

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Studi Literatur Terdahulu

Studi literatur terdahulu dapat menjadi acuan, pedoman, maupun referensi dalam pengerjaan tugas akhir. Berikut merupakan beberapa studi terdahulu mengenai perencanaan struktur beton bertulang menggunakan base isolator yang dapat dipaparkan pada tabel dibawah ini, sebagai berikut:

Tabel 2. 1 Studi Penelitian Gedung Menggunakan Base Isolator

No	Tahun	Nama Penulis	Judul Perencanaan	Kesimpulan									
				Distribusi Beban Gempa	Simpangan Struktur			Base Shear		Partisipasi Rasio		P-Delta Effect	
					Arah X	Arah Y	Batas Ijin	V Statik	V Dinamik	Sum X	Sum Y	θ	θ_{max}
1.	2017	Ingki Samsya	“Evaluasi Aplikasi Penggunaan Base Isolation pada Gedung Grand Keisha Menggunakan Analisa Pushover”	Base isolator mendistribusikan beban gempa lebih merata	89,86%	88,79%	Aman	50%	-	-	-	63–68%	

2.	2020	Reni Suryanita	“Pengaruh Penggunaan <i>Base Isolation High Damping Rubber Bearing</i> Pada Struktur Beton Bertulang”	Distribusi beban gempa lebih stabil akibat HDRB	-	-	Aman	1470,725 ton	1286,071 ton	-	-	Efektif meredam energi dan mengurangi gaya
3.	2022	Senya Dewi Larasati	“Perbandingan Analisis Struktur Penggunaan Base Isolation Damper dengan Non Base Isolation Damper pada Laboratorium Olimpiade Sains	Beban gempa tersalurkan lebih efisien ke elemen dasar	61,84%	67,86%	Sesuai batas ijin	-	-	-	-	Drift dasar berkurang setelah penambahan sloof

			Terpadu Man 2 Kudus”										
4.	2024	Lalu Ibrohim Burhan	“Analisa Penggunaan Base Isolation System Tipe HDRB pada Gedung Rumah Sakit Kabupaten Lombok Barat”	Beban gempa tereduksi signifikan	Hampir nol	Hampir nol	Sangat aman	Menurun drastis	-	-	-	θ mendekati 0 (struktur stabil)	
5.	2025	Mochammad Iqbal Hidayat	“Analisis Kinerja Lead Rubber Bearing pada Bangunan Beton Bertulang dengan Metode Analisa Pushover”	Base isolator mendistribusi sikan beban gempa lebih merata	473,93 mm	551,04 mm	Aman	4281,2167 kN	3041,7980 kN	0,9631	0,964	0,07	0,09

2.2 Konsep Dasar Desain Perencanaan Struktur

Konsep utama perencanaan struktur dalam tugas akhir ini difokuskan pada desain bangunan yang mampu bertahan terhadap gempa bumi. Bangunan tahan gempa harus memiliki kekuatan, kekakuan, serta stabilitas yang memadai agar tidak mengalami keruntuhan saat terjadi getaran seismik. Filosofi dan konsep dasar perencanaan bangunan tahan gempa (Budiono, 2017) adalah sebagai berikut:

- a. Pada saat terjadi gempa ringan, struktur bangunan dan fungsi bangunan harus tetap dapat beroperasi (*serviceable*), sehingga struktur harus kuat dan tidak mengalami kerusakan pada elemen struktural maupun nonstruktural bangunan.
- b. Pada saat terjadi gempa sedang, struktur bangunan diperbolehkan mengalami kerusakan pada elemen nonstruktural, tetapi tidak diperkenankan mengalami kerusakan pada elemen struktural.
- c. Pada saat terjadi gempa besar, diperbolehkan terjadi kerusakan pada elemen struktural dan nonstruktural, namun tidak boleh sampai menyebabkan bangunan runtuh sehingga tidak menimbulkan korban jiwa atau dapat meminimalkan jumlah korban jiwa.

Upaya perlindungan bangunan terhadap getaran gempa dilakukan dengan mengurangi gaya gempa horizontal yang diteruskan ke struktur. Menurut Oerip dan Krishna (1994), sistem ini memungkinkan bangunan bergerak bebas selama gempa tanpa tertahan oleh pondasi. Perencanaan gedung bertingkat mengacu pada efisiensi serta standar SNI 2847-2019 mengenai persyaratan beton struktural dan SNI 1726-2019 yang mengatur ketahanan gempa pada struktur bangunan gedung maupun non-gedung.

Pada struktur beton bertulang, deformasi plastis terjadi pada daerah dimana penulangan melampaui batas leleh, yang dikenal sebagai daerah plastis. Bangunan tahan gempa harus memiliki sifat daktil, yaitu kemampuan struktur untuk mempertahankan kekuatan dan kekakuan meskipun telah mengalami deformasi besar yang berpotensi menyebabkan keruntuhan. Daktilitas memungkinkan terbentuknya sendi plastis secara bertahap pada elemen-elemen struktur tertentu.

Dengan terbentuknya sendi plastis, energi kinetik akibat getaran tanah diserap secara efektif tanpa memberikan beban berlebih pada elemen struktural. Semakin banyak sendi plastis terbentuk, semakin besar energi yang dapat diserap oleh struktur.

Salah satu teknologi yang terbukti efektif dalam mereduksi dampak gempa pada struktur bangunan adalah base isolator. Prinsip utama *base isolation* adalah memisahkan struktur atas gedung dari struktur pondasi bawah untuk menghindari kerusakan akibat getaran gempa. Pemisahan ini dapat dilakukan dengan memasang lapisan elastomerik *rubber bearing* yang dihubungkan dengan pelat baja, yang disebut base isolator. Sistem *base isolation* bertujuan agar getaran tanah akibat gempa tidak langsung diteruskan ke struktur atas bangunan, sehingga mengurangi gaya lateral yang diterima struktur dan meningkatkan ketahanan gempa bangunan.

2.3 Base Isolator

Perencanaan bangunan tahan gempa konvensional umumnya menekankan pada peningkatan kapasitas struktur untuk menahan gaya gempa yang bekerja, dengan prinsip bahwa kapasitas struktur harus lebih besar daripada beban yang diterimanya (*Capacity > Demand*). Metode yang umum digunakan mencakup pemasangan dinding geser (*shear wall*), sistem rangka pemikul momen khusus, atau penerapan sistem rangka dengan *bracing*. Akan tetapi, konsekuensinya adalah bangunan dengan kekakuan lateral yang tinggi akan mengalami percepatan lantai yang besar, sedangkan bangunan yang bersifat fleksibel akan mengalami perpindahan lateral yang signifikan, sehingga pada gempa kuat, kerusakan bangunan dapat sangat berat dan merugikan (Teruna, 2007).

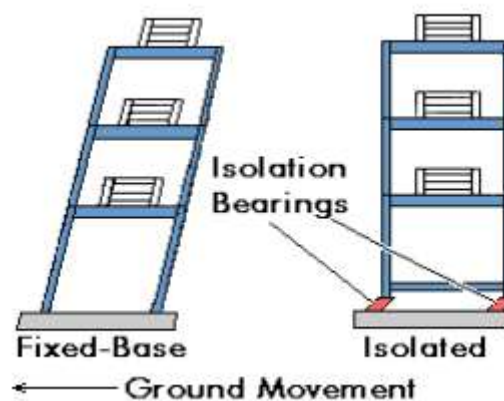
Perkembangan teknologi dalam bidang rekayasa struktur telah mendorong munculnya berbagai inovasi dalam perencanaan bangunan tahan gempa. Salah satu kemajuan penting adalah pengembangan pendekatan desain alternatif yang bertujuan untuk mengurangi risiko kerusakan struktural dan non-struktural akibat dampak gempa kuat, serta mempertahankan integritas dan fungsi bangunan selama peristiwa seismik berlangsung.

Pendekatan ini tidak dilakukan dengan cara meningkatkan kekakuan atau kekuatan elemen struktur, sebagaimana prinsip desain konvensional, melainkan

dengan mengurangi gaya gempa yang diteruskan dari tanah ke superstruktur. Reduksi gaya tersebut dicapai melalui pemisahan gerakan tanah dan bangunan menggunakan sistem isolasi seismik (*seismic isolation system*), yang berfungsi sebagai elemen peredam dan penyalur deformasi lateral.

Menurut FEMA 451 (2006, Chapter 11), sistem isolasi dasar atau *base isolation* dirancang untuk memperpanjang periode alami struktur dan mengurangi percepatan seismik yang dialami oleh bangunan. Hal ini memungkinkan struktur di atas isolator tetap berperilaku elastis, sehingga kerusakan dapat diminimalkan. Sementara itu, ASCE/SEI 7-22, Section 17.2 menjelaskan bahwa sistem isolasi harus mampu mendukung beban vertikal sekaligus mengizinkan pergerakan horizontal terkendali selama gempa.

Penggunaan sistem isolasi dasar dianggap lebih bagus dibandingkan metode konvensional dalam perencanaan bangunan tahan gempa, karena sistem tersebut mampu melindungi seluruh komponen bangunan secara komprehensif. Pada saat pemasangan isolator pada elemen-elemen struktur lainnya, sesuai dengan ketentuan dalam SNI 1726:2019 Pasal 13.2.1.2, perangkat peredam harus dirancang untuk mempertahankan perilaku elastis saat menerima beban seismik maksimum yang diperhitungkan (MCER). Perilaku bangunan yang mengadopsi sistem isolasi dasar selama kejadian gempa dapat diamati pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1 Perbandingan Respons Bangunan dengan Isolasi Dasar dan Bangunan Konvensional

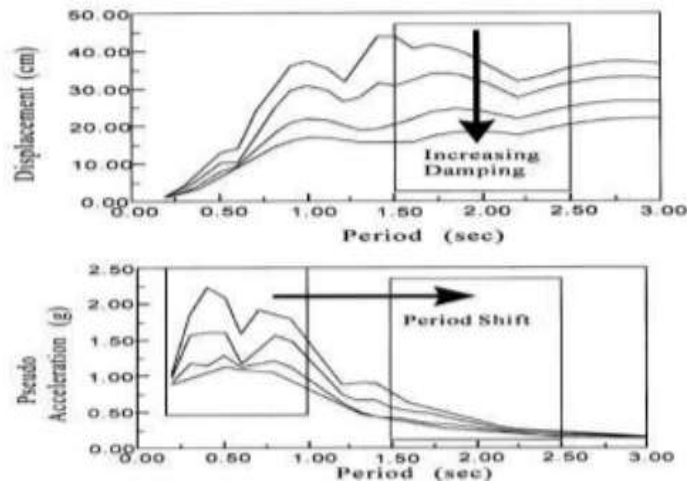
(Sumber: Mochamad Iqbal Hidayat, 2025)

Berdasarkan hasil penelitian Febrin Anas Ismail (2012), dikemukakan bahwa perpindahan lantai pada gedung yang menggunakan isolator dasar dapat direduksi hingga 30%. Pengurangan gaya dalam perpindahan lantai tersebut tidak dapat dijadikan dasar untuk mengurangi kekakuan struktur gedung. Penggunaan isolasi dasar juga menunjukkan bahwa gaya gempa dapat direduksi sebesar 47%, serta sistem ini dapat memperkecil dimensi komponen struktur. Demikian pula, respons struktur lainnya akan mengalami perubahan pada bangunan yang menggunakan isolasi dasar dibandingkan dengan yang tidak (Ismail, 2012).

2.3.1 Prinsip Sistem Isolasi Dasar (*Base Isolation*)

Secara umum, bangunan yang menggunakan isolator pada bagian struktur di atas lapisan isolasi mengalami pengaruh gaya gempa yang lebih kecil, serta memiliki tingkat kekakuan dan kekuatan yang lebih baik. Sistem isolasi dasar sangat baik dipakai di daerah yang frekuensi getaran gempa yang tinggi dan pada kondisi tanah yang keras. Pada kondisi ini bentuk spektrum respons percepatan cenderung meningkat secara tajam pada nilai-nilai periode getaran T awal, setelah mencapai puncaknya kemudian menurun secara terus-menerus sampai pada periode getar yang ditinjau. Pemasangan isolasi dasar sangat tepat pada kondisi ini karena isolasi dasar memperpanjang waktu periode getar T , sehingga pada kondisi ini spektrum respons cenderung menurun.

Hal ini berlaku sebaliknya apabila sistem isolasi dasar dipasang pada kondisi gempa dengan frekuensi gempa rendah dan pada kondisi tanah lunak, pada kondisi ini spektrum percepatan cenderung rendah pada nilai-nilai periode getar T awal. Kemudian akan meningkat secara tajam bersamaan dengan bertambahnya waktu periode getar T . Pemasangan isolasi dasar tidak baik pada kondisi ini karena pada saat isolasi dasar memperpanjang waktu periode getar T , akan jatuh pada puncak gempa ini (Hudoyo, 2017).



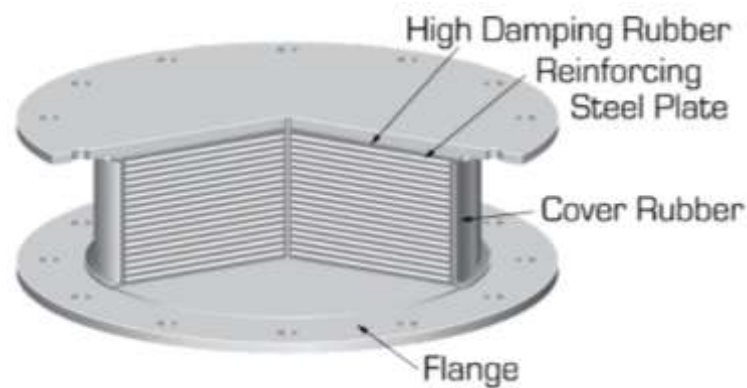
Gambar 2.2 Efek Isolasi Dasar Terhadap Waktu Getar T pada Saat Terjadi Gempa
(Sumber:Hudoyono, 2017)

2.3.2 Tipe Isolator

Elastomeric bearings terbuat dari lapisan-lapisan horizontal karet alami atau karet sintetis berupa lapisan tipis merekat diantara pelat baja. Pelat baja mencegah lapisan-lapisan karet menggelembung, dengan demikian bearing itu mampu mendukung beban vertikal yang besar dengan hanya mengalami deformasi yang kecil. Terhadap beban lateral *bearing* itu flexibel. *Elastomeric bearings* yang sederhana menyediakan fleksibilitas, tetapi tidak ada peredaman signifikan dan akan bergerak pada beban layan. Salah satu metode yang diterapkan untuk mengatasi kekurangan tersebut adalah dengan memasang inti pada bantalan, elastomer khusus yang diformulasi dengan redaman tinggi dan kekakuan untuk regangan kecil, atau dikombinasikan dengan piranti lainnya.

Jenis isolasi dasar diklasifikasikan berdasarkan bahan pembuatannya, yaitu *Rubber Type Seismic Isolation* dan *Non-Rubber Type Seismic Isolation*. Jenis *Non-Rubber Type Seismic Isolation*, yang paling umum dikenal, meliputi *lead extrusion damper*, *roller bearings*, dan *sliding bearings*. Di antara model tersebut, *lead extrusion damper* merupakan yang paling banyak digunakan, sedangkan dua model lainnya masih dalam tahap pengujian. Kemudian, jenis kedua adalah *Rubber Type Seismic Isolation*, yang merupakan isolasi dasar terbuat dari lembaran-lembaran vulkanisasi karet yang direkatkan pada plat-plat baja secara berselang-seling. Bahan utama dari base isolator ini adalah karet dan baja.

Dalam tugas akhir ini, isolasi dasar yang digunakan adalah *High Damping Rubber Bearing*. Perbedaan antara kedua jenis isolasi dasar karet ini terletak pada bahan karet yang digunakan, di mana bahan karet pada *High Damping Rubber Bearing* memiliki kualitas yang lebih baik dibandingkan dengan bahan karet pada *Lead Rubber Bearing* (LRB). Gambar 2.3 menunjukkan isolasi dasar *High Damping Rubber Bearing* (HDRB).



Gambar 2.3 Komposisi Rubber Bearing

(Sumber: Bridgestone, 2017)

2.3.3 High Damper Rubber Bearing

High Damping Rubber Bearing (HDRB) merupakan *base isolator* jenis *elastomeric bearing* yang menggunakan material karet sebagai elemen utama dalam meredam gaya gempa yang bekerja pada struktur bangunan. Pada kondisi beban angin maupun gempa dengan intensitas rendah, bangunan yang menerapkan sistem HDRB tidak mengalami deformasi yang signifikan, yang disebabkan oleh nilai kekakuan awal sistem HDRB yang relatif tinggi.

Seiring dengan meningkatnya intensitas gempa yang bekerja pada struktur, sistem HDRB akan mengalami penurunan kekakuan secara bertahap, sehingga menyebabkan peningkatan periode alami struktur bangunan. Selanjutnya, Ketika regangan geser telah mencapai kisaran 250-300%, kekakuan horizontal sistem akan meningkat kembali akibat terjadinya fenomena *hardening effect*. Mekanisme ini berperan dalam membatasi deformasi struktur agar tidak melampaui batas maksimum yang telah ditetapkan dalam perencanaan.

Jenis perangkat isolasi seismik ini terdiri atas bantalan isolasi berbahan karet yang dirancang secara khusus untuk menghasilkan tingkat redaman yang sangat

tinggi, kemudian dijepit di antara lapisan pelat baja tulangan. Ketika isolator seismic tersebut menerima beban lateral akibat gempa bumi, bantalan karet yang memiliki karakteristik redaman tinggi akan mengalami pergeseran ke arah lateral akibat dari terjadinya deformasi geser pada material karet.

High damping rubber bearing adalah bantalan karet khusus yang memiliki kemampuan untuk meredam getaran yang dihasilkan oleh gempa bumi. Bantalan ini memiliki ciri khas yaitu kemampuan untuk mengurangi gaya lateral yang dihasilkan oleh gempa bumi dan menyerap energi gempa yang cukup besar. Sehingga gedung yang menggunakan teknologi ini dapat lebih tahan gempa dan aman bagi penghuninya. Berbeda dengan LRB yang menggunakan inti timah, kemampuan redaman pada HDRB berasal dari formulasi khusus senyawa karet berperedam tinggi (*high damping compound*).

HDRB terdiri dari lapisan karet berperedam tinggi yang dipadukan dengan pelat baja tipis yang disusun berlapis. Setiap komponen memiliki fungsi sebagai berikut:

- a. Karet berperedam tinggi berfungsi sebagai elemen utama isolasi yang memberikan fleksibilitas lateral, memperpanjang periode getar struktur, serta menyerap energi gempa melalui perilaku histeresis material karet.
- b. Pelat baja berlapis berfungsi untuk meningkatkan kekakuan vertikal sehingga bantalan mampu menahan beban aksial bangunan tanpa mengalami deformasi berlebihan, sekaligus menjaga stabilitas bentuk bantalan saat mengalami geser lateral.

