

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Teori Keberlanjutan dan Ekologi Industri

2.1.1 Teori Keberlanjutan (*Sustainability Theory*)

Laporan Brundtland (1987) menjadi tonggak penting dalam perumusan konsep pembangunan berkelanjutan, yang didefinisikan sebagai upaya pembangunan untuk memenuhi kebutuhan generasi sekarang tanpa mengorbankan kemampuan generasi mendatang dalam memenuhi kebutuhan." (*International Institute for Sustainable Development* (IISD), 2015; *United Nations*, 1987, p.15).

Dalam konteks sektor konstruksi, teori keberlanjutan ditransposisikan ke dalam tiga dimensi yang saling terkait: dimensi lingkungan (pengurangan emisi karbon dan konsumsi sumber daya), dimensi ekonomi (efisiensi biaya siklus hidup), dan dimensi sosial (kualitas lingkungan binaan yang layak huni). Sektor bangunan menanggung tanggung jawab besar dalam ketiga dimensi tersebut, mengingat kontribusinya yang mencapai 38–40% dari total emisi gas rumah kaca global (Hagras et al., 2026). Dalam penelitian ini, teori keberlanjutan menjadi *grand framework* yang melandasi urgensi analisis *embodied carbon* dan implementasi BIM 5D sebagai instrumen untuk mencapai konstruksi yang lebih efisien dan ramah lingkungan.

2.1.2 Ekologi Industri (*Industrial Ecology*)

Ekologi industri memandang sistem industri termasuk industri konstruksi sebagai analog dari ekosistem alami di mana aliran material, energi, dan informasi harus dioptimalkan untuk meminimalkan limbah dan emisi. Dalam kerangka ekologi industri, konsep *cradle-to-grave* dan *cradle-to-gate* digunakan untuk mendefinisikan batas sistem dalam penilaian dampak lingkungan.

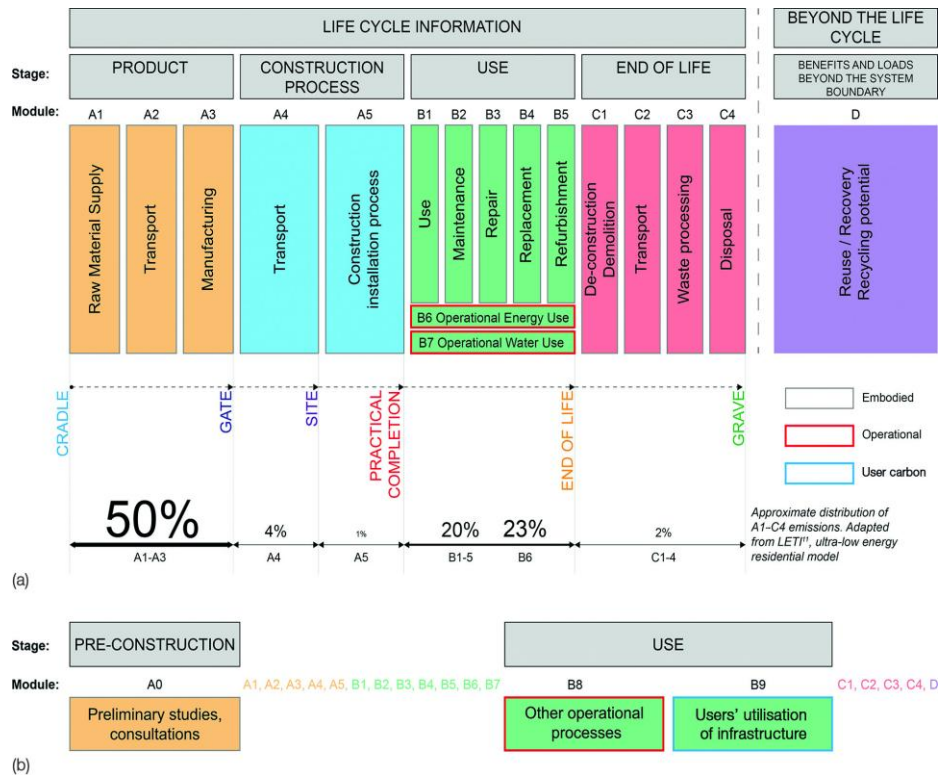
Produksi beton global yang mencapai sekitar 14 miliar ton per tahun menjadi tantangan ekologi industri yang sangat signifikan, mengingat sekitar 60% emisi CO₂ dari produksi semen sebagai salah satu bahan penyusun beton berasal dari proses kalsinasi yang inheren dalam pembentukan klinker, sementara sekitar 40% sisanya dihasilkan dari pembakaran bahan bakar fosil dalam kiln pada suhu di atas 1.400°C (Nukah et al., 2022). Kerangka ekologi industri inilah yang mendorong eksplorasi variasi mutu beton dan optimasi dimensi sebagai strategi untuk mengurangi total material yang digunakan tanpa mengorbankan kapasitas struktural, sebuah prinsip yang dikenal sebagai "*Build with Less*" (Huang et al., 2023).

