv} yang melewati inti joint harus dievaluasi dengan analisis rasional yang memperhitungkan seluruh pengaruh dari gaya-gaya yang membentuk keseimbangan pada joint yang ditinjau;



Gambar 2.22 Ilustrasi gaya-gaya yang bekerja pada joint yang ditinjau (DPU, 1991)

$V_{j,h} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol}$ .....(2.100)

dengan:

$C_{ka} = T_{ka} = 0{,}70 \frac{M_{kap,ka}}{z_{ka}}$ .....(2.101)

$C_{ki} = T_{ki} = 0{,}70 \frac{M_{kap,ki}}{z_{ki}}$ .....(2.102)

$$V_{kol} = \frac{0{,}70 \left(\frac{l_{ki}}{l_{ki*}} M_{kap,ki} + \frac{l_{ka}}{l_{ka*}} M_{kap,ka} \right)}{\frac{1}{2}(h_{k,a} + h_{k,b})}$$ .....(2.103)

dengan :

Cka	= Gaya tulangan balok kanan (kN)
Cki	= Gaya tulangan balok kiri (kN)
Tka	= Gaya tekan balok kanan (kN)
Tki	= Gaya tekan balok kir (kN)
Mkap ka	= Momen kapasitas balok kanan (kNm)
Mkap ki	= Momen kapasitas balok kiri (kNm)

2. Tegangan geser horizontal nominal dalam joint diberikan oleh Persamaan 2.104 berikut:

   $C_{ki} = (b_j/h_c)\ V_{jv}$ .....(2.104)

   dengan:

   b_j = lebar efektif joint, mm

   h_c = tinggi total penampang kolom dalam arah geser yang ditinjau, mm

   dengan nilai V_{jh} tidak melebihi ketentuan pada SNI 03-2847-2013 Pasal 21.7.4.1. dan lebar efektif joint diambil juga sesuai ketentuan Pasal 21.7.4.1.

3. Mekanisme kuat geser inti joint, yaitu:
   a. Strat beton diagonal yang melewati daerah tekan ujung joint yang memikul geser V_{ch};
   b. Mekanisme panel rangka yang terdiri dari sengkang horizontal dan strat diagonal beton daerah tarik joint yang memikul geser V_{sh} sehingga:

      $V_{jh} = V_{sh} + V_{ch}$

4. Geser yang dipikul beton, yaitu nilai geser V_{ch} yang dipikul oleh beton strat harus diambil sesuai dengan nol kecuali bila tegangan tekan rata-rata minimum pada penampang bruto kolom beton di atas join, termasuk tegangan prategang bila ada, melebihi 0,1 f_c', nilai V_{ch} mengikuti Persamaan 2.105 berikut:

$V_{ch} = 2/3\sqrt{(N_{a,k}/A_g) - 0{,}1f_c'}\ b_j\ h_c$ .....(2.105)

dengan :

Vch = Gaya geser horizontal (kN)

Ag = Luas bruto (mm^2)

fc' = Kuat tekan beton (MPa)

bj = Lebar efektif joint (m)

hc = Tinggi kolom (m)

5. Tulangan geser horizontal harus dapat memikul gaya geser rencana joint:

$V_{sh} = V_{jh} - V_{ch}$ .....(2.106)

Dengan :

Vsh = Gaya geser horizontal sengkang (kN)

Vjh = Gaya geser horizontal joint (kN)

Vch = Gaya geser horizontal kolom (kN)

Luas tulangan efektif dari tulangan geser horizontal yang melewati bidang kritis diagonal dan yang diletakkan didaerah lebar joint efektif b_j tidak boleh kurang dari:

$A_{jh} = \frac{V_{sh}}{f_y}$.....(2.107)

dengan:

Ajh = Luas joint (m^2)

Vsh = Gaya geser horizontal sengkang (kN)

Fy = Tegangan leleh baja (MPa)

Himpunan sengkang horizontal ini harus didistribusikan secara merata di antara tulangan balok longitudinal atas dan bawah.