Kedua komponen ini bekerja secara terpadu sehingga HDRB efektif dalam mengurangi gaya gempa yang diteruskan ke struktur bangunan. Ketika gempa terjadi dan tanah bergerak, HDRB akan mengalami deformasi geser secara terkendali. Energi gempa tidak langsung diteruskan ke struktur atas, tetapi sebagian besar diserap oleh material karet melalui mekanisme redaman internal. Akibatnya, respons dinamis bangunan menjadi lebih kecil. Struktur tetap lebih stabil, simpangan antar lantai berkurang, retakan dapat diminimalkan, dan potensi kerusakan besar dapat dicegah.

Berdasarkan katalog resmi Bridgestone (2015), umur rencana atau masa layan desain (*design/service life*) dari *High Damping Rubber Bearing* ditetapkan selama 50 tahun, dengan asumsi kondisi operasi normal tanpa paparan langsung terhadap sinar ultraviolet, bahan kimia korosif, maupun genangan air di sekitar sistem isolasi. Untuk menjaga kinerja dan keamanan sistem selama masa penggunaannya, Bridgestone merekomendasikan pemeriksaan visual secara berkala setiap 3–5 tahun, meliputi observasi terhadap kemungkinan retak, korosi pada pelat baja, maupun deformasi karet, serta pemeriksaan khusus setelah terjadi gempa besar untuk memastikan tidak terjadi kerusakan permanen pada lapisan karet atau inti timah (*lead plug*). Pemeriksaan ini penting untuk memverifikasi kondisi elastisitas material serta kestabilan gaya pemulih agar sistem isolasi tetap berfungsi sesuai desain selama umurnya.

2.3.4 Syarat Desain *High Damping Rubber Bearing* (HDRB)

Sesuai dengan persyaratan Pasal 7.3.2 SNI 1726:2019 bahwa sistem *Base Isolator* harus memenuhi beberapa persyaratan untuk diterapkan pada bangunan.

- a. Faktor prioritas seismik harus ditetapkan sebesar 1,0, terlepas dari jenis risiko seismik yang ditetapkan.
- b. Konfigurasi struktur dianggap tidak beraturan jika memiliki ketidakteraturan vertical Tipe 1a, 1b, 5a dan 5b, serta ketidakteraturan horizontal Tipe 1b.
- c. Faktor redudansi harus diberikan terhadap struktur yang tidak mempunyai penyimpangan.
- d. Dalam perencanaan, factor-faktor seperti lingkungan, usia, rangkai, suhu operasi, efek kelembaban, beban angin, ketahanan terhadap api, dan ketahanan lateral harus dipertimbangkan. Jarak minimal antara struktur yang di Isolasi Seismik oleh dinding penahan/penghalang tetap lain tidak diperbolehkan kurang dari perpindahan paling tinggi.

2.3.5 Penentuan Properties *High Damping Rubber Bearing* (HDRB)

Spesifikasi *High Damping Rubber Bearing* yang akan dipakai pada tugas akhir ini merujuk pada produk *Bridgestone* (2015) yang telah melalui pengujian

eksperimental secara menyeluruh. Tipe MVBR-0516 merupakan *High Damping Rubber Bearing* (HDRB) standar produksi Bridgestone yang digunakan untuk struktur bangunan menengah hingga besar. Isolator ini dilengkapi dengan inti timah (*lead plug*) yang tertanam di pusat bantalan karet laminasi berfungsi sebagai elemen peredam energi saat terjadi

Tabel 2.2 Rubber Material

Compound name	Rubber code	Shear modulus G_{eq} (N/mm ²)	Equivalent damping ratio H_{eq}
X3R	X0.3R	0.300	0.17
X4S	X0.4S	0.392	0.24
X6R	X0.6R	0.620	0.24

(Sumber : Bridgestone, 2015)

Tabel 2.3 Steel Material

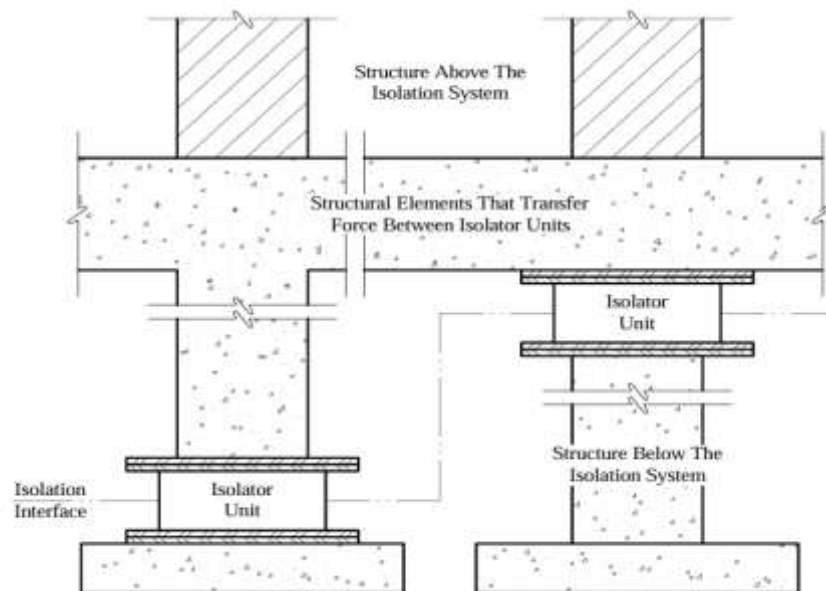
	Material
Reinforced steel plate	SS400 (JIS G 3101)
Flange ^{*1*2}	SS400 (JIS G 3101)
Connecting plate ^{*1}	SS400 (JIS G 3101)

(Sumber : Bridgestone, 2015)

2.3.6 Perletakan Base Isolator

Perletakan base isolator merupakan tahapan krusial dalam penerapan sistem isolasi seismik pada bangunan. Base isolator diposisikan pada elemen dasar struktur guna menciptakan bidang pemisah antara superstruktur dan pondasi sehingga deformasi akibat getaran tanah tidak secara langsung ditransfer ke bangunan. Umumnya, isolator diletakkan di atas *pile cap* atau *raft foundation* dan berada tepat di bawah kolom utama, memastikan seluruh beban gravitasi bangunan dialirkan melalui sistem isolator (FEMA 451, 2006). Penempatan ini harus mengikuti grid struktur agar jalur transfer beban (*load path*) tetap kontinu dan stabil. Selain itu, sistem isolasi harus direncanakan dengan mempertimbangkan *seismic separation gap* untuk mengakomodasi simpangan maksimum isolator, serta

detail sambungan atas–bawah (*upper and lower bearing plate*) untuk memastikan stabilitas terhadap beban vertikal maupun lateral. Dalam konteks regulasi Indonesia, perletakan base isolator mengikuti ketentuan perencanaan isolasi gempa yang mengatur lokasi interface isolasi pada elevasi dasar struktur serta memastikan bahwa seluruh sistem pendukung, termasuk sambungan utilitas, mampu bergerak sesuai deformasi isolator (SNI 1726:2019). Dengan prinsip ini, sistem isolasi efektif dalam meningkatkan periode fundamental bangunan, mengurangi percepatan seismik, serta menekan respons dinamis struktur selama gempa.



Gambar 2.4 Perletakan Base Isolator

(Sumber: FEMA 451, 2006)

Gambar 2.8 tersebut menunjukkan skema perletakan base isolator atau sistem isolasi dasar yang ditempatkan pada interface antara struktur bawah (*substructure*) dan struktur atas (*superstructure*) bangunan. Base isolator dipasang di antara elemen pondasi atau pile cap dengan kolom struktur utama pada lantai dasar, sehingga berfungsi sebagai pemisah fleksibel antara kedua bagian tersebut. Isolator unit ini memungkinkan pergerakan horizontal relatif antara tanah dan struktur atas selama terjadi gempa, sementara tetap menahan beban vertikal bangunan secara aman. Dengan demikian, energi getaran gempa diserap dan diredam pada lapisan isolator, sehingga deformasi besar tidak langsung diteruskan ke struktur atas.

Elemen struktural di atas isolator, seperti balok penghubung atau pelat transfer, berfungsi untuk mendistribusikan gaya secara merata antar isolator. Sementara itu, struktur yang berada di bawah sistem isolasi harus memiliki kekakuan serta kekuatan yang cukup untuk menahan gaya geser dan beban vertikal tanpa mengalami deformasi berlebih. Perletakan seperti ini memastikan bahwa seluruh sistem bangunan dapat berperilaku lebih lentur terhadap gaya gempa, menjaga kinerja struktur atas tetap elastis dan mengurangi risiko kerusakan pada komponen struktural maupun non-struktural.

2.3.7 Umur Rencana dan Pemeliharaan Base Isolator

Umur rencana serta kegiatan pemeliharaan (*maintenance*) juga memegang peranan penting dalam menjamin keberlanjutan kinerja sistem High Damping Rubber Bearing (HDRB), karena karakteristik redaman tinggi yang dihasilkan material karet sangat bergantung pada kondisi lingkungan dan stabilitas sifat mekaniknya dalam jangka panjang. Berdasarkan katalog teknis dari Bridgestone Corporation (2015) dalam *Seismic Isolation Bearings Catalog*, masa layanan rancangan HDRB berada pada kisaran 50 tahun, dengan asumsi kondisi operasional normal, yaitu terlindung dari paparan sinar ultraviolet secara langsung, zat kimia agresif, minyak, serta genangan air yang dapat mempercepat proses penuaan karet.

Kondisi lingkungan menjadi faktor dominan yang dapat mempengaruhi usia pakai LRB. Faktor seperti tingkat kelembapan tinggi, suhu ekstrem, paparan ozon, serta kontak dengan minyak pelumas dapat mempercepat proses penuaan (*aging*) material karet yang berakibat pada penurunan elastisitas dan kekakuan. Oleh sebab itu, pemasangan isolator sebaiknya ditempatkan di area terlindung dari pengaruh cuaca langsung, seperti di atas pondasi atau di bawah kolom lantai dasar, agar performa material tetap terjaga sepanjang umur desainnya.

Untuk memastikan sistem isolasi tetap bekerja sesuai rancangan, Bridgestone (2015) menyarankan pelaksanaan inspeksi visual berkala setiap 3–5 tahun, yang mencakup pemeriksaan terhadap kondisi karet, pelat baja, dan sambungan baut. Pemeriksaan ini bertujuan mendeteksi adanya keretakan, korosi, deformasi, atau kerusakan pada inti timah. Selain itu, inspeksi khusus wajib dilakukan setelah terjadinya gempa besar guna memastikan tidak terjadi perubahan signifikan pada

kekakuan efektif, gaya pemulih (*restoring force*), serta kemampuan disipasi energi isolator.

Pedoman internasional seperti yang diterbitkan FEMA 356 (2000) juga menegaskan perlunya sistem pemantauan jangka panjang (*long-term monitoring*) terhadap struktur yang menggunakan sistem isolasi seismik. Pemantauan berkala ini berfungsi untuk memastikan bahwa umur layan aktual tetap sesuai dengan rancangan serta memungkinkan tindakan rehabilitasi atau penggantian isolator apabila terjadi penurunan kinerja. Oleh karena itu, aspek umur rencana dan pemeliharaan merupakan bagian integral dari proses perancangan sistem isolasi, karena keduanya menentukan keandalan dan keberlanjutan fungsi struktur terhadap beban gempa sepanjang umur bangunan.

2.4 Pembebanan Struktur

Pembebanan merupakan faktor penting dalam merancang struktur bangunan. Oleh karena itu, pada proses perancangan struktur, diperlukan identifikasi terhadap berbagai beban yang bekerja pada sistem struktur tersebut. Beban-beban yang mempengaruhi suatu struktur umumnya ditimbulkan oleh gaya alamiah atau gaya buatan manusia (Schueller,2001). Secara umum, struktur bangunan dikatakan aman dan stabil apabila mampu menahan gaya gravitasi, meliputi beban mati dan beban hidup, serta beban gempa yang bekerja pada bangunan tersebut. Dalam studi alternatif perencanaan ini, ketentuan pembebanan yang diterapkan mengacu pada SNI 1727:2020 tentang beban minimum untuk perancangan gedung dan struktur lain, serta SNI 1726:2019 tentang ketentuan perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non-gedung.

2.4.1 Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang secara permanen, meliputi dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, klading gedung serta komponen arsitektural dan struktural lainnya termasuk peralatan pendukung seperti derek dan sistem pengangkut material (SNI 1727:2020, Pasal 3.1.1). Beban mati akan dihitung secara otomatis berdasarkan berat jenis material beton bertulang 24 kN/m^3 .

Beban mati tambahan merupakan berat elemen nonstruktural, seperti komponen arsitektural, mekanikal, elektrik, dan plumbing yang terpasang pada struktur bangunan. Perhitungan besaran beban mati pada suatu elemen dilakukan dengan meninjau berat satuan material berdasarkan volume elemen tersebut. Beban SILD (*Super Imposed Dead Load*) yang akan digunakan dalam tugas akhir ini berdasarkan SNI 1727-2020 Tabel C3.1-1 Halaman 280.

2.4.2 Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup merupakan beban yang timbul akibat penghunian atau pemanfaatan suatu gedung, termasuk beban pada lantai yang sifatnya dapat bergerak maupun berubah. Penentuan nilai beban hidup dalam perencanaan struktur didasarkan pada fungsi atau penggunaan bangunan tersebut. Beban hidup yang diaplikasikan dalam perancangan struktur bangunan gedung ini merujuk pada ketentuan yang tercantum dalam SNI 1727:2020 pasal 4.1.

a) Ruang kantor	= 2,4 kN/m ²
b) Atap datar, terhubung, dan lengkung	= 0,96 kN/m ²
c) Ruang Penyimpanan	= 7,18 kN/m ²
d) Koridor	= 4,79 kN/m ²
e) Ruang Arsip dan Komputer (server)	= 4,79 kN/m ²
f) Toilet	= 1,92 kN/m ²
g) Ruang Pertemuan	= 4,79 kN/m ²
h) Ruang loby	= 4,79 kN/m ²
i) Pantry	= 2,40 kN/m ²
j) Aula	= 4,79 kN/m ²

2.4.3 Beban Gempa (*Earthquake*)

Beban gempa merupakan gaya yang bekerja pada struktur bangunan sebagai akibat dari pergerakan tanah yang dipicu oleh aktivitas gempa bumi. Besarnya gaya gempa tergantung dari ketinggian bangunan atau tingkat dari permukaan tanah dan juga tergantung dari massa pada setiap lantai. Pengaruh gempa terhadap struktur gedung ditetapkan berdasarkan hasil analisis dinamik.

2.4.3.1 Parameter Perhitungan Beban Gempa

a. Menentukan Kategori Risiko Bangunan dan Faktor Keutamaan Gempa

Menurut ketentuan SNI 1726:2019 Pasal 4.1.2, diuraikan berbagai kategori risiko yang berlaku bagi struktur bangunan gedung maupun non-gedung. Kategori I merupakan kategori bangunan gedung dan non-gedung yang mempunyai tingkat keutamaan paling rendah, sedangkan kategori IV adalah kategori dengan keutamaan bangunan paling tinggi. Faktor keutamaan gedung ditetapkan berdasarkan kategori risiko dari struktur bangunan yang bersangkutan. Semakin tinggi kategori risikonya, semakin besar pula nilai faktor keutamaan yang digunakan. Kategori risiko bangunan serta nilai faktor keutamaan gedung (I_e) dapat dilihat pada Tabel 2.5 dan Tabel 2.6 berikut.

Tabel 2. 4 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung Untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none">– Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan– Fasilitas sementara– Gudang penyimpanan– Rumah jaga dan struktur kecil lain	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none">– Perumahan– Rumah toko dan rumah kantor– Pasar - Gedung perkantoran– Gedung apartemen/ rumah susun– Pusat perbelanjaan/ mall	II

<ul style="list-style-type: none"> - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang <p>Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di</p>	<p>III</p>

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

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 3, Halaman 24)

Tabel 2.5 Faktor Keutamaan Gempa

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

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 3, Halaman 25)

b. Menentukan Klasifikasi Situs Tanah

Klasifikasi situs tanah ditentukan dengan terlebih dahulu menghitung nilai rata-rata hasil uji N-SPT.

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n di}{\sum_{i=1}^n \frac{di}{N_i}} \dots\dots\dots(2.18)$$

Keterangan

\bar{N} = rata-rata uji N-SPT

N_i = nilai SPT pada lapisan i

d_i = tebal setiap lapisan antara kedalaman 0 sampai 30 meter

Tabel 2.6 Klasifikasi Situs Tanah

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

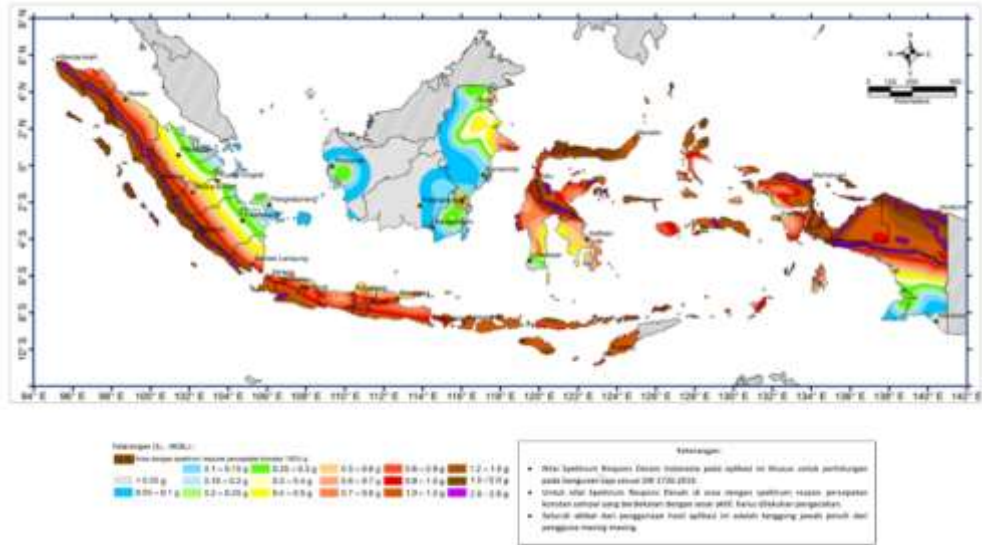
	<p>Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa
<p>SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)</p>	<p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut:</p> <ul style="list-style-type: none"> – Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah – Lempung sangat organik/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) – Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$) <p>Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u < 25$ kPa</p>

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 5, Halaman 29)

Setelah memperoleh hasil perhitungan, langkah berikutnya adalah menentukan jenis situs tanah dengan merujuk pada SNI 1726:2019 pasal 5.3 Tabel 5.

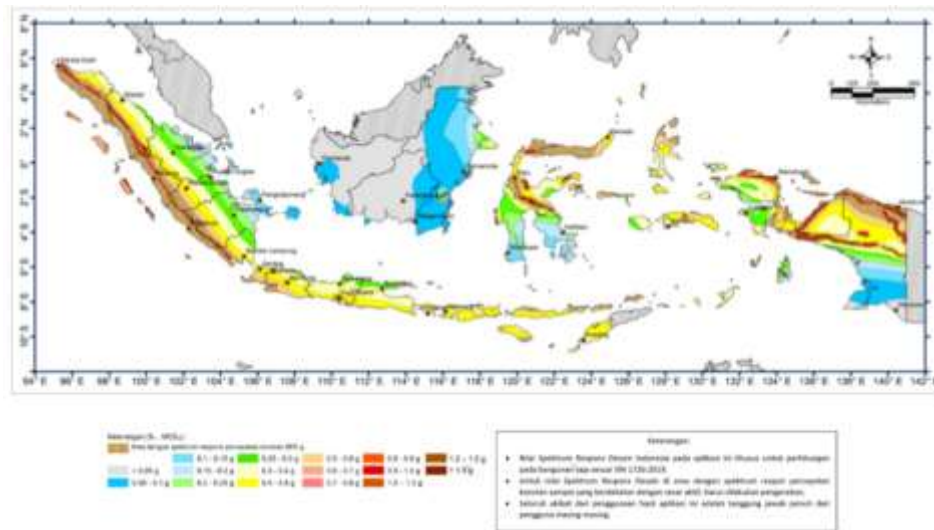
c. Menentukan Parameter Percepatan Gempa

Menurut SNI 1726:2019 pasal 6, penetapan wilayah gempa didasarkan pada parameter S_s (percepatan batuan dasar untuk periode pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar untuk periode 1 detik), yang masing-masing diperoleh dari respons spectral percepatan pada periode 0,2 detik dan 1 detik dalam peta bahaya *seismic* dengan kemungkinan terlampaui 25% dan 50 tahun (MCER 2% dalam 50 tahun).



Gambar 2.5 Peta Respon Spektrum Percepatan 0,2 Detik

(Sumber : SNI 1726:2019; Hal.234)



Gambar 2.6 Peta Respon Spektrum Percepatan 1 Detik

(Sumber : SNI 1726:2019; Hal.234)

Pada peta zona seismik tersebut, setiap warna menunjukkan besaran parameter percepatan batuan dari nilai terendah hingga tertinggi. Sementara itu, area yang tidak diberi warna (berwarna abu-abu) merupakan wilayah yang tidak terdampak gempa karena posisinya berada jauh dari batas lempeng benua yang menjadi sumber aktivitas seismik..

- d. Menentukan koefisien situs dan parameter-parameter respon spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R)

Koefisien situs adalah faktor amplifikasi seismik yang digunakan untuk menentukan respons spektral percepatan gempa di permukaan tanah. Koefisien situs F_a merupakan faktor amplifikasi getaran yang berkaitan dengan percepatan pada periode getaran 0,2 detik, sedangkan koefisien situs F_v berkaitan dengan percepatan pada periode getaran 1 detik. Berdasarkan ketentuan SNI 1726:2019, Tabel 6 dan Tabel 7 (halaman 34–35), nilai F_a dan F_v dapat dihitung melalui interpolasi apabila nilai S_s berada di antara nilai-nilai yang tercantum dalam tabel tersebut. Tabel 2.5 dan Tabel 2.6 menyajikan nilai koefisien situs untuk berbagai kelas situs yang ada.

Tabel 2.7 Koefisien Situs, F_a

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

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 6, Halaman 34)

Tabel 2.8 Koefisien Situs, Fa

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

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 7, Halaman 34-35)

Nilai Fa dan Fv kemudian digunakan untuk menghitung parameter respons percepatan pada periode pendek (SMS) dan periode 1 detik (SM1), yang ditentukan sebagaimana berikut:

$$SMS = F_a \times S_s \dots\dots\dots (2.19)$$

$$SM1 = F_v \times S_1 \dots\dots\dots (2.20)$$

Dengan:

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

S₁ = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1 detik

e. Parameter percepatan spectral desain

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 6.3, parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (SDS) dan periode 1 detik (SD1) harus ditentukan menggunakan persamaan berikut:

$$SD_s = \frac{2}{3} SM_s \dots\dots\dots (2.21)$$

$$SD_1 = \frac{2}{3} SM_1 \dots\dots\dots (2.22)$$

f. Spektrum respons desain

Spektrum respons desain dapat disusun setelah nilai SDS dan SD1 diperoleh. Kurva spektrum respons desain dikembangkan dengan merujuk pada Gambar 2.8. Parameter-parameter yang diperlukan dalam penyusunan spektrum respons sesuai dengan ketentuan SNI 1726:2019 Pasal 6.4 adalah sebagai berikut:

- 1) Menghitung nilai periode T_0 dengan rumus sebagai berikut:

$$T_0 = 0,2 \frac{SD_1}{SDS} \dots\dots\dots (2.23)$$

- 2) Menghitung nilai periode T_s dengan rumus sebagai berikut:

$$T_s = \frac{SD_1}{SDS} \dots\dots\dots (2.24)$$

- 3) Menghitung nilai S_a dengan rumus sebagai berikut:

– Untuk $T < T_0$ (2.25)

$$S_a = SDS \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots\dots\dots (2.26)$$

– Untuk $T \geq T_0$

$$S_a = SDS \dots\dots\dots (2.27)$$

– Untuk $T \geq T_s$

$$S_a = \frac{SD_1}{T} \dots\dots\dots (2.28)$$

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

$$S_a = \frac{SD_1 T_L}{T^2} \dots\dots\dots (2.29)$$

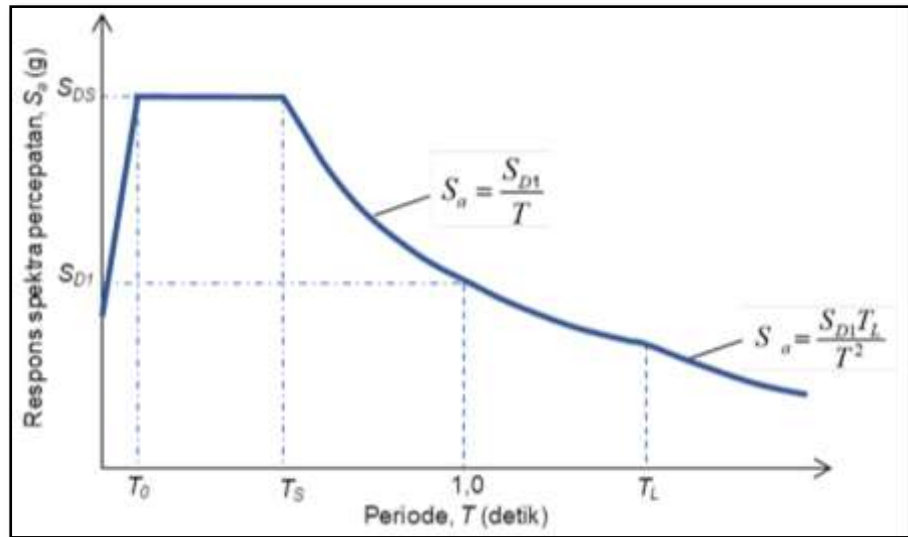
Keterangan:

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

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

T = periode getar fundamental struktur

T_L = peta transisi periode panjang yang ditunjukkan pada Gambar 2.8



Gambar 2.7 Spektrum Respon Desain

(Sumber: SNI 1726:2019 Gambar 3, Halaman 36)

g. Menentukan kategori desain seismik

Setiap jenis struktur wajib ditetapkan Kategori Desain Seismiknya (KDS). Kategori Desain Seismik dinyatakan dengan huruf A hingga F, serupa dengan klasifikasi kelas situs. Struktur dengan risiko gempa terendah dikategorikan sebagai KDS A, sedangkan struktur dengan risiko gempa tertinggi dikategorikan sebagai KDS F. Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 6.5, struktur dengan kategori risiko I, II, dan III serta nilai $S_1 \geq 0,75$ ditetapkan sebagai struktur dengan KDS E, sedangkan struktur dengan kategori risiko IV dan $S_1 \geq 0,75$ ditetapkan sebagai KDS F. Struktur lainnya ditetapkan KDS-nya berdasarkan kategori risiko serta parameter respons spektral percepatan desain, yaitu SDS dan SD1. Tabel 2.8 dan Tabel 2.9 menyajikan Kategori Desain Seismik sesuai dengan nilai SDS dan SD1.

Tabel 2.9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Respons Percepatan Pada Periode Pendek

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

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 8, Halaman 37)

Tabel 2.10 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik

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

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 9, Halaman 37)

i. Menentukan nilai R , C_d , dan Ω_0

Pemilihan sistem struktur penahan gaya gempa lateral dan vertikal harus didasarkan pada KDS serta ketinggian bangunan. Koefisien modifikasi respons (R), faktor kelebihan kekuatan sistem (Ω_0), dan faktor pembesaran simpangan lateral (C_d) yang tercantum dalam Tabel 2.12 wajib dijadikan acuan dalam perhitungan geser dasar, gaya desain elemen struktur, serta perpindahan antar tingkat pada perancangan struktur.

Tabel 2.11 Faktor R, Cd, dan Ω_0 Untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_o (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
19. Dinding geser batu bata polos didetail	2	2%	2	TB	TI	TI	TI	TI
20. Dinding geser batu bata polos biasa	1%	2%	1%	TB	TI	TI	TI	TI
21. Dinding geser batu bata prategang	1%	2%	1%	TB	TI	TI	TI	TI
22. Dinding rangka ringan (kayu) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser	7	2%	4%	TB	TB	22	22	22
23. Dinding rangka ringan (baja canal dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	7	2%	4%	TB	TB	22	22	22
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2%	2%	2%	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2%	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5%	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4%	3	4	TB	TB	10 ^g	TI ^g	TI ^g
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3%	3	3	TB	TB	TI ^g	TI ^g	TI ^g
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus ^h	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4%	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2%	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4%	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5%	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2%	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembuat ⁱ	3%	3 ⁱ	3%	10	10	10	10	10

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 12, Halaman 50)

Keterangan:

TB = Tidak dibatasi

TI = Tidak diijinkan

2.4.4.3 Metode Analisa Statik Ekuivalen Beban Gempa

a. Menentukan Periode Fundamental Pendekatan (T_a)

Sesuai dengan SNI 1726:2019, periode fundamental pada pendekatan batas bawah ditentukan menggunakan persamaan (2.30).

$$T_a \text{ minimum} = C_t \times h_n^{x_n} \dots\dots\dots (2.30)$$

Dimana :

C_t = nilai koefisien berdasarkan tabel 2.13

h_n^x = tinggi struktur bangunan (m)

Periode fundamental pendekatan batas atas ditentukan dengan persamaan 2.31

$$T_a \text{ maksimum} = C_u \times T_a \text{ minimum} \dots\dots\dots (2.31)$$

Dimana :

C_u = nilai koefisien berdasarkan tabel 2.14

Tabel 2. 12 Nilai Paramter Periode Pendekatkan C_t dan X

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100% gaya seismik yang diisyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:		
• Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
• Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0.0488	0,75

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 18, Halaman 72)

Tabel 2.13 Koefisien Untuk Batas Atas Pada Periode yang Dihitung

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

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 17, Halaman 72)

Periode struktur yang diambil (T) harus ditentukan dengan ketentuan sebagai berikut:

- 1) Jika $T_c > C_u$, Maka $T = C_u \times T_a$
- 2) Jika $T_a < C_u \times T_a$ maka $T = T_c$
- 3) Jika $T_c < T_a$, maka $T = T_a$

b. Gaya Geser Dasar Seismik

Gaya geser dasar akibat gempa bumi, dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan berdasarkan persamaan berikut:

$$V = C_s \times W \dots\dots\dots (2.32)$$

Dengan:

C_s = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif

Koefisien respons seismik, C_s harus ditentukan sesuai dengan persamaan 2.33

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (2.33)$$

Dengan:

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

R = koefisien modifikasi respons, dicantumkan pada Tabel 2.12

I_e = faktor keutamaan gempa, dicantumkan pada Tabel 2.6

Nilai C_s yang dihitung sesuai dengan persamaan 2.33 tidak perlu melebihi berikut ini:

- Untuk $T \leq T_L$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (2.34)$$

- Untuk $T > T_L$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{T^e \left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (2.35)$$

Namun tidak boleh kurang dari:

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \dots\dots\dots (2.36)$$

Sebagai tambahan, untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s , tidak boleh kurang daripada:

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (2.37)$$

Dengan:

T = periode fundamental struktur (detik)

S_1 = parameter percepatan respons spektral maksimum

c. Distribusi Vertikal Gaya Seismik

Gaya geser dasar seismik yang telah dihitung selanjutnya didistribusikan ke semua tingkat menjadi gaya gempa lateral (F_x) yang besarnya ditentukan sebagai berikut:

$$F_x = C_{vx} \times V \dots\dots\dots (2.38)$$

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \dots\dots\dots (2.39)$$

Dengan:

- C_{vx} = faktor distribusi vertikal
- V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)
- W_i dan W_x = bagian berat seismik efektif total seluruh struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x
- h_i dan h_x = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x (m)
- k = eksponen yang terkait dengan periode struktur dengan nilai sebagai berikut
 - untuk struktur dengan $T \leq 0,5$ detik, $k = 1$

- untuk struktur dengan $T \geq 2,5$ detik, $k = 2$
- untuk struktur dengan $0,5 < T < 2,5$ detik, $k = 2$ atau ditentukan dengan interpolasi linear antara 1 dan 2

2.5 Perilaku Struktur

2.5.1 Ketidakberaturan Struktur

Struktur bangunan harus diklasifikasikan sebagai struktur beraturan atau tidak beraturan berdasarkan kriteria yang ditetapkan dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.3.2. Ketidakberaturan struktur dibagi menjadi dua jenis, yaitu ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal. Bangunan yang dikategorikan memiliki ketidakberaturan, baik vertikal maupun horizontal, wajib memenuhi persyaratan yang tercantum dalam pasal-pasal yang dirujuk pada Tabel 2.15 dan Tabel 2.16.

2.5.1.1 Ketidakberaturan Horizontal

Ketidakteraturan horizontal ditentukan berdasarkan ketidakseragaman dalam mendatar (sumbu xy), yang dapat berupa perubahan distribusi massa, kekakuan, atau bentuk denah yang menyebabkan respons bangunan terhadap gempa menjadi tidak merata dan menimbulkan efek torsi. Tabel 2.15 mendefinisikan syarat ketidakberaturan horizontal dari suatu bangunan.

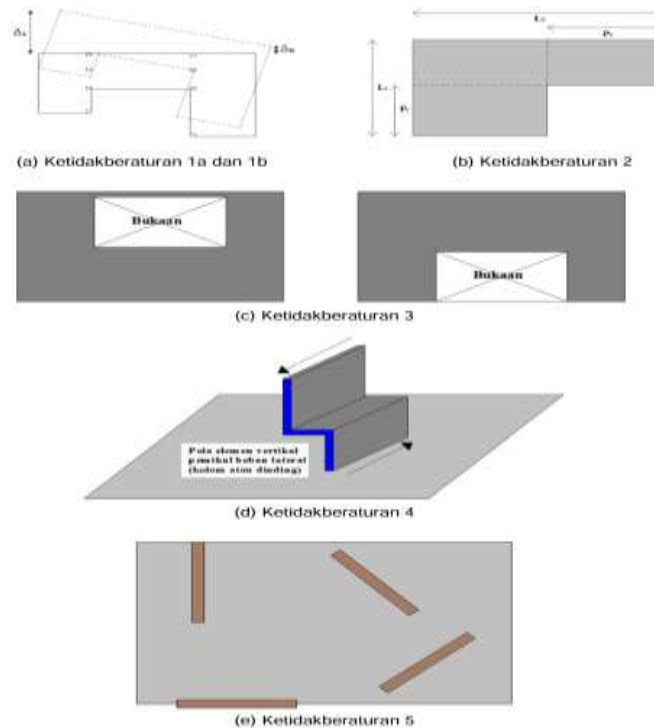
Tabel 2.14 Ketidakberaturan Horizontal Pada Struktur

No	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pasal Referensi	Penerapan Kategori Desain Seismik
1a.	Ketidakteraturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah	7. 3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 16 11.3.4	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

	lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.		
1b.	Ketidakberaturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.3.4.2 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 16 11.3.4	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D B, C, dan D
2.	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15 % dimensi	7.3.3.4 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F

	denah struktur dalam arah yang ditinjau.		
3.	Ketidakteraturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 % daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 % dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	7.3.3.4 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
4.	Ketidakteraturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel 16 11.3.4	B, C, D,E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5.	Ketidakteraturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu sumbu	7.5.3 7.7.3 Tabel 16 11.3.4	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

	ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik.		
--	--	--	--



Gambar 2.8 Ketidakberaturan Horizontal

(Sumber: SNI 1726: 2019, Halaman 60)

2.5.1.2 Ketidakberaturan Vertikal

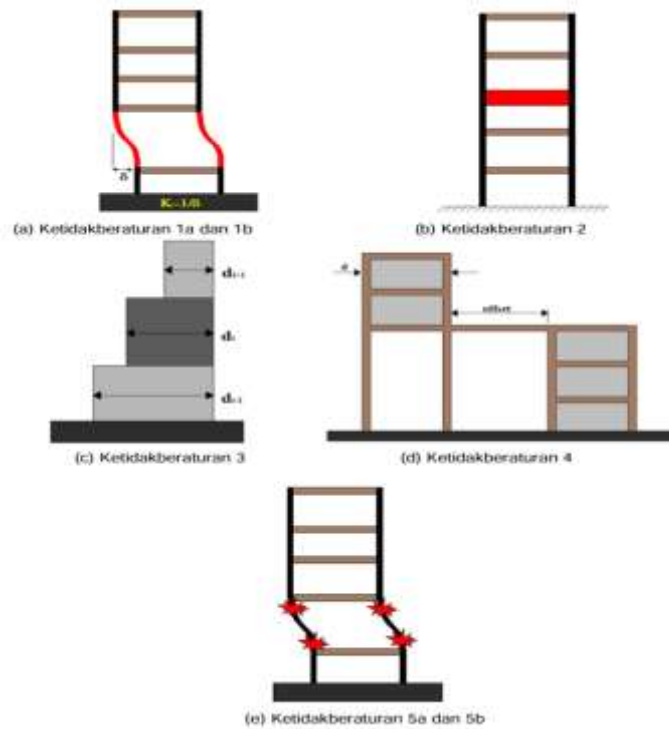
Ketidakberaturan vertikal ditentukan berdasarkan ketidakseragaman pada arah sumbu xz atau yz. Ketidakberaturan struktur terjadi karena perubahan sifat struktur seperti variasi kekakuan, massa, atau bentuk antar lantai yang tidak seragam. Tabel 2.16 mendefinisikan syarat ketidakberaturan vertikal.