6. Geser joint vertikal, yaitu:

a. Tulangan joint vertikal harus dapat menahan geser vertikal sebesar:

$V_{sv} = V_{jv} - V_{cv}$ .....(2.108)

dimana:

$V_{cv} = \frac{A_{Sc}'}{A_{Sc}}\left(0{,}6 + \frac{N_{u,k}}{A_g.\ f_c'}\right)$.....(2.109)

dengan :

Vcv =Gaya geser vertikal kolom (kN)

Vsv = Gaya geser vertikal sengkang (kN)

Asc = Luas tulangan longitudinal tekan (mm^2)

Asc' = Luas tulangan longitudinal tarik (mm^2)

Ag = Luas penampang bruto (mm^2)

Fc' = Kuat tekan beton (MPa)

sehingga kebutuhan tulangan geser vertikal joint dapat dihitung menggunakan Persamaan 2.110 sebagai berikut:

$$A_{jv} = \frac{V_{sv}}{f_y} \quad \text{.....(2.110)}$$

namun kebutuhan tulangan geser joint vertikal ini dapat digabungkan dengan kebutuhan tulangan longitudinal kolom pada joint tersebut sehingga bila $A_{jv} < A_S$ total kolom, tidak diperlukan pemasangan sengkang tambahan.

2.8.Perancangan Dinding Geser (*Shearwall*)

Dinding geser (*shearwall*) merupakan bagian dari struktur yang memikul beban-beban gravitasi maupun beban lateral yang bekerja pada struktur. Dinding struktural harus didesain dengan baik dan diberi *detailing* yang sesuai dengan persyaratan, sehingga dapat memikul semua momen yang bekerja padanya.

Rasio tulangan minimum untuk arah vertikal dan horizontal ditentukan sebagai berikut :

1. Apabila gaya geser desain, Vu > 0,083$Acv\lambda\sqrt{fc'}$, rasio penulangan ρl dan tidak boleh kurang dari 0,0025.
2. Apabila Vu < 0,083$Acv\lambda\sqrt{fc'}$ maka dapat digunakan rasio tulangan minimum seperti dinding struktural biasa (SNI 2847:2013 Pasal 14.3)

a. Rasio minimum tulangan vertikal terhadap luas bruto penampang beton ρl harus diambil :
   1. 0,0012 untuk tulangan ulir dengan diameter tidak lebih dari D16 dan fy tidak kurang dari 400 MPa.
   2. 0,0015 untuk tulangan ulir lainnya, atau
   3. 0,0012 untuk jaring kawat baja las yang berdiameter tidak lebih dari 16

b. Rasio minimum tulangan horizontal terhadap luas bruto penampang beton, ρt, harus diambil :

1. 0,0020 untuk tulangan ulir dengan diameter tidak lebih dari D16 dan fy tidak kurang dari 400 MPa.
2. 0,0025 untuk tulangan ulir lainnya, atau
3. 0,0020 untuk jaring kawat baja las yang berdiameter tidak lebih dari 16

c. Jarak tulangan untuk masing-masing arah pada dinding struktural tidak boleh diambil melebihi 450 mm.

d. Paling sedikit harus dipasang tulangan dalam dua lapis apabila Vu > 0,017$Acv\lambda\sqrt{fc}$

Kuat Geser Dinding Struktural (BSN, 2013 Pasal 21.9.4)

Kuat geser suatu dinding struktural dikatakan mencukupi apabila dipenuhi kondisi berikut :

$Vu \leq \emptyset Vn$ .....(2.111)

dengan :

Vu = gaya geser terfaktor (kN)

Vn = gaya geser nominal dinding struktural (kN)

$\emptyset$ = vaktor reduksi kekuatan

Kuat geser nominal dinding struktural ditentukan dalam BSN (2013) yang menyatakan :

$Vn = Acv(\alpha c\lambda\sqrt{fc'} + \rho tfy)$.....(2.112)

dengan :

αc = 0,25 untuk $hw/lw \leq 1,5$

= 0,17 untuk $hw/lw \geq 20$

= interpolasi antara 0,25 dan 0,17 untuk hw/lw antara 1,5 dan 2,0

Beberapa persyaratan lain terkait perencanaan geser dinding struktural adalah :

1. Apabila rasio dari hw/lw < 20 maka rasio penulangan vertikal ρl tidak boleh kurang dari rasio penulangan horizontal, ρt.
2. Untuk segmen dinding horizontal, termasuk balok kopel, dinilai V_n tidak boleh diambil lebih besar dari 0,83$A_{cw}\sqrt{f_c'}$ dengan A_{cw} adalah luas penampang dinding horizontal atau balok kopel.

3. Kuat geser nominal sistem dinding struktural yang secara bersama-sama memikul beban lateral tidak boleh diambil melebihi $0{,}66Acv\sqrt{fc'}$, dengan Acv adalah luas penampang total sistem struktural, dan kuat geser nominal tiap dinding vertikal individu tidak boleh diambil melebihi $0{,}83Acw\sqrt{fc'}$ dengan Acw adalah luas penampang dinding yang ditinjau.