Tabel 2.15 Ketidakberaturan Vertikal Pada Struktur

	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pasal Referensi	Penerapan Kategori Desain Seismik
1a.	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya	Tabel 16	D, E, dan F
1b.	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya	7.3.3.1 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
2.	Ketidakberaturan Berat (Massa) didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150 % massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel 16	D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130 % dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat didekatnya.	Tabel 16	D, E, dan F

4.	<p>Ketidakteraturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya.</p>	<p>7.3.3.3 7.3.3.4 Tabel 16</p>	<p>B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F</p>
5a.	<p>Ketidakteraturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.</p>	<p>7.3.3.1 Tabel 16</p>	<p>E dan F D, E, dan F</p>
5b.	<p>Ketidakteraturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.</p>	<p>7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel 16</p>	<p>D, E, dan F B dan C D, E, dan F</p>

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 14, Halaman 61)



Gambar 2.9 Ketidakberaturan Vertikal

(Sumber: SNI 1726: 2019, Halaman 62)

2.5.2 Faktor Redudansi

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.3.4, faktor redundansi (ρ) wajib diterapkan pada sistem penahan gaya gempa dalam kedua arah ortogonal untuk seluruh struktur. Selanjutnya, Pasal 7.3.4.1 menjelaskan kondisi di mana nilai ρ sama dengan 1,0. Nilai ρ diperbolehkan sebesar 1,0 untuk kondisi-kondisi berikut:

- 1) Desain struktur untuk kategori desain seismik B atau C;
- 2) Perhitungan simpangan antar tingkat dan pengaruh P-delta;
- 3) Desain komponen nonstruktural;
- 4) Desain struktur nongedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung;
- 5) Desain elemen kolektor, sambungan lewatan, dan sambungan, yang memperhitungkan kombinasi pengaruh beban seismik termasuk faktor kuat lebih berdasarkan 7.4.3;

- 7) Desain elemen struktur atau sambungan yang memperhitungkan kombinasi pengaruh beban seismik termasuk faktor kuat lebih berdasarkan 7.4.3;
- 8) Beban diafragma yang ditentukan menggunakan Persamaan (51), termasuk batasan yang disyaratkan oleh Persamaan (52) dan Persamaan (53);
- 9) Desain struktur dengan sistem peredam sesuai Pasal 13;
- 10) Desain dinding struktural terhadap gaya keluar bidang, termasuk sistem angkurnya.

2.5.3 Simpangan Antar Tingkat

Gaya gempa lateral akan menimbulkan simpangan struktur pada arah lateral. Dalam perencanaan struktur, peninjauan terhadap simpangan lateral antar lantai (story drift) harus selalu dilakukan untuk menjaga kestabilan struktur, mencegah kerusakan pada elemen non-struktural, serta memastikan kenyamanan pengguna gedung. Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.6, penentuan simpangan antar lantai pada tingkat desain (Δ) dihitung sebagai selisih defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau (lihat Gambar 2.11). Defleksi pusat massa pada tingkat x (δ_x) dalam satuan milimeter harus ditentukan sesuai persamaan berikut:

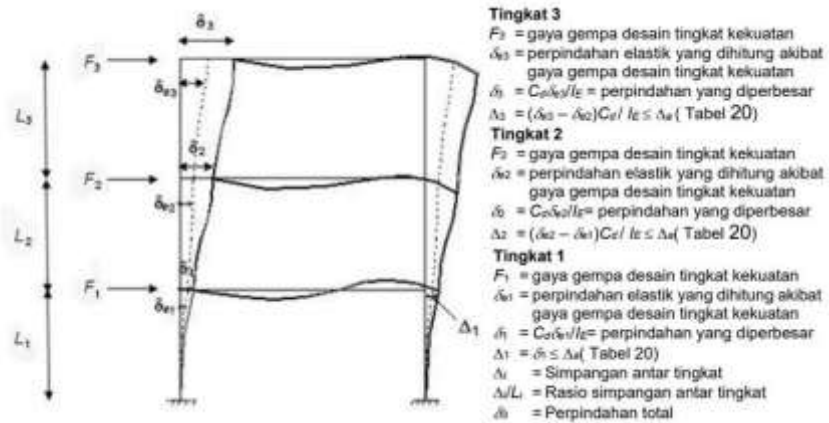
$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \dots\dots\dots (2.40)$$

Keterangan:

C_d = faktor pemebesaran simpangan, dicantumkan pada Tabel 2.12

δ_{xe} = simpangan di tingkat- x

I_e = faktor keutamaan gempa



Gambar 2.10 Penentuan Simpangan Antar Tingkat

(Sumber: SNI 1726: 2019 pasal 6.4, Hal.75)

Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat izin (Δ_d) seperti ditentukan dalam Tabel 2.9

Tabel 2.16 Simpangan Antar Tingkat Izin, Δ_d

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

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 20, Halaman 88)

2.5.4 Pengaruh P-delta

Beban gravitasi (P) yang memengaruhi perpindahan horizontal (Δ) dikenal sebagai efek P- Δ . Saat beban lateral akibat gempa bekerja pada suatu elemen

struktural dan menimbulkan simpangan atau drift (Δ), terjadi eksentrisitas antara beban gravitasi (P) dan sumbu vertikal kolom. Eksentrisitas ini menimbulkan momen internal tambahan yang dapat memengaruhi nilai momen yang diperoleh dari analisis orde pertama.

Menurut SNI 1726:2019 Pasal 7.8.7, perhitungan pengaruh efek P-Delta tidak diwajibkan apabila nilai koefisien stabilitas (θ) seperti ditentukan pada persamaan (2.41) kurang dari atau sama dengan 0,10.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \dots\dots\dots (2.41)$$

Dengan:

θ = koefisien stabilitas

P_x = beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat x (kN); bila menghitung P_x faktor beban individu tidak perlu melebihi 1,0

Δ = simpangan antar lantai tingkat desain, terjadi secara serentak dengan V_x (mm)

I_e = faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan tabel 2.6

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

h_{sx} = tinggi tingkat (mm)

C_d = faktor pembesaran defleksi sesuai dengan Tabel 2.12

Koefisien stabilitas (θ) tidak boleh melebihi $\theta_{maksimum}$ yang ditentukan sebagai berikut:

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \dots\dots\dots (2.42)$$

Dimana β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat antara lantai x dan x-1. Rasio ini diperbolehkan diambil dengan nilai konservatif sebesar 1,0. Jika θ lebih besar dari θ_{max} , struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang.

2.6 Kombinasi dan Pengaruh Beban Seismik

2.6.1 Pengaruh Beban Seismik

Beban gempa memegang peranan penting dalam kombinasi pembebanan pada struktur. Besarnya pengaruh beban gempa (E) harus ditentukan sesuai dengan ketentuan yang tercantum dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.4.2.

- a. Untuk penggunaan dalam kombinasi beban 5, maka E ditentukan sebagai berikut:

$$E = E_h + E_v \dots\dots\dots (2.43)$$

- b. Untuk penggunaan dalam kombinasi beban 7, E ditentukan sebagai persamaan berikut:

$$E = E_h - E_v \dots\dots\dots (2.44)$$

dengan:

E = pengaruh beban gempa

E_h = pengaruh gaya seismik horizontal

E_v = pengaruh gaya seismik vertikal

- c. Berdasarkan SNI 1726 2019 Pasal 7.4.2.2 halaman 48, pengaruh beban gempa vertikal, E_v , harus ditentukan menggunakan persamaan berikut:

$$E_h = \rho Q_E \dots\dots\dots (2.45)$$

Keterangan:

Q_E = pengaruh gaya seismik horizontal dari V atau F_p

ρ = faktor redundansi, seperti didefinisikan dalam Pasal 7.3.4 (SNI 1726-2019)

- d. Berdasarkan SNI 1726 2019 Pasal 7.4.2.2 halaman 48, pengaruh beban gempa vertikal, E_v , harus ditentukan menggunakan persamaan berikut:

$$E_v = 0,2S_{DS} \dots\dots\dots (2.46)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain pada periode pendek

D = pengaruh beban mati

2.6.2 Kombinasi Pembebanan

Komponen struktur dan fondasi harus dirancang sedemikian rupa sehingga kekuatan desainnya setara atau melebihi pengaruh beban terfaktor. Berikut adalah beban terfaktor berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 4.2.2 :

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

Pengecualian

- Faktor pada beban L dalam kombinasi 3,4, dan 5 diizinkan sebesar 0,5 untuk semua tingkat hunian bila L_0 pada tabel 4.1 kurang dari atau sama dengan 100 psf (4,78 kN/m²), dengan pengecualian daerah garasi atau ruang pertemuan umum.

Kombinasi dasar untuk desain kekuatan dengan faktor lebih kuat :

6. $1,2D + Ev + Emh + L$
7. $0,9D - Ev + Emh$

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.4.2.1 dan Pasal 7.4.2, dalam perhitungan kombinasi pembebanan gempa, pengaruh beban gempa harus diperhitungkan menggunakan persamaan berikut:

$$Eh = \rho QE \text{ dan}$$

$$Ev = 0,2S_{DS}D$$

dengan:

Eh = pengaruh beban seismik horizontal

ρ = faktor redundansi

Q_e = pengaruh gaya seismik horizontal dari V atau F_p

E_v = pengaruh beban seismik vertical

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

D = pengaruh beban mati

E_{mh} = pengaruh gaya gempa horizontal = $\Omega_0 Q_e$

Nilai ρ merupakan faktor redundansi yang wajib diterapkan pada sistem penahan gaya gempa dalam kedua arah ortogonal untuk seluruh jenis struktur, sesuai dengan ketentuan SNI 1726:2019 Pasal 7.3.4, halaman 63.

2.7 Analisa Statika ETABS

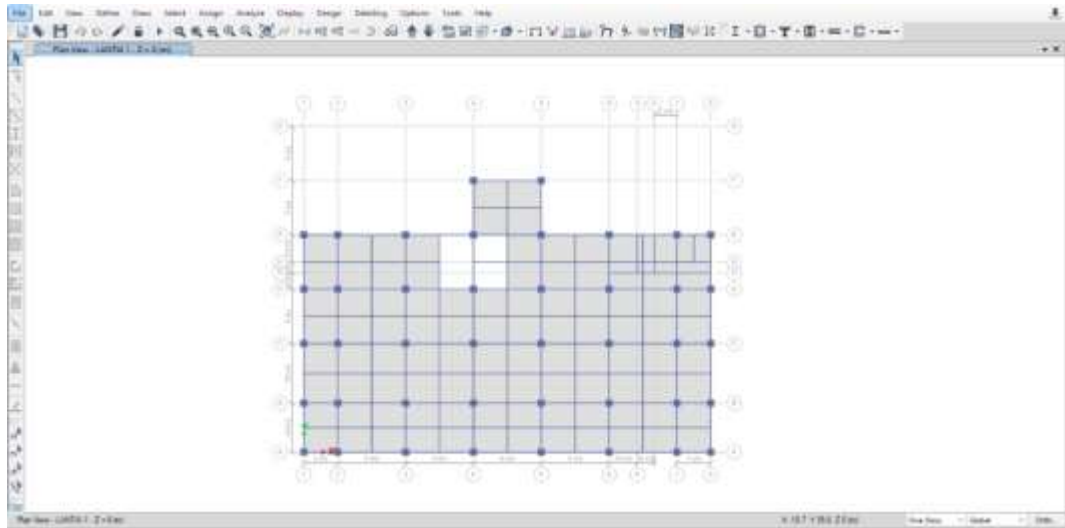
2.7.1 Definisi ETABS

ETABS merupakan perangkat lunak analisis dan perancangan struktur yang banyak digunakan dalam bidang teknik sipil, khususnya untuk analisis bangunan bertingkat. ETABS mampu melakukan analisis statik maupun dinamik dengan pemodelan struktur dua dimensi dan tiga dimensi. Program ini menyediakan fitur lengkap untuk desain struktur beton dan baja sesuai standar perencanaan yang berlaku.

Untuk memudahkan pemodelan, ETABS menyediakan berbagai template struktur siap pakai sehingga proses pembuatan model menjadi lebih cepat dan efisien. Setelah analisis dilakukan, hasil gaya dalam dan respons struktur dapat langsung digunakan untuk proses desain elemen struktur seperti balok, kolom, dan pelat.

2.7.2 Fasilitas Toolbar Pada ETABS

Fasilitas toolbar yang ada dalam tampilan ETABS V22 secara singkat dapat dilihat dalam Gambar 2.14 dibawah ini.



Gambar 2.11 Fasilitas Toolbar Pada Etabs V22

Berikut penjelasan toolbar pada ETABS secara singkat.

- 1) Menu Bar (File – Edit – View – Define – Draw – Assign – Analyze – Display – Design – Detailing – Options – Tools – Help)

File = buka/simpan model

Define = mendefinisikan material, section, load

Draw = menggambar elemen struktur

Assign = memberi beban & properti

Analyze = menjalankan analisis

Design = desain beton/baja

Display = menampilkan hasil analisis

- 2) Standard Toolbar

Ikon dasar seperti software umum seperti New model, Open file, Save, Undo / Redo dan Print. Fungsinya untuk manajemen file dan editing cepat.

3) Draw Toolbar (Toolbar Gambar Struktur)

Ikon ini digunakan untuk membuat elemen model:

- Draw beam/column → gambar balok & kolom
- Draw slab/wall → gambar pelat & dinding
- Draw point object → titik joint
- Replicate / mirror → copy elemen

2.8 Perencanaan Dimensi Penampang Struktur

Dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa, tahap perancangan awal (*preliminary design*) atau penentuan dimensi merupakan langkah penting. Ketentuan mengenai penentuan ukuran penampang elemen struktur diatur dalam SNI 2847:2019, yang memuat persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung..

2.8.1 Perencanaan Pelat Lantai

Pelat lantai adalah elemen horizontal utama yang menyalurkan beban hidup maupun beban mati ke rangka pendukung vertikal dari suatu sistem struktur (Nawy, 2010). Perencanaan pelat lantai dilakukan dengan langkah-langkah berikut:

a. Jenis-jenis pelat beton

Rasio $\frac{L_y}{L_x} > 2 \rightarrow$ desain pelat satu arah

Rasio $\frac{L_y}{L_x} \leq 2 \rightarrow$ desain pelat dua arah

b. Ketebalan pelat lantai

Persyaratan pelat dua arah sesuai dengan SNI 2847:2019 Pasal 8.3.1

Tabel 2.17 Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Nonprategang Tanpa Balok Interior

f_y , MPa ^[2]	Tanpa drop panel ^[3]		Dengan drop panel ^[3]			
	Panel eksterior		Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
	Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi ^[4]		Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi ^[4]	
280	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/40$	$l_n/40$
420	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$
520	$l_n/28$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/34$	$l_n/34$

(Sumber: SNI 2847:2019 Tabel 8.3.1.1 hal 134)

Keterangan:

l_n = jarak bersih ke arah memanjang, diukur dari muka ke muka tumpuan (mm)

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 8.3, ketentuan mengenai penentuan ketebalan minimum pelat pada Pasal 8.3.1.1 dan 8.3.1.2 tidak bergantung pada besarnya beban maupun nilai modulus elastisitas beton, meskipun kedua parameter tersebut berpengaruh signifikan terhadap besarnya lendutan. Ketentuan ketebalan minimum pelat dua arah yang harus dipenuhi disajikan pada tabel berikut:

Tabel 2.18 Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Nonprategang dengan Balok di Antara Tumpuan Pada Semua Sisinya

α_{fm} ^[1]	h minimum, mm		
$\alpha_{fm} \leq 0,2$	8.3.1.1 berlaku		(a)
$0,2 < \alpha_{fm} \leq 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta(\alpha_{fm} - 0,2)}$	(b) ^{[2],[3]}
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	(d) ^{[2],[3]}
		90	(e)

(Sumber: SNI 2847:2019 Tabel 8.3.1.2 halaman 134-135)

Dengan:

h = tebal minimum pelat (mm)

l_n = jarak bersih ke arah memanjang, diukur dari muka ke muka tumpuan (mm)

β = rasio bentang bersih dalam arah panjang terhadap arah pendek dari pelat dua arah

α_{fm} = nilai rata-rata α_f untuk semua balok pelat.

α_f = rasio kekakuan lentur penampang balok ($E_{cb} I_b$) terhadap kekakuan lentur pelat ($E_{cs} I_s$), yang dibatasi secara lateral oleh garis-garis sumbu tengah dari pelat-pelat yang bersebelahan pada tiap sisi balok.

Nilai momen inersia balok dihitung menggunakan persamaan 2.40 dan momen inersia pelat dihitung dengan persamaan 2.41 sebagai berikut:

$$\alpha_{fm} = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_p} \dots\dots\dots (2.47)$$

$$I_b = k \times \frac{1}{12} \times b_w \times h^3 \dots\dots\dots (2.48)$$

$$I_p = \frac{1}{12} \times b_o \times h_o^3 \dots\dots\dots (2.49)$$

Dengan:

E_c = modulus elastisitas beton

I_b = momen inersia balok

I_s = momen inersia pelat lantai

b_w = lebar balok (mm)

b_o = lebar pelat (mm)

h_t = tinggi balok (mm)

h_o = tinggi pelat (mm)

- Menentukan mutu beton (f_c') dan mutu baja tulangan (f_y), selanjutnya dilakukan analisis pembebanan pada pelat dengan mempertimbangkan beban mati (berat sendiri pelat, spesi, lantai, dll) dan beban hidup (penggunaan ruangan). Perhitungan ini dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$W_u = 1,2 W_D + 1,6W_{LL} \dots\dots\dots (2.50)$$

- Menghitung momen terfaktor akibat pembebanan

$$Mu = \pm 0,001 \times qu \times L_x^2 \times C \dots\dots\dots (2.51)$$

- Menghitung rasio tulangan tekan dan tarik

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \left(\frac{f_{c'}}{f_y} \right) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots (2.52)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b \dots\dots\dots (2.53)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \dots\dots\dots (2.54)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} \dots\dots\dots (2.55)$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} \dots\dots\dots (2.56)$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} \dots\dots\dots (2.57)$$

Selanjutnya perhitungan ini dikontrol dengan persamaan :

$$\rho_b < \rho_{perlu} < \rho_{max}$$

- Menghitung luas tulangan ulir (As) yang diperlukan

$$As = \frac{\frac{1}{4} \pi d^2 b}{jarak \text{ antar tulangan}} \dots\dots\dots (2.55)$$

$$As_{perlu} = \rho \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2.56)$$

$$S = \frac{As \cdot b}{As_{perlu}} \dots\dots\dots (2.57)$$

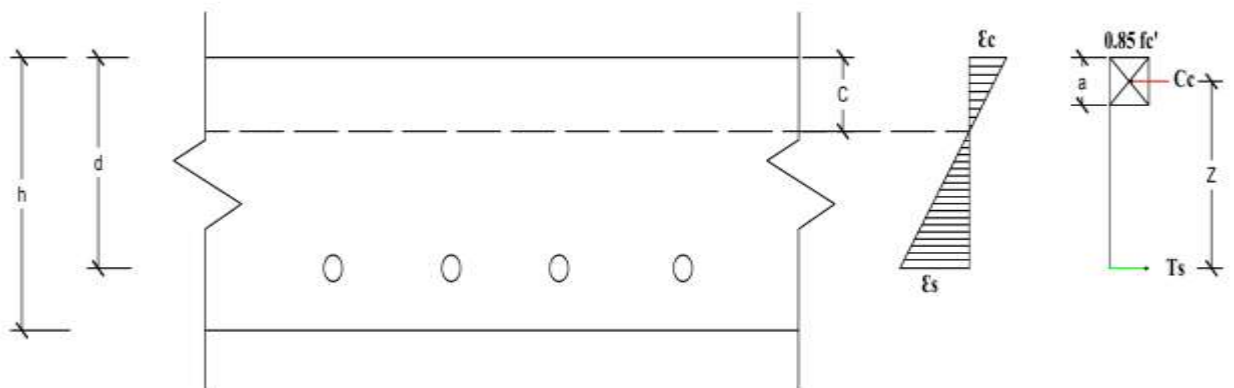
Untuk perhitungan $A_{s \text{ min}}$ pelat dua arah harus sesuai dengan SNI 2847:2019 Pasal 8.6.1.1 sebagai berikut.

Tabel 2.19 $A_{s \text{ min}}$ Untuk Pelat Dua Arah Nonprategang

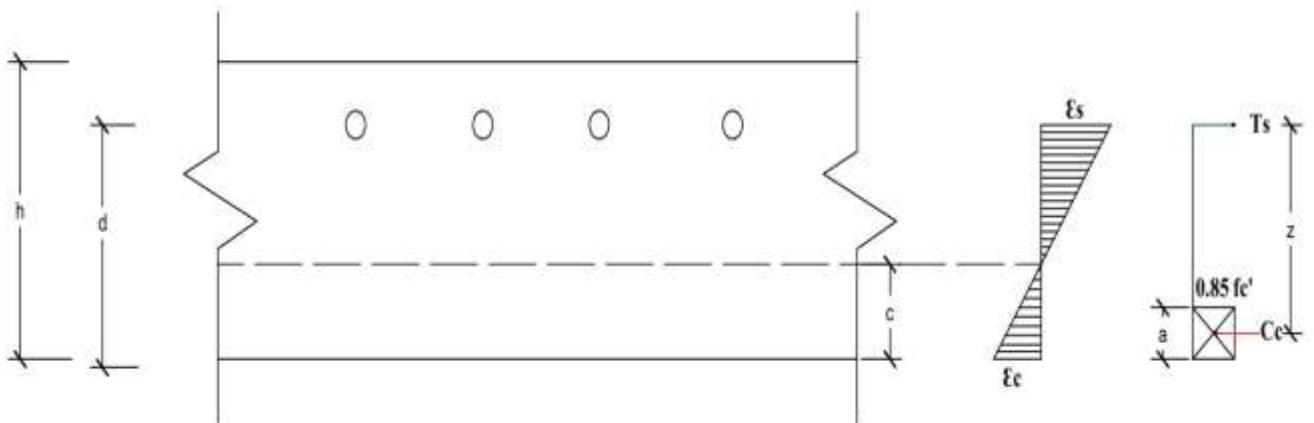
Jenis Tulangan	f_y , MPa	$A_{s, \text{min}}$ mm ²	
Batang ulir	< 420	0,0020 A_g	
Batang ulir atau kawat las	≥ 420	Terbesar dari:	$\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g$
			0,0014 A_g

(Sumber: SNI 2847:2019 Tabel 8.6.1.1 halaman 145)

- Menghitung jarak tulangan lentur
SNI 2847:2019 Pasal 8.7.2.2 menetapkan batas maksimum jarak antar tulangan ulir longitudinal pada pelat solid nonprategang. Batas ini ditentukan sebagai nilai yang lebih kecil antara 2h dan 450 mm untuk penampang kritis, serta nilai yang lebih kecil antara 3h dan 450 mm untuk penampang lainnya.



Gambar 2.12 Pelat Beton pada Daerah Lapangan



Gambar 2.13 Pelat Beton pada Daerah Tumpuan

- Menghitung nilai α

$$\alpha = \frac{A_s f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \dots\dots\dots (2.58)$$
- Menghitung nilai c

$$c = \frac{a}{\beta_1} \dots\dots\dots (2.59)$$

– Regangan beton

$$\epsilon_c = \frac{fc}{Ec} \dots\dots\dots (2.60)$$

– Regangan baja

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} \times \epsilon_c' \dots\dots\dots (2.61)$$

– Tegangan tekan pada serat beton(Cc)

$$C_c = 0,85 \cdot fc' \cdot a \cdot b \dots\dots\dots (2.62)$$

– Tegangan tekan pada serat baja

$$C_s = A_s' \cdot (F_s' - (F_c' \cdot 0,85))$$

– Tegangan tarik pada serat baja (Ts)

$$T_s = T_s \cdot f_y \dots\dots\dots (2.63)$$

– Menentukan jarak antara resultan gaya tekan beton dan resultan gaya tarik tulangan

$$Z = d - \left(\frac{1}{2} - a\right) \dots\dots\dots (2.64)$$

– Menghitung besar kekuatan nominal (Mn)

$$M_n = T_s \cdot Z \dots\dots\dots (2.65)$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{5}\right) \dots\dots\dots (2.66)$$

– Kekuatan Momen Rencana

$$M_r = \phi \cdot M_n \dots\dots\dots (2.67)$$

Dengan nilai faktor reduksi (ϕ) adalah 0,9

– Kontrol penulangan

$$M_r = \phi \cdot M_n \geq M_u \dots\dots\dots (2.68)$$

– Berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 24.2.2, batas lendutan yang diizinkan (Δ_i) ditetapkan sebagai berikut:

$$\Delta = \frac{wL^4}{384EI} \dots\dots\dots (2.69)$$

Tabel 2.20 Lendutan Ijin (Δ_i)

Jenis Komponen Struktur	Kondisi	Lendutan yang diperhitungkan	Batas Lendutan
Atap datar	Tidak memikul atau tidak disatukan dengan elemen-elemen nonstruktural yang mungkin akan rusak akibat lendutan yang besar	Lendutan seketika akibat Lr dan R maksimum	$l/180$
Lantai		Lendutan seketika akibat L	$l/360$
Atap atau lantai	Memikul atau disatukan dengan elemen-elemen nonstruktural	Mungkin akan rusak akibat lendutan yang besar	$l/480$
		Tidak akan rusak akibat lendutan yang besar	$l/240$

(Sumber : SNI 2847-2019 Tabel 24.2.2 Halaman 544)

2.8.2 Perencanaan Balok

Balok adalah elemen struktur yang menyalurkan beban-beban *tributary* dari slab lantai ke kolom penyangga yang vertikal (Nawy, 2010).

Dalam SNI 2847:2019, pembahasan mengenai tinggi blok tegangan tekan ekuivalen dan distribusi tegangan beton persegi tercantum pada Pasal 22.2.2.4.1 hingga 22.2.2.4.3. Blok tegangan tersebut didefinisikan sebagai berikut:

- a. Tegangan tekan merata sebesar $0,85f'_c$ diasumsikan terdistribusi merata pada daerah tekan ekuivalen yang dibatasi oleh tepi penampang dari suatu garis lurus yang sejajar sumbu netral sejarak $a = \beta_1 c$ dari serat beton yang mengalami regangan tekan maksimum.
- b. Jarak c dari serat dengan regangan tekan maksimum ke sumbu netral harus diukur tegak lurus sumbu tersebut.

c. Faktor β_1 dihitung sebagai berikut:

Tabel 2.21 Nilai β_1 Untuk Distribusi Tegangan Beton Persegi

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0,85	a)
$28 < f'_c < 55$	$0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7}$	b)
$f'_c \geq 55$	0,65	c)

(Sumber: SNI 2847:2019 Tabel 22.2.2.4.3, Hal 478)

2.8.2.1 Pendimensionian Balok

Penentuan dimensi tinggi balok harus mengacu pada persyaratan minimum yang tertera pada SNI 2847:2019 Pasal 9.3.1.1, sebagai berikut:

Tabel 2.22 Tinggi Minimum Balok

Kondisi perletakan	$H^{[1]}$ Minimum
Perletakan sederhana	$\ell/16$
Menerus satu sisi	$\ell/18,5$
Menerus dua sisi	$\ell/21$
Kantilever	$\ell/8$

(Sumber: SNI 2847:2019 Tabel 9.3.1.1, hal 180)

Keterangan: ℓ = Panjang balok

Tata cara perancangan komponen balok diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.6.2.1. Beberapa ketentuan mengenai batasan dimensi balok yang tercantum dalam pasal tersebut adalah sebagai berikut:

- Panjang bentang bersih ℓ_n , harus lebih besar dari 4 kali tinggi efektif ($\ell_n \geq 4d$).
- Lebar penampang b_w , harus sekurangnya nilai terkecil dari $0,3h$ dan 250 mm.

2.8.2.2 Syarat Tulangan Longitudinal Balok

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.6, ada beberapa persyaratan dalam merencanakan komponen lentur struktur rangka momen khusus:

- a. Berdasarkan ketentuan Pasal 9.6.1.2 luas tulangan lentur baik pada bagian atas maupun bagian bawah penampang (A_s) harus memiliki nilai minimum sebagai berikut:

$$A_s \text{ min} = \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{f_y} \times b_w \times d \dots\dots\dots (2.70)$$

Atau

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d \dots\dots\dots (2.71)$$

- b. Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.3.1 alok harus dilengkapi dengan sekurang-kurangnya dua batang tulangan menerus di sisi atas serta dua batang di sisi bawah penampang. Pada setiap penampang, luas tulangan wajib memenuhi batas minimum yang ditetapkan dalam Pasal 9.6.1.2, dan nilai rasio tulangan ρ untuk tulangan atas maupun bawah tidak boleh melebihi 0,025.

- c. Berdasarkan Pasal 18.6.3.2 kekuatan momen positif pada muka joint harus tidak kurang dari setengah kekakuan momen negatif pada joint tersebut. Kekuatan momen negatif dan positif pada sebarang penampang di sepanjang bentang komponen struktur tidak boleh kurang dari seperempat kekuatan momen maksimum pada muka kedua joint.

$$M_{n+} \geq 1/2 M_{n-} \dots\dots\dots (2.72)$$

- d. Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.3.2, sambungan lewatan untuk tulangan longitudinal diperbolehkan apabila sengkang pengikat atau spiral dipasang sepanjang daerah sambungan tersebut. Jarak antar tulangan transversal yang membungkus batang tulangan yang dilewatkan tidak boleh melebihi nilai terkecil antara $d/4$ atau 100 mm. Sambungan lewatan tidak diizinkan pada lokasi-lokasi berikut:

- Dalam joint
- Dalam jarak dua kali tinggi balok dari penampang kritis di mana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi sebagai akibat defromasi lateral yang melampaui perilaku elastik.

2.8.2.4 Desain Balok T

Dalam perencanaan balok T sesuai dengan SNI 2847:2019 Pasal 6.3.2.1, dijelaskan bahwa untuk balok T nonprategang yang dibuat secara monolit atau sebagai pelat komposit, lebar efektif sayap (b_{ef}) harus meliputi lebar badan balok (b_w) ditambah dengan lebar efektif sayap yang menjorok.

Tabel 2.23 Batasan Dimensi Lebar Sayap Efektif Untuk Balok-T

Lokasi sayap	Lebar sayap efektif, di luar penampang balok	
Kedua sisi balok	Sekurangnya:	$8h$
		$s_w/2$
		$l_n/8$
Satu sisi balok	Sekurangnya:	$6h$
		$s_w/2$
		$l_n/12$

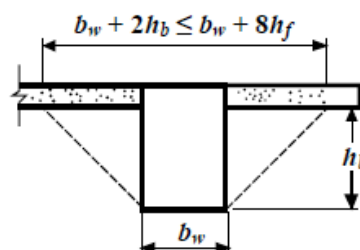
(Sumber: SNI 2847:2019 Tabel 6.3.2.1, Halaman 97)

Keterangan

h = tebal pelat

l_n = bentang bersih

s_w = jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan



Gambar 2.14 Contoh Lebar Efektif Bagian Pelat Komposit dengan Balok

(Sumber : SNI 2847-2019; Gambar R8.4.1.8 Hal.138)

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 6.3.2.2 pada balok-T nonprategang yang terpisah, sayap balok (bagian pelat di samping badan balok) berfungsi untuk menambah luas daerah tekan. Untuk memastikan kestabilan dan kekuatan

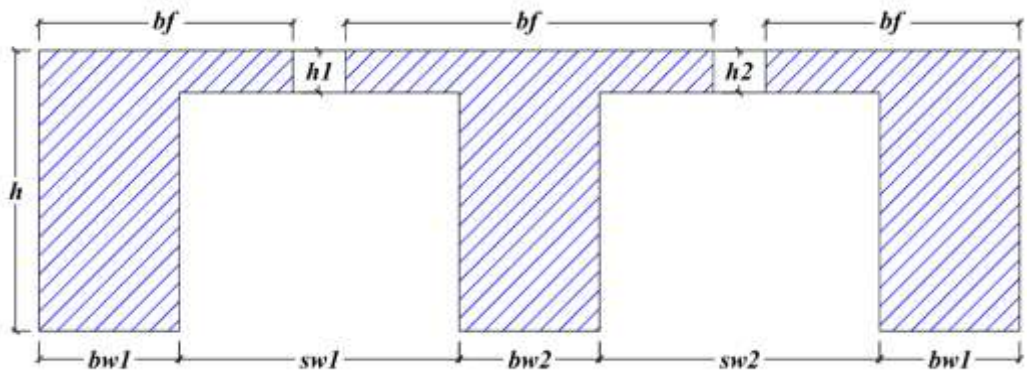
balok, ketebalan sayap harus minimal setengah dari lebar badan balok (tidak kurang atau sama dengan 0,5 kali b_w), sedangkan lebar efektif sayap tidak boleh lebih dari empat kali lebar badan balok (tidak lebih atau sama dengan 4 kali b_w).

a. Lebar efektif (b_{eff}) balok T pelat dua sisi diambil terkecil dari:

$$b_f \leq b_{w2} + 8hf_1 + 8hf_2 \dots\dots\dots (2.73)$$

$$b_f \leq b_{w2} + \frac{sw_1}{2} S_w + \frac{sw_2}{2} \dots\dots\dots (2.74)$$

$$b_f \leq b_{w2} + \frac{1}{8} l_n + \frac{1}{8} l_n \dots\dots\dots (2.75)$$



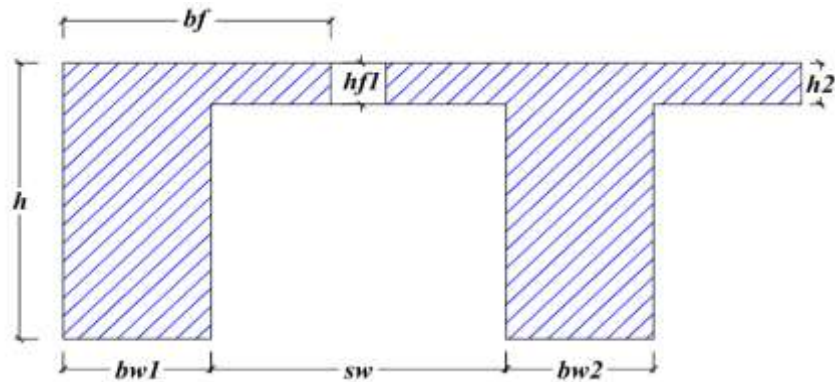
Gambar 2.15 Analisis balok T dengan pelat dua sisi

b. Lebar efektif (b_{eff}) balok L pelat satu sisi diambil terkecil dari:

$$b_f \leq b_{w1} + 6hf_1 \dots\dots\dots (2.76)$$

$$b_f \leq b_{w1} + \frac{sw}{2} \dots\dots\dots (2.77)$$

$$b_f \leq b_{w1} + \frac{l_n}{12} \dots\dots\dots (2.78)$$

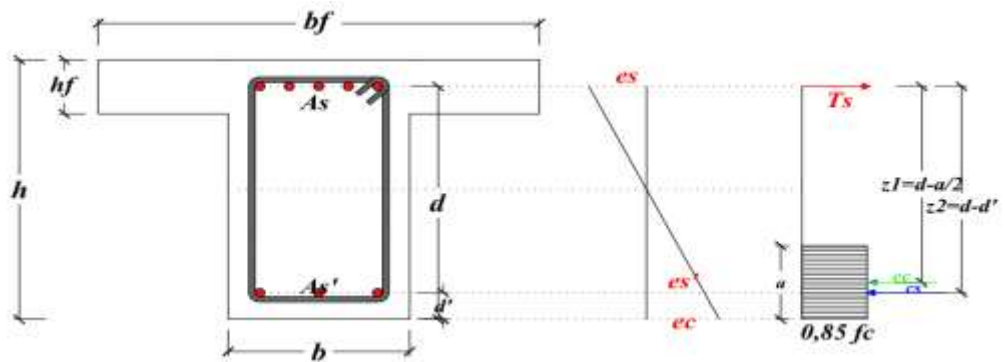


Gambar 2.16 Analisis balok T dengan pelat satu sisi

Analisis balok dengan penampang T dilakukan seperti pada balok persegi, namun pada analisis momen positif balok T, lebar yang digunakan adalah lebar efektif balok. Berikut ini adalah Langkah-langkah prosedut analisis balok T. Berikut adalah prosedur analisa balok T:

- Menghitung jarak serat tekan terjauh ke pusat tulangan tekan
 $d' = sb + \text{Diameter sengkang} + \frac{1}{2} \times \text{Diameter tulangan pokok} \dots\dots\dots (2.79)$
- Menghitung jarak serat tarik terjauh ke pusat tulangan tarik
 $ds = sb + \text{Diameter sengkang} + \frac{1}{2} \times \text{Diameter tulangan pokok} \dots\dots\dots (2.80)$
- Menghitung nilai tinggi efektif balok (d)
 $d = h - ds \dots\dots\dots (2.81)$

1) Desain Balok T Momen Negatif Balok



Gambar 2.17 Diagram Tegangan-Regangan Momen Negatif Balok

- Mencari letak garis netral dengan mengasumsikan garis netral lebih besar dari d' maka didapatkan persamaan

$$\Sigma H = 0 \rightarrow C_c + C_s = T_s$$

$$C_c + C_s = T_s \dots\dots\dots (2.82)$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \dots\dots\dots (2.83)$$

$$C_s = A_s' \cdot x \cdot f_s' \dots\dots\dots (2.84)$$

$$T_s = A_s \cdot x \cdot f_y \dots\dots\dots (2.85)$$

– Menghitung tinggi blok tegangan

$$a = \beta_1 \cdot c \dots\dots\dots (2.86)$$

– Menghitung regangan dalam kondisi tekan

$$\epsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \dots\dots\dots (2.87)$$

– Menghitung regangan dalam kondisi tarik

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} \dots\dots\dots (2.88)$$

– Menghitung regangan baja

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \dots\dots\dots (2.89)$$

– Menghitung tegangan dalam kondisi tekan

$$f_s' = \epsilon_s' \cdot E_s \dots\dots\dots (2.90)$$

– Menghitung tegangan dalam kondisi tarik

$$f_s = \epsilon_s \cdot E_s \dots\dots\dots (2.91)$$

– Menghitung jarak C_c terhadap T_s

$$Z_1 = d - \frac{1}{2} \cdot a \dots\dots\dots (2.92)$$

– Menghitung jarak C_c terhadap T_s

$$Z_2 = d - d' \dots\dots\dots (2.93)$$

- Menghitung kekuatan lentur nominal:

$$Mn1 = Cc \times Z1 \dots\dots\dots (2.94)$$

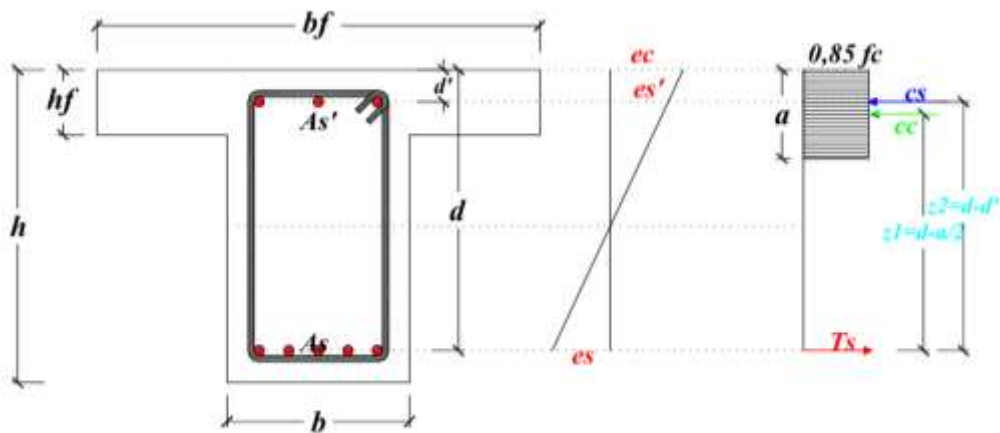
$$Mn2 = Cs \times Z2 \dots\dots\dots (2.95)$$

$$Mn = Mn1 + Mn2 \dots\dots\dots (2.96)$$

- Menghitung Mr:

$$Mr = \phi \times Mn \dots\dots\dots (2.97)$$

2) Desain Balok T Momen Positif



Gambar 2.18 Diagram Tegangan-Regangan Balok T Momen Positif

- Mencari letak garis netral dengan mengasumsikan garis netral lebih besar dari d' maka didapatkan persamaan

$$\Sigma H = 0 \rightarrow Cc + Cs = Ts$$

$$Cc + Cs = Ts \dots\dots\dots (2.98)$$

$$Cc = 0,85 \cdot fc \cdot a \cdot b \dots\dots\dots (2.99)$$

$$Cs = As' \times fs' \dots\dots\dots (2.100)$$

$$Ts = As \times fy \dots\dots\dots (2.101)$$

- Menghitung tinggi blok tegangan

- $a = \beta_1 \times c$ (2.102)
- Menghitung regangan dalam kondisi tekan
- $\epsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \times E_c$ (2.103)
- Menghitung regangan dalam kondisi tarik
- $\epsilon_s = \frac{d-c}{c} \times E_c$ (2.104)
- Menghitung regangan baja
- $\epsilon_y = \frac{fy}{Es}$ (2.105)
- Menghitung tegangan dalam kondisi tekan
- $f_s' = \epsilon_s' \times E_s$ (2.106)
- Menghitung tegangan dalam kondisi tarik
- $f_s = \epsilon_s \times E_s$ (2.107)
- Menghitung jarak C_c terhadap T_s
- $Z_1 = d - \frac{1}{2} \times a$ (2.108)
- Menghitung jarak C_c terhadap T_s
- $Z_2 = d - d'$ (2.109)
- Menghitung kekuatan lentur nominal:
- $M_{n1} = C_c \times Z_1$ (2.110)
- $M_{n2} = C_s \times Z_2$ (2.111)
- $M_n = M_{n1} + M_{n2}$ (2.112)
- Menghitung M_r :
- $M_r = \phi \times M_n$ (2.113)

2.8.2.5 Tulangan Transversal Balok

Tulangan transversal berfungsi untuk menjaga kestabilan lateral serta mengikat batang tulangan pada daerah yang berpotensi mengalami kelelahan. Mengacu pada SNI 2847:2019 Pasal 18.6.4, sengkang pengekang wajib dipasang pada balok pada lokasi-lokasi berikut: sepanjang jarak yang setara dengan dua kali tinggi balok, diukur dari muka kolom penumpu menuju tengah bentang, pada kedua ujung balok.

- a. Pada jarak sepanjang dua kali tinggi balok di kedua sisi penampang, yaitu di area tempat pelelehan lentur berpotensi terjadi akibat deformasi lateral yang melampaui batas elastis.
- b. Pemasangan sengkang pertama harus dilakukan paling jauh 50 mm dari muka kolom penumpu. Sedangkan jarak antara sengkang pengekang selanjutnya tidak boleh melebihi nilai minimum dari :

$$- S = d/4 \dots\dots\dots (2.114)$$

$$- S = 6db \dots\dots\dots (2.115)$$

$$- S = 150 \text{ mm} \dots\dots\dots (2.116)$$

Perhitungan gaya geser desain dilakukan dengan menggunakan momen pada ujung balok atau *probable moment capacities* (Mpr). Momen ujung dihitung berdasarkan tegangan tarik baja sebesar 1,25fy dan faktor reduksi kekuatan lentur $\phi = 1$.

- 1) Menghitung momen probabilitas (Mpr) sebagai berikut:

$$M_{pr} = 1,25 \cdot C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + C_s \cdot (d - d') \dots\dots\dots (2.117)$$

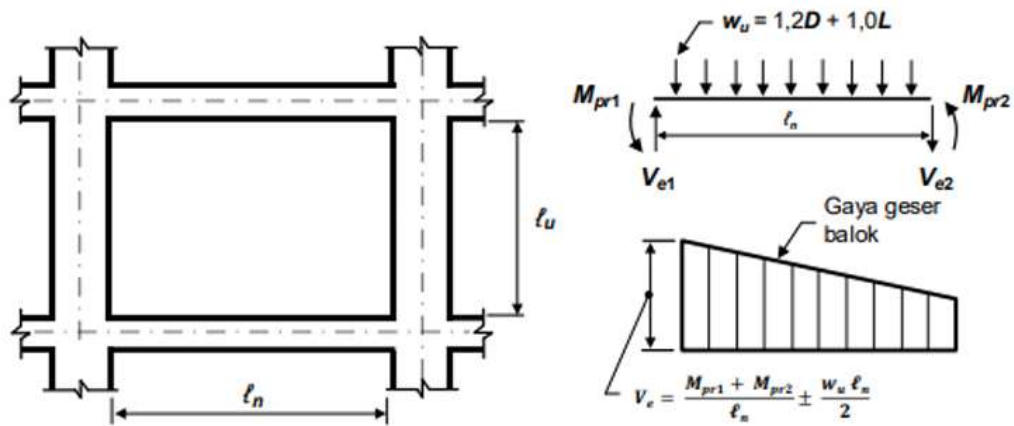
- 2) Menghitung gaya geser terfaktor akibat beban gravitasi sebagai berikut:

$$V_g = \frac{W_u \cdot l_n + P}{2} \dots\dots\dots (2.118)$$

- 3) Gaya geser akibat goyangan:

$$V_{sway} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \dots\dots\dots (2.119)$$

$$V_e = V_{\text{sway}} + V_g \dots\dots\dots (2.120)$$



Gambar 2.19 Skema Gaya Geser Desain

(Sumber: SNI 2847:2019, Halaman 371)

4) Pasal 18.6.5.2 menjelaskan daerah sendi plastis sepanjang 2h dari muka kolom, maka kontribusi beton dalam menahan geser $V_c = 0$ apabila

- Gaya geser akibat gempa yang terjadi melebihi $\frac{1}{2}$ atau lebih dari kekuatan geser maksimum disepanjang bentang.
- Gaya tekan aksial terfaktor, P_u termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g \cdot f_c' / 10$

5) Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 22.5, dijelaskan bahwa desain penampang yang mengalami gaya geser adalah sebagai berikut:

$$\phi V_n \geq V_u \dots\dots\dots (2.121)$$

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots (2.122)$$

6) Menurut SNI 2847:2019 pasal 22.5.10.1 untuk $V_u > \phi V_c$, nilai V_s adalah:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \dots\dots\dots (2.123)$$

2.8.2.7 Desain Tulangan Terhadap Torsi

Dilakukan pemeriksaan kebutuhan tulangan torsi, dimana dalam SNI 2847:2019 pasal 22.7.4.1 dijelaskan bahwa ambang batas torsi (T_{th}) untuk komponen struktur non prategang dengan penampang solid dihitung menggunakan rumus berikut:

$$T_{th} = 0,083 \lambda \sqrt{f'c'} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \dots\dots\dots (2.124)$$

Keterangan:

$\lambda = 1$ (beton normal)

$f'c'$ = mutu beton

A_{cp} = luas penampang beton

P_{cp} = keliling penampang beton

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 22.7.11.1, apabila $T_u < \phi T_{th}$, maka pengaruh torsi dapat diabaikan. Namun jika $T_u \geq \phi T_{th}$ perhitungan harus dilakukan sesuai dengan pasal 22.7.4.1 dengan $\phi = 0,75$ sebagai faktor reduksi untuk torsi.

$$T_{th} = \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'c'} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \dots\dots\dots (2.125)$$

Menurut pasal 9.6.4.3, jika tulangan torsi diperlukan, tulangan longitudinal minimum $A_{t \min}$ harus lebih kecil dari:

$$A_{t \min} = \left(\frac{0,42 \sqrt{f'c'} A_{cp}}{f_{yt}} \right) - \frac{A_t}{s} \cdot p_h \cdot \frac{f_{yt}}{f_y} \dots\dots\dots (2.126)$$

$$A_{t \min} = \left(\frac{0,42 \sqrt{f'c'} A_{cp}}{f_{yt}} \right) - \frac{0,175 \cdot b_w}{s} \cdot p_h \cdot \frac{f_{yt}}{f_y} \dots\dots\dots (2.127)$$

2.8.2.8 Panjang Penyaluran Tulangan Balok

a. Panjang penyaluran tulangan balok kondisi tarik

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 25.4.2.3, besarnya panjang penyaluran tulangan dalam kondisi tarik harus dihitung dengan menggunakan persamaan:

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1 \lambda \sqrt{f'c'}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b \dots\dots\dots (2.128)$$

Dengan:

1. ψ_t adalah faktor lokasi tulangan yang besarnya ditentukan sebagai berikut:

$$\psi_t = 1,3$$

Untuk tulangan atas , yang didefinisikan sebagai tulangan horizontal yang ditempatkan hingga lebih dari 30 mm beton segar dicor pada komponen dibawah panjang penyaluran atau sambungan yang ditinjau

$\Psi_t = 1,0$ untuk tulangan lainnya

2. Ψ_e Adalah faktor pelapisan tulangan, yang besarnya adalah:

$\Psi_e = 1,5$

Untuk tulangan berlapis epoksi dengan selimut beton kurang dari 3db atau spasi bersih kurang dari 6db

$\Psi_e = 1,2$ untuk tulangan berlapis epoksi lainnya

$\Psi_e = 1,0$ untuk tulangan tanpa lapisan epoksi

3. Ψ_s Adalah faktor ukuran tulangan

$\Psi_s = 0,8$ untuk tulangan D19 atau lebih kecil serta jaring kawat ulir

$\Psi_s = 1,0$ untuk tulangan D22 dan yang lebih besar

4. λ Adalah faktor beton ringan

$\lambda = 0,75$ untuk beton ringan

$\lambda = \frac{f_{ct}}{0,56\sqrt{f'_c}} \geq 1,0$ jika nilai kuat tarik belah beton ringan diketahui

$\lambda = 1,0$ untuk beton normal

5. Nilai $(C_b+K_{tr})/d_b$ tidak boleh diambil lebih dari 2,5 dengan:

C_b = nilai terkecil dari spasi tulangan atau selimut beton

d_b = diameter tulangan

$K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn}$ = indeks tulangan transversal

A_{tr} = luas penampang total dari semua tulangan transversal yang berada dalam rentang daerah berspasi s dan yang memotong bidang belah potensial melalui tulangan yang disalurkan

s = spasi maksimum as ke as tulangan transversal yang dipasang disepanjang ld

n = jumlah tulangan yang disalurkan ke sepanjang bidang belah

Nilai K_{tr} dapat diambil sama dengan nol ($K_{tr}=0$) guna penyederhanaan perencanaan, meskipun ada tulangan transversal terpasang.

Nilai yang didapat dari persamaan di atas tidak boleh kurang dari 500 mm (SNI 2847:2019, pasal 25.4.2.1)

b. Panjang penyaluran tulangan balok kondisi tekan

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 25.4.9 panjang penyaluran tulangan pada kondisi tekan, yang diambil adalah nilai terbesar antara:

$$-l_d = \left(\frac{0,24 f_y \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \dots\dots\dots (2.129)$$

$$-l_d = 0,043 \cdot f_y \cdot d_b \dots\dots\dots (2.130)$$

Nilai yang didapatkan di atas tidak boleh kurang dari 200 mm (SNI 2847:2019 Pasal 25.4.9.2)

2.8.3 Perencanaan Kolom

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka (*frame*) struktural yang memikul beban dari balok. Kolom meneruskan beban-beban dari elevasi atas ke elevasi yang lebih bawah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui fondasi. Karena kolom merupakan komponen tekan, maka keruntuhan pada satu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan *collapse* (runtuhnya) lantai yang bersangkutan, dan juga runtuh total (*ultimate total collapse*) seluruh struktur (Nawy, 2010).

Seperti halnya balok, kekuatan kolom dievaluasi berdasarkan prinsip-prinsip desain sebagai berikut:

1. Distribusi regangannya linier di seluruh tebal kolom.
2. Tidak ada gelincir antara beton dengan tulangan baja.
3. Regangan beton maksimum yang diizinkan pada keadaan gagal 0,003 in/in.
4. Kekuatan tarik beton diabaikan dan tidak digunakan dalam perhitungan.

2.8.3.1 Syarat Dimensi Penampang Kolom

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2.1 bahwa dimensi penampang harus memenuhi:

- a. Dimensi penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak kurang dari 300 mm.

- b. Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4.

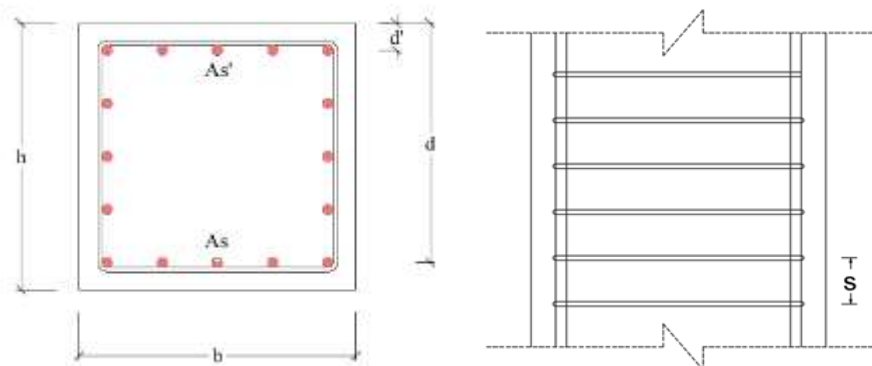
2.8.3.2 Kekuatan Lentur Minimum Kolom

Kekuatan lentur kolom harus memenuhi ketentuan yang diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 18.7.3, yaitu:

$$\Sigma M_{nc} \geq (1,2) \Sigma M_{nb} \dots\dots\dots (2.131)$$

2.8.3.3 Syarat Penulangan Longitudinal Kolom

- a. Menurut SNI 2847:2019 pasal 18.7.4.1, luas tulangan longitudinal A_{st} tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ dan tidak lebih dari $0,06A_g$.
- b. Menurut SNI 2847:2019 pasal 18.7.4.2, pada kolom-kolom dengan sengkang bundar, jumlah batang tulangan longitudinal minimal harus 6.
- c. Menurut SNI 2847:2019 pasal 25.2.1, untuk tulangan nonprategang yang sejajar pada satu lapisan horizontal, spasi bersih tulangan harus tidak kurang dari nilai terbesar dari 25 mm, db, dan $(4/3) d_{agg}$.



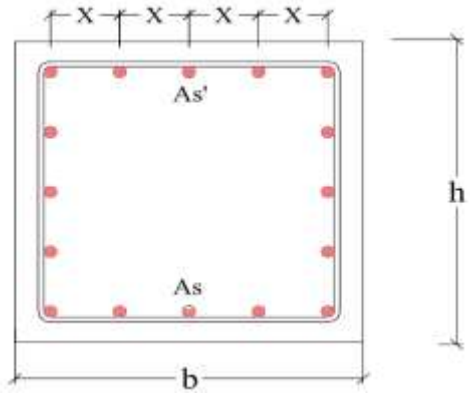
Gambar 2.20 Penampang Kolom Persegi

Perhitungan kebutuhan tulangan longitudinal kolom dapat dilakukan sebagai berikut.

- Menghitung d' dan d
 - $d' = sb + D.sengkang + \frac{1}{2} D.tulangan\ tekan \dots\dots\dots (2.132)$
 - $d = h - d' \dots\dots\dots (2.133)$
- Menghitung luas penampang kolom (A_g)
 - $A_g = b \times h \dots\dots\dots (2.134)$

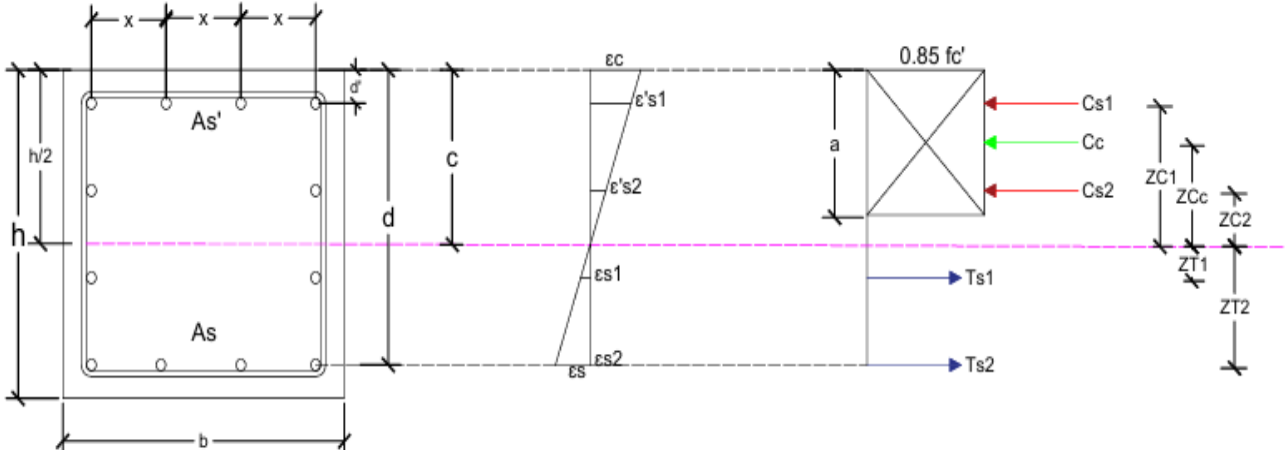
- Menentukan jarak antar tulangan (x)

$$S = \frac{\text{dimensi kolom} - 2sb - D.\text{senggang}}{n-1} \dots\dots\dots (2.135)$$



Gambar 2.21 Jarak Antar Tulangan pada Kolom

2.8.3.4 Analisis Tulangan Longitudinal Kolom



Gambar 2.22 Diagram Tegangan-Regangan pada Kolom

1) Pada Koondisi Sentris

Kapasitas beban sentris maksimum pada kolom diperoleh dari penjumlahan kontribusi beton, yaitu $(A_g - A_{st}) \cdot 0,85f'_c$, dan kontribusi baja $A_{st}f_y$. Nilai $0,85f'_c$ digunakan sebagai pengganti f'_c karena lebih merepresentasikan kekuatan tekan maksimum beton di kondisi nyata. Dengan demikian, kapasitas beban sentris maksimum kolom adalah P_0 .

$$P_0 = 0,85 f'c (A_g - A_{st}) + A_{st}f_y \dots\dots\dots (2.136)$$

Beban yang bekerja secara sentris menimbulkan distribusi tegangan tekan yang merata pada seluruh penampang. Akibatnya, ketika kolom mengalami keruntuhan, baik tegangan maupun regangannya menyebar merata di seluruh bagian penampang.

Untuk memperhitungkan eksentrisitas minimum dalam desain, ACI mensyaratkan pengurangan beban aksial sebesar 20% pada kolom bersengkang, sehingga kapasitas aksial nominal kolom tidak boleh melebihi batas tersebut.

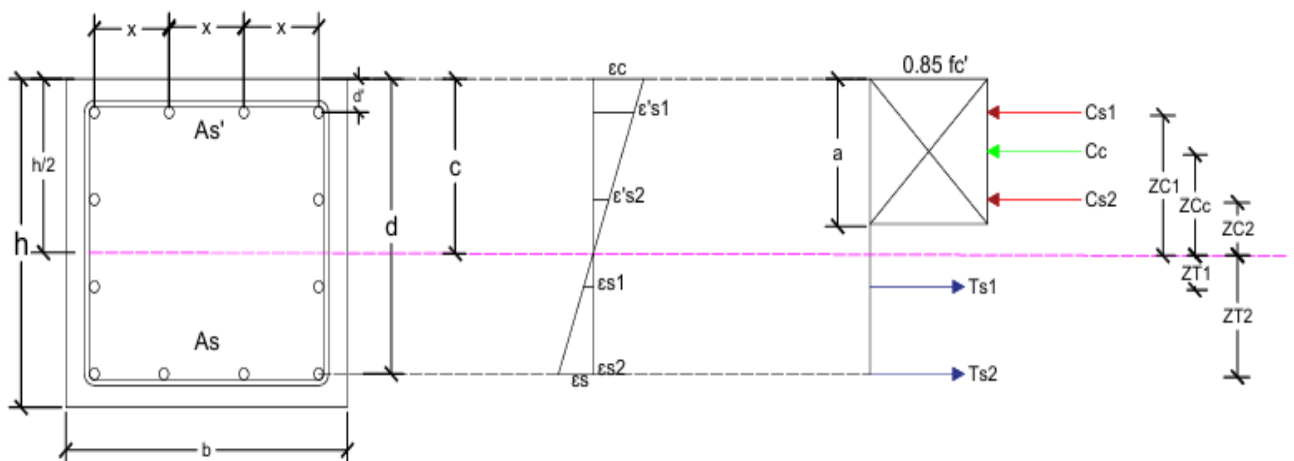
$$P_{n(max)} = 0,8 [0,85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y] \dots\dots\dots (2.137)$$

Beban nominal tersebut masih harus dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan ϕ . Faktor reduksi untuk sengkang persegi bernilai 0,65.

$$\phi = 0,65 \times P_{n(max)} \dots\dots\dots (2.138)$$

2) Pada Kondisi Seimbang

Kondisi keruntuhan *balanced* tercapai apabila tulangan tarik mengalami regangan lelehnya ϵ_y dan pada saat itu pula beton mengalami regangan batasnya (0,003 in./in.) dan mulai hancur (Nawy, 2010).



Gambar 2.23 Diagram Tegangan-Regangan Kolom pada Kondisi Seimbang

- Mencari lokasi sumbu netral

$$c_b = \frac{600 \times d}{600 + f_y} \dots\dots\dots (2.139)$$

- Menghitung tinggi blok tegangan

- $a = cb \times \beta_1$ (2.140)
- Menghitung regangan baja, untuk penampang pada kondisi seimbang regangan pada beton adalah 0,003 dan regangan pada tulangan tarik adalah:

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$
 (2.141)
 - Menghitung regangan dalam kondisi tarik

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c}$$
 (2.142)
 - Menghitung regangan dalam kondisi tekan

$$\epsilon_s' = \frac{cb-d'}{cb}$$
 (2.143)

Jika $\epsilon_s' \geq \epsilon_y$ maka dipakai nilai $f_s' = f_y$ (tulangan sudah luluh)

Jika $\epsilon_s' < \epsilon_y$ maka dipakai nilai f_s' (tulangan belum luluh)
 - Menghitung tegangan dalam kondisi tarik:

$$f_s = \epsilon_s \times E_s$$
 (2.144)
 - Menghitung tegangan dalam kondisi tekan:

$$f_s' = \epsilon_s' \times E_s$$
 (2.145)
 - Menghitung gaya dalam kolom
 - Gaya tekan beton

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot c \cdot a \cdot b$$
 (2.146)
 - Gaya tekan baja tulangan

$$C_{s1} = A_{s'1} \times f_{s'1}$$
 (2.147)

$$C_{s2} = A_{s'2} \times f_{s'2}$$
 (2.148)
 - Gaya tarik baja tulangan

$$T_{s1} = A_{s1} \times f_{s1}$$
 (2.149)

$$T_{s2} = A_{s2} \times f_{s2} \dots\dots\dots (2.150)$$

- Menghitung jarak gaya tekan beton terhadap sumbu netral

$$Z_{Cc} = \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \dots\dots\dots (2.151)$$

- Menghitung jarak gaya tekan baja tulangan terhadap sumbu netral

$$Z_{Cs1} = \frac{h}{2} - d' \dots\dots\dots (2.152)$$

$$Z_{Cs2} = \frac{h}{2} - d' - x_1 \dots\dots\dots (2.153)$$

- Menghitung jarak gaya tarik baja tulangan terhadap sumbu netral

$$Z_{Ts1} = \frac{h}{2} - d_s - x_3 \dots\dots\dots (2.154)$$

$$Z_{Ts2} = \frac{h}{2} - d_s \dots\dots\dots (2.155)$$

- Menghitung keseimbangan gaya

$$P_{nb} = C_c + C_{s1} + C_{s2} - T_{s1} - T_{s2} \dots\dots\dots (2.156)$$

$$P_{nb} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_{s'1} \cdot f_{s'1} + A_{s'2} \cdot f_{s'2} - T_{s1} \cdot A_{s1} - T_{s2} \cdot A_s \dots\dots (2.157)$$

$$\Phi P_{nb} = \Phi \times P_{nb} \dots\dots\dots (2.1588)$$

- Menghitung momen nominal

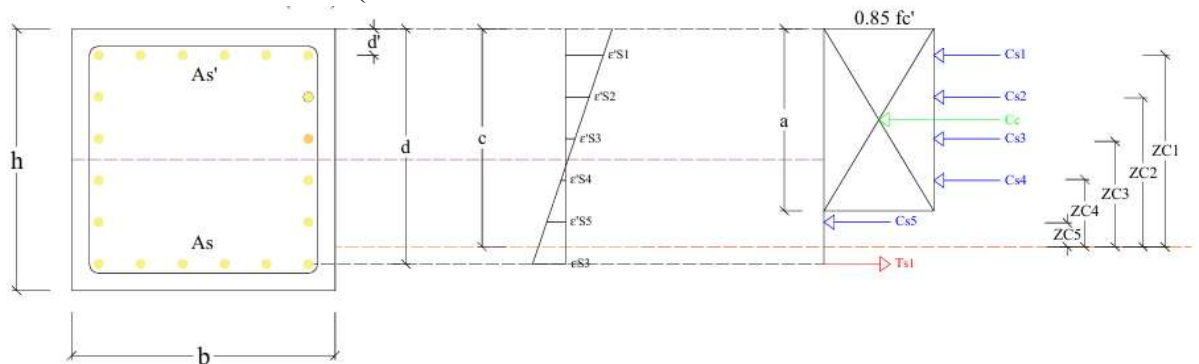
$$M_{nb} = C_c \cdot Z_{Cc} + C_{s1} \cdot Z_{Cs1} + C_{s2} \cdot Z_{Cs2} + T_{s1} \cdot Z_{Ts1} + T_{s2} \cdot Z_{Ts2} \dots (2.159)$$

$$\Phi M_{nb} = \Phi \times M_{nb} \dots\dots\dots (2.160)$$

- Jadi untuk nilai eksentrisitas

$$e = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} \dots\dots\dots (2.161)$$

3) Kondisi Patah Desak/Tekan ($P_n > P_b$)



Gambar 2.24 Diagram Tegangan-Regangan Kolom pada Kondisi Tekan

- Mencari lokasi sumbu netral

$$cb = \frac{600 \times d}{600 + f_y} \dots\dots\dots (2.162)$$

- Menghitung tinggi blok tegangan

$$a = cb \times \beta_1 \dots\dots\dots (2.163)$$

- Menghitung regangan baja, untuk penampang pada kondisi seimbang regangan pada beton adalah 0,003 dan regangan pada tulangan tarik adalah:

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \dots\dots\dots (2.164)$$

- Menghitung regangan dalam kondisi tarik

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} \dots\dots\dots (2.165)$$

- Menghitung regangan dalam kondisi tekan

$$\epsilon_{s'} = \frac{cb-d'}{cb} \dots\dots\dots (2.166)$$

Jika $\epsilon_{s'} \geq \epsilon_y$ maka dipakai nilai $f_{s'} = f_y$ (tulangan sudah luluh)

Jika $\epsilon_{s'} < \epsilon_y$ maka dipakai nilai $f_{s'}$ (tulangan belum luluh)

- Menghitung tegangan dalam kondisi tarik:

$$f_s = \epsilon_s \times E_s \dots\dots\dots (2.167)$$

– Menghitung tegangan dalam kondisi tekan:

$$f_s' = \epsilon_s' \times E_s \dots\dots\dots (2.168)$$

– Menghitung gaya dalam kolom

- Gaya tekan beton

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot c \cdot a \cdot b \dots\dots\dots (2.169)$$

- Gaya tekan baja tulangan

$$C_{s1} = A_{s'1} \times f_{s'1} \dots\dots\dots (2.170)$$

$$C_{s2} = A_{s'2} \times f_{s'2} \dots\dots\dots (2.171)$$

- Gaya tarik baja tulangan

$$T_{s1} = A_{s1} \times f_{s1} \dots\dots\dots (2.172)$$

- Menghitung jarak gaya tekan beton terhadap sumbu netral

$$Z_{C_c} = \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \dots\dots\dots (2.173)$$

- Menghitung jarak gaya tekan baja tulangan terhadap sumbu netral

$$Z_{C_{s1}} = \frac{h}{2} - d' \dots\dots\dots (2.174)$$

$$Z_{C_{s2}} = \frac{h}{2} - d' - x_1 \dots\dots\dots (2.175)$$

- Menghitung jarak gaya tarik baja tulangan terhadap sumbu netral

$$Z_{T_{s1}} = d_s + x_3 - \frac{h}{2} \dots\dots\dots (2.176)$$

- Menghitung keseimbangan gaya

$$P_{nb} = C_c + C_{s1} + C_{s2} - T_{s1} \dots\dots\dots (2.177)$$

$$P_{nb} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_{s'1} \cdot f_{s'1} + A_{s'2} \cdot f_{s'2} - T_{s1} \cdot A_{s1} \dots\dots\dots (2.178)$$

$$\Phi P_{nb} = \Phi \times P_{nb} \dots\dots\dots (2.179)$$

- Menghitung momen nominal

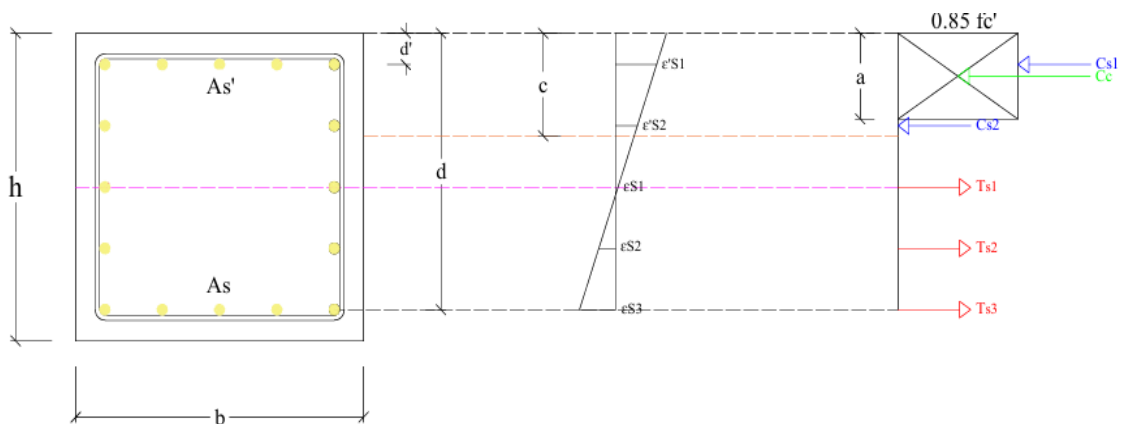
$$M_{nb} = C_c \cdot Z_{Cc} + C_{s1} \cdot Z_{Cs1} + C_{s2} \cdot Z_{Cs2} + T_{s1} \cdot Z_{Ts1} \dots\dots\dots(2.180)$$

$$\Phi M_{nb} = \Phi \times M_{nb} \dots\dots\dots (2.181)$$

- Jadi untuk nilai eksentrisitas

$$e = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} \dots\dots\dots (2.182)$$

4) Kondisi Patah Tarik ($P_n < P_b$)



Gambar 2.25 Diagram Tegangan-Regangan Kolom pada Kondisi Tarik

- Mencari lokasi sumbu netral

$$c_b = \frac{600 \times d}{600 + f_y} \dots\dots\dots (2.183)$$

- Menghitung tinggi blok tegangan

$$a = c_b \times \beta_1 \dots\dots\dots (2.184)$$

- Menghitung regangan baja, untuk penampang pada kondisi seimbang regangan pada beton adalah 0,003 dan regangan pada tulangan tarik adalah:

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \dots\dots\dots (2.185)$$

- Menghitung regangan dalam kondisi tarik

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} \dots\dots\dots (2.186)$$

- Menghitung regangan dalam kondisi tekan

$$\epsilon_s' = \frac{cb-d'}{cb} \dots\dots\dots (2.187)$$

Jika $\epsilon_s' \geq \epsilon_y$ maka dipakai nilai $f_s' = f_y$ (tulangan sudah luluh)

Jika $\epsilon_s' < \epsilon_y$ maka dipakai nilai f_s' (tulangan belum luluh)

- Menghitung tegangan dalam kondisi tarik:

$$f_s = \epsilon_s \times E_s \dots\dots\dots (2.188)$$

- Menghitung tegangan dalam kondisi tekan:

$$f_s' = \epsilon_s' \times E_s \dots\dots\dots (2.189)$$

- Menghitung gaya dalam kolom

- Gaya tekan beton

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot c \cdot a \cdot b \dots\dots\dots (2.190)$$

- Gaya tekan baja tulangan

$$C_{s1} = A_{s'1} \times f_{s'1} \dots\dots\dots (2.191)$$

$$C_{s2} = A_{s'2} \times f_{s'2} \dots\dots\dots (2.192)$$

- Gaya tarik baja tulangan

$$T_{s1} = A_{s1} \times f_{s1} \dots\dots\dots (2.193)$$

$$T_{s2} = A_{s2} \times f_{s2} \dots\dots\dots (2.194)$$

- Menghitung jarak gaya tekan beton terhadap sumbu netral

$$Z_{C_c} = \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \dots\dots\dots (2.195)$$

- Menghitung jarak gaya tekan baja tulangan terhadap sumbu netral

$$Z_{C_{s1}} = \frac{h}{2} - d' \dots\dots\dots (2.196)$$

$$Z_{Cs2} = \frac{h}{2} - d' - x1 \dots\dots\dots (2.197)$$

- Menghitung jarak gaya tarik baja tulangan terhadap sumbu netral

$$Z_{Ts1} = \frac{h}{2} - ds - x3 \dots\dots\dots (2.198)$$

$$Z_{Ts2} = \frac{h}{2} - ds \dots\dots\dots (2.199)$$

- Menghitung keseimbangan gaya

$$P_{nb} = C_c + C_{s1} + C_{s2} - T_{s1} - T_{s2} \dots\dots\dots (2.200)$$

$$P_{nb} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_{s'1} \cdot f_{s'1} + A_{s'2} \cdot f_{s'2} - T_{s1} \cdot A_{s1} - T_{s2} \cdot A_{s2} \dots\dots (2.201)$$

$$\Phi P_{nb} = \Phi \times P_{nb} \dots\dots\dots (2.202)$$

- Menghitung momen nominal

$$M_{nb} = C_c \cdot Z_{Cc} + C_{s1} \cdot Z_{Cs1} + C_{s2} \cdot Z_{Cs2} + T_{s1} \cdot Z_{Ts1} + T_{s2} \cdot Z_{Ts2} \dots\dots (2.203)$$

$$\Phi M_{nb} = \Phi \times M_{nb} \dots\dots\dots (2.204)$$

- Jadi untuk nilai eksentrisitas

$$e = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} \dots\dots\dots (2.205)$$

5) Kondisi Lentur Murni

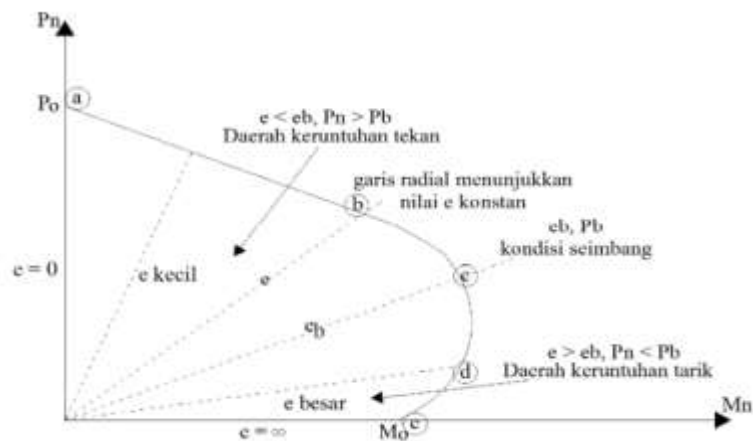
Pada eksentrisitas yang sangat besar ($e \rightarrow \infty$) atau dalam kondisi lentur murni dimana gaya tekan nominal P_n bernilai nol, perhitungan dilakukan untuk memperoleh momen nominal M_n sebagaimana pada penampang balok. Dalam kondisi ini, kontribusi tulangan tekan diabaikan, sehingga:

$$a = \frac{A_s \times f_s}{0,85 \times f_c' \times b} \dots\dots\dots (2.206)$$

$$M_n = A_s \times f_s \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \dots\dots\dots (2.207)$$

Tabel 2.24 Koordinat (M_n , P_n) diagram interaksi

Kondisi	Titik	M_n (kNm)	P_n (kN)	e (mm)
Aksial sentris	a	0	P_n	0
Kondisi tekan	b	M_n	P_n	$e < c_b$
Kondisi seimbang	c	M_{nb}	P_{nb}	c_b
Kondisi tarik	d	M_n	P_n	$e > c_b$
Lentur murni	e	M_n	0	∞



Gambar 2.26 Diagram Interaksi Kolom

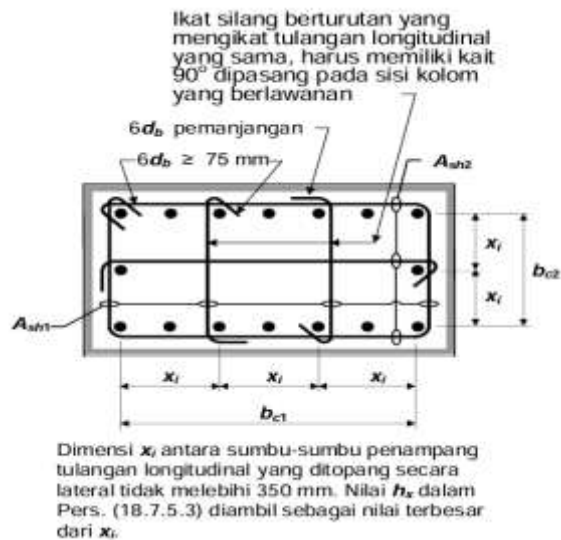
2.8.3.5 Tulangan Transversal Kolom

Tulangan transversal yang diwajibkan berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.1 hingga 18.7.5.4 harus dipasang sepanjang l_o dari setiap sisi muka sambungan, serta di kedua sisi pada setiap penampang di mana pelelehan lentur mungkin terjadi akibat perpindahan lateral yang melebihi batas elastis. Panjang l_o tidak boleh kurang dari nilai maksimum antara:

- Tinggi kolom pada muka joint atau pada penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi
- 1/6 bentang bersih kolom
- 450 mm

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.2, tulangan transversal harus dipenuhi sesuai ketentuan yang berlaku.

- 1) Tulangan transversal harus berupa spiral tunggal atau spiral yang saling bertumpuk (*overlap*), sengkang pengekang bundar, atau sengkang pengekang persegi, baik dengan atau tanpa ikatan silang.
- 2) Setiap ujung tekukan pada Sengkang pengekang berbentuk persegi dan juga ikat silang wajib dikaitkan dengan batang tulangan longitudinal terluar.
- 3) Ikat silang boleh menggunakan batang tulangan dengan diameter yang sama atau lebih kecil dari diameter sengkang pengekang, sesuai ketentuan pada pasal 25.7.2.2. Ikat silang yang dipasang berturut-turut harus disusun berselang-seling ujungnya sepanjang tulangan longitudinal dan di sekeliling perimeter penampang.
- 4) Tulangan transversal yang digunakan, baik berupa sengkang pengekang persegi maupun ikat silang, harus berperan sebagai penopang lateral bagi tulangan longitudinal sesuai dengan ketentuan pada pasal 25.7.2.2 dan 25.7.2.3
- 5) Tulangan harus diatur sedemikian rupa sehingga jarak spasi h_x antara tulangan-tulangan longitudinal di sepanjang perimeter penampang kolom, yang mendapat tumpuan lateral dari sudut ikat silang atau kaki sengkang pengekang, tidak melebihi 350 mm.
- 6) Ketika $P_u > 0,3A_g \cdot f_c'$ atau $f_c' > 70$ MPa pada kolom dengan sengkang pengekang, setiap batang atau bundel tulangan longitudinal di sekeliling inti kolom harus memiliki tumpuan lateral yang diberikan oleh sudut dari sengkang pengekang ataupun oleh kait gempa, dan nilai h_x tidak boleh lebih dari 200 mm. P_u harus merupakan gaya tekan terbesar yang konsisten dengan kombinasi beban terfaktor termasuk E.



Gambar 2.27 Penulangan Transversal Pada Kolom

(Sumber: SNI 2847:2019, Halaman 388)

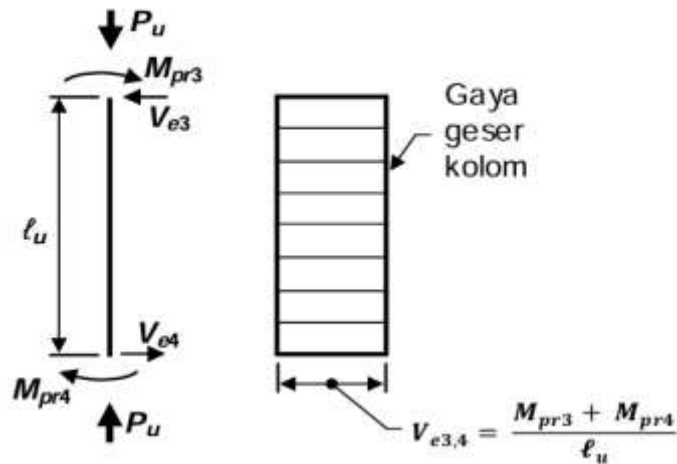
Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.5.3, jarak antar tulangan transversal tidak boleh melebihi nilai terkecil dari ketentuan (a) sampai dengan (c):

- a. Seperempat dimensi terkecil penampang kolom
- b. Enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil
- c. s_o , yang dihitung dengan rumus:

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \dots\dots\dots (2.208)$$

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

Gaya geser desain (V_e) perlu dihitung berdasarkan analisis terhadap gaya-gaya maksimum yang mungkin terjadi pada permukaan pertemuan (join) di setiap ujung komponen struktur.



Gambar 2.28 Geser Desain untuk Kolom

(Sumber: SNI 2848:2019, Halaman 384)

$$V_e \text{ kolom} = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l_u} \dots\dots\dots (2.209)$$

Nilai M_{pr} dihitung dengan mengangap bahwa kuat tarik pada tulangan sebesar minimum $1,25f_y$ dan faktor reduksi $\Phi = 1$

$$M_{pr} = \Phi M_n \text{ dengan } 1,25f_y \dots\dots\dots (2.210)$$

$$M_{pr} = \Phi M_n \dots\dots\dots (2.211)$$

$$\Phi M_n = C_c \cdot ZC_c + C_s1 \cdot ZC_s1 + C_s2 \cdot ZC_s2 + T_s1 \cdot ZT_s1 + T_s2 \cdot ZT_s2 \dots (2.212)$$

Apabila tulangan longitudinal sepanjang kolom memiliki ukuran yang sama, maka nilai M_{pr3} dan M_{pr4} juga akan sama. Sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal 18.7.5.3, jumlah tulangan transversal harus mengikuti ketentuan dalam tabel berikut.

Tabel 2.25 Tulangan Transversal Kolom Sistem Rangka Pemiku Momen Khusus

Tulangan transversal	Kondisi	Persamaan yang berlaku	
$A_{sh}/s_b c$ untuk sengkang pengeang persegi	$P_u \leq 0,3 A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70$ MPa	Terbesar antara (a) dan (b)	$0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (a) $0,09 \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (b)
	$P_u > 0,3 A_g f_c'$ atau $f_c' > 70$ MPa	Terbesar antara (a), (b) dan (c)	$0,2 k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
ρ_s untuk spiral ataupun sengkang pengeang lingkaran	$P_u \leq 0,3 A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70$ MPa	Terbesar antara (d) dan (e)	$0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (d) $0,12 \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (e)
	$P_u > 0,3 A_g f_c'$ atau $f_c' > 70$ MPa	Terbesar antara (d), (e) dan (f)	$0,35 k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

(Sumber: SNI 2847:2019, Halaman 390)

2.9 Perencanaan Hubungan Balok Kolom

Menurut SNI 2847:2019, hubungan antara balok dan kolom (HBK) harus memenuhi persyaratan berikut ini:

- Pasal 18.8.2.1 menyatakan bahwa gaya-gaya pada tulangan balok longitudinal di muka HBK harus diasumsikan dengan tulangan tarik lentur sebesar $1,25f_y$.
- Pasal 18.8.2.3 menyatakan bahwa jika tulangan longitudinal melintang melalui HBK, maka dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan balok longitudinal sebesar untuk beton normal. Sedangkan untuk beton ringan, dimensi tersebut harus minimal 26 kali diameter tulangan.
- Pasal 18.8.3.2 bilamana komponen-komponen struktur merangka kedalam semua empat sisi joint dan bilamana setiap lebar komponen struktur adalah paling sedikit tiga perempat lebar kolom, jumlah tulangan yang ditetapkan pada

pasal 18.7.5.4 diijinkan untuk direduksi dengan setengahnya, dan spasi yang disyaratkan pada pasal 18.7.5.3 diijinkan untuk ditingkatkan hingga 150 mmdalam ketinggian balok hyang terendah dan merangka pada joint tersebut.

- d. Gaya yang bekerja pada tulangan sisi atas (T) pada balok kiri/kanan HBK:
 $T = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y$ (2.213)
- e. Gaya tekan yang bekerja pada beton sisi kiri/kanan HBK:
 $C = T$ (2.214)
- f. Momen kolom (Mc):
 $MC = \frac{M_{pr+} + M_{pr-}}{2}$ (2.215)
- g. Gaya geser horizontal pada joint (Vjh):
 $V_{jh} = T + C - V_h$ (2.216)
- h. Pasal 18.8.4 menyatakan bahwa untuk beton berat normal, nilai Vn pada sambungan harus mengikuti ketentuan dalam tabel berikut ini.

Tabel 2.26 Kekuatan Geser Nominal Joint Vn

Konfigurasi <i>Joint</i>	V_n
Untuk <i>joint</i> yang terkekang oleh balok-balok pada keempat sisinya ^[1]	$1,7\lambda\sqrt{f'_c} A_j^{[2]}$
Untuk <i>joint</i> yang terkekang oleh balok-balok pada tiga sisinya atau dua sisi berlawanan ^[1]	$1,2\lambda\sqrt{f'_c} A_j^{[2]}$
Untuk kasus-kasus lainnya	$1,0\lambda\sqrt{f'_c} A_j^{[2]}$

(Sumber: SNI 2847:2019, Halaman 395)

Pada tabel diatas suatu balok yang merangka kedalam suatu muka dianggap terkekang oleh balok apabila lebar balok tersebut paling tidak tiga perempat dari lebar efektif joint. Perpanjangan balok yang melewati muka joint setidaknya sama dengan tinggi balok h boleh dianggap memberikan kekangan pada muka joint tersebut. Perpanjangan balok tersebut harus memenuhi Pasal 18.6.2.1 (b), 18.6.3.1, 18.6.4.2, 18.6.4.3, dan 18.6.4.4.



Gambar 2.29 Luas Hubungan Balok Kolom (Joint) Efektif

(Sumber: SNI 2847:2019, halaman 396)

2.10 Detail Pengait

2.10.1 Spasi Minimum Penulangan

Berdasarkan Pasal 25.2.1f sampai dengan Pasal 25.2.3, spasi tulangan harus disesuaikan sebagai berikut.

- 1 Untuk tulangan nonprategang yang sejajar pada satu lapisan horizontal, spasi bersih tulangan harus tidak kurang dari nilai terbesar dari 25 mm, d_b dan $(4/3)d_{agg}$.
- 2 Untuk tulangan nonprategang yang sejajar yang dipasang pada dua atau lebih lapisan horizontal, tulangan pada lapisan atas harus diletakkan tepat di atas tulangan lapisan bawah dengan spasi bersih paling sedikit 25 mm.

- 3 Untuk tulangan longitudinal pada kolom, pedestal, strut, dan elemen batas pada dinding, spasi bersih antar tulangan harus tidak kurang dari nilai terbesar dari 40 mm, 1,5db dan (4/3) dagg.

2.10.2 Kait Seismik

Berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 25.3.4, menjelaskan bahwa kait seismik yang digunakan untuk mengangkur sengkang, sengkang ikat, sengkang pengekang, dan ikat silang harus mengikuti syarat a) dan b) sebagai berikut :

- a. Bengkokan minimum adalah 90 derajat untuk sengkang pengekang lingkaran dan 135 derajat untuk seluruh sengkang pengekang lainnya.
- b. Kait harus mengikat tulangan longitudinal dan pepanjangan ujungnya harus diarahkan ke bagian dalam sengkang atau sengkang pengekang.

2.10.4 Panjang Penyaluran Tulangan Balok

- a. Panjang penyaluran tulangan balok kondisi tarik

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 25.4.2.3, besarnya panjang penyaluran tulangan dalam kondisi tarik harus dihitung dengan menggunakan persamaan:

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f_r c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right) d_b \dots\dots\dots(2.217)$$

dengan:

1. ψ_t adalah faktor lokasi tulangan yang besarnya ditentukan sebagai berikut:

$$\psi_t = 1,3$$

Untuk tulangan atas , yang didefinisikan sebagai tulangan horizontal yang ditempatkan hingga lebih dari 30 mm beton segar dicor pada komponen dibawah panjang penyaluran atau sambungan yang ditinjau

$$\psi_t = 1,0 \text{ untuk tulangan lainnya}$$

2. ψ_e Adalah faktor pelapisan tulangan, yang besarnya adalah:

$$\psi_e = 1,5$$

Untuk tulangan berlapis epoksi dengan selimut beton kurang dari 3db atau spasi bersih kurang dari 6db

$$\psi_e = 1,2 \text{ untuk tulangan berlapis epoksi lainnya}$$

$$\psi_e = 1,0 \text{ untuk tulangan tanpa lapisan epoksi}$$

3. Ψ_s Adalah faktor ukuran tulangan

$\Psi_s = 0,8$ untuk tulangan D19 atau lebih kecil serta jaring kawat ulir

$\Psi_s = 1,0$ untuk tulangan D22 dan yang lebih besar

4. λ Adalah faktor beton ringan

$\lambda = 0,75$ untuk beton ringan

$\lambda = \frac{f_{ct}}{0,56\sqrt{f'c}} \geq 1,0$ jika nilai kuat tarik belah beton ringan diketahui

$\lambda = 1,0$ untuk beton normal

5. Nilai $(C_b+K_{tr})/d_b$ tidak boleh diambil lebih dari 2,5 dengan:

C_b = nilai terkecil dari spasi tulangan atau selimut beton

d_b = diameter tulangan

$K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn}$ = indeks tulangan transversal

A_{tr} = luas penampang total dari semua tulangan transversal yang berada dalam rentang daerah berspasi s dan yang memotong bidang belah potensial melalui tulangan yang disalurkan

s = spasi maksimum as ke as tulangan transversal yang dipasang sepanjang ld

n = jumlah tulangan yang disalurkan ke sepanjang bidang belah

Nilai K_{tr} dapat diambil sama dengan nol ($K_{tr}=0$) guna penyederhanaan perencanaan, meskipun ada tulangan transversal terpasang.

Nilai yang didapat dari persamaan di atas tidak boleh kurang dari 500 mm (SNI 2847:2019, pasal 25.4.2.1)

b. Panjang penyaluran tulangan balok kondisi tekan

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 25.4.9 panjang penyaluran tulangan pada kondisi tekan, yang diambil adalah nilai terbesar antara:

$$-ld = \left(\frac{0,24f_y \Psi_r}{\lambda \sqrt{f'c}} \right) d_b \dots\dots\dots (2.218)$$

$$-ld = 0,043 \cdot f_y \cdot d_b \dots\dots\dots (2.219)$$

Nilai yang didapatkan di atas tidak boleh kurang dari 200 mm (SNI 2847:2019 Pasal 25.4.9.2)

2.10.5 Sambungan Lewatan

a) Panjang sambungan lewatan pada kondisi tarik

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal R25.5.2.1 panjang sambungan lewatan ℓ_{st} batang ulir dan kawat ulir dalam kondisi tarik harus disesuaikan dengan Tabel 25.5.2.1.

Tabel 2.27 Panjang Sambungan Lewatan Batang Ulir dan Kawat Ulir dalam Kondisi Tarik

$A_{s,t} / A_{s,p}^{[1]}$ sepanjang sambungan lewatan	Maksimum persentase dari A_s lewatan dalam panjang lewatan yang diperlukan	Tipe sambungan lewatan	ℓ_{st}	
$\geq 2,0$	50	kelas A	terbesar dari	$1,0 \ell_d$ dan 300 mm
	100	kelas B	terbesar dari	$1,3 \ell_d$ dan 300 mm
$< 2,0$	semua kelas	kelas B		

(Sumber: SNI 2847:2019, Halaman 586)

Sesuai dengan penjelasan pada Pasal R25.5.2.1 sambungan lewatan pada kondisi tarik dapat digolongkan menjadi Kelas A atau Kelas B, dengan panjang lewatan dari beberapa jenis panjang penyaluran tekan ℓ_{st} dihitung berdasarkan pada Pasal 25.4.2.2 atau 25.4.2.3.

Maka sambungan lewatan dapat dihitung

$$I_d = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{Cb+K_{tr}}{db}\right)} \right) db \dots\dots\dots (2.220)$$

Dimana $(cb+K_{tr})/db$ tidak boleh diambil lebih besar dari 2,5 dan

$$K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn} \dots\dots\dots (2.221)$$

Dimana n adalah jumlah tulangan yang disalurkan ke sepanjang bidang belah. Nilai K_{tr} dapat diambil sama dengan nol ($K_{tr}=0$) guna penyederhanaan perencanaan, meskipun ada tulangan transversal terpasang.

b) Panjang sambungan lewatan pada kondisi tekan

Sesuai dengan Pasal 25.5.5.1 panjang sambungan lewatan tekan l_{sc} pada batang ulir D36 atau yang lebih kecil harus dihitung sebagai berikut.

- Untuk $f_y \leq 420$ MPa: nilai l_{sc} harus yang terbesar dari $0,071f_y$ db dan 300 mm
- Untuk $f_y > 420$ MPa: nilai l_{sc} harus yang terbesar dari $(,013f_y - 24)$ db dan 300 mm

Untuk $f_c' < 21$ MPa, maka panjang sambungan lewatan harus ditambahkan sepertiganya.