2.2 Life Cycle Assessment dan Embodied carbon

2.2.1 Life Cycle Assessment (LCA)

Life Cycle Assessment (LCA) adalah suatu metodologi yang digunakan untuk mengukur dampak lingkungan suatu produk, proses, atau sistem sepanjang siklus hidupnya. Berdasarkan ISO 14040:2006 dan ISO 14044:2006, LCA terdiri atas empat tahap, yaitu penentuan tujuan dan ruang lingkup, analisis inventaris siklus hidup (LCI), penilaian dampak siklus hidup (LCIA), dan interpretasi hasil. Dalam konteks bangunan, EN 15978:2011 mendefinisikan modul siklus hidup bangunan dari A1 hingga D. Analisis *embodied carbon* dalam penelitian ini dibatasi pada Modul A1 sampai A3 (*cradle-to-gate*), yang mencakup penyediaan bahan baku (A1), transportasi bahan baku menuju pabrik (A2), dan manufaktur material sampai produk meninggalkan gerbang pabrik (A3). Pembatasan tersebut ditetapkan karena ketiga modul ini secara langsung dipengaruhi oleh pemilihan mutu beton dan penetapan dimensi elemen struktural.

Tahapan siklus hidup bangunan beserta distribusi emisi karbon pada masing-masing modul berdasarkan EN 15978 diilustrasikan pada **Gambar 2.1** berikut:



Gambar 2.1 Tahapan Siklus Hidup Bangunan Berdasarkan EN 15978

Sumber: O P Gibbons et al. (2022)

Deskripsi masing-masing modul siklus hidup bangunan beserta cakupannya disajikan pada **Tabel 2.1** berikut:

Tabel 2.1 Tahapan Siklus Hidup Bangunan

Modul	Tahapan	Deskripsi
A1–A3	Produksi	Ekstraksi bahan baku, transportasi, manufaktur material

Modul	Tahapan	Deskripsi
A4	Transportasi ke Lokasi	Transportasi material dari pabrik ke lokasi proyek; dipengaruhi jarak dan moda transportasi
A5	Proses Konstruksi	Penggunaan energi alat berat, instalasi material, timbunan dan pembuangan limbah konstruksi di lapangan
B1–B7	Penggunaan	Penggunaan, perawatan, perbaikan, penggantian, <i>refurbishment</i> , energi operasional, air
C1–C4	Akhir Masa Pakai	Dekonstruksi, transportasi, pengolahan limbah, pembuangan
D	Daur Ulang	Potensi manfaat dan beban di luar batas system (daur ulang, <i>recovery</i> energi)

Sumber: EN 15978 (2011)

2.2.2 Embodied carbon: Definisi, Konsep, dan Signifikansi

Embodied carbon (EC) didefinisikan sebagai total emisi gas rumah kaca yang dihasilkan sepanjang siklus hidup material bangunan, mulai dari ekstraksi bahan baku, proses manufaktur, transportasi, konstruksi, hingga tahap akhir berupa pembongkaran dan pembuangan (*cradle-to-grave*). Emisi ini umumnya dinyatakan dalam satuan kgCO_{2e} (kilogram karbon dioksida ekuivalen) per satuan massa atau volume material.

Dalam kajian ilmiah berbasis *life cycle assessment* (LCA), *embodied carbon* mencerminkan “jejak karbon tersembunyi” yang melekat pada material dan proses konstruksi sebelum bangunan dioperasikan (Wicaksono & Bayuaji, 2025). Secara konseptual, *embodied carbon* mencakup beberapa tahapan utama, yaitu: (1) tahap *upstream* seperti ekstraksi bahan mentah dan produksi material; (2) tahap konstruksi yang melibatkan transportasi dan aktivitas pembangunan; serta (3) tahap

end-of-life seperti pembongkaran, daur ulang, atau pembuangan material. Konsep ini berkembang seiring meningkatnya perhatian terhadap keberlanjutan sektor konstruksi, di mana pendekatan LCA digunakan untuk mengevaluasi dampak lingkungan secara menyeluruh. Sejumlah penelitian menunjukkan bahwa material seperti semen dan baja merupakan kontributor terbesar terhadap *embodied carbon* karena proses produksinya intensif energi dan sangat bergantung pada penggunaan bahan bakar fosil (Wicaksono & Bayuaji, 2025; Supriadi et al., 2026).

Pada sisi signifikansi, *embodied carbon* menjadi isu krusial dalam konstruksi modern karena dua alasan utama. Pertama, peningkatan efisiensi energi operasional bangunan menyebabkan proporsi *embodied carbon* terhadap total emisi siklus hidup semakin besar. Hal ini sejalan dengan berbagai kajian terkait pengelolaan emisi karbon dan keberlanjutan yang menunjukkan adanya pergeseran fokus dari emisi operasional menuju emisi yang terkandung dalam material dan proses awal pembangunan (Yuniarti et al., 2025; Fauziah et al., 2025). Kedua, berbeda dengan emisi operasional yang dapat dikurangi selama masa penggunaan bangunan, *embodied carbon* bersifat “terkunci” sejak tahap awal konstruksi dan tidak dapat diperbaiki setelah bangunan selesai dibangun. Oleh karena itu, keputusan desain terutama dalam pemilihan material dan metode konstruksi menjadi titik intervensi paling strategis dalam upaya menekan emisi karbon secara keseluruhan (Wicaksono & Bayuaji, 2025). Pemahaman terhadap *embodied carbon* sangat penting dalam mendukung pembangunan berkelanjutan. Berbagai penelitian menekankan perlunya strategi mitigasi seperti penggunaan material rendah karbon, optimalisasi desain struktural, serta peningkatan penggunaan material daur ulang untuk menekan emisi sejak tahap awal proyek.

Perhitungan *embodied carbon* menggunakan rumus 1 berikut:

$$EC = M \cdot ECF \quad (1)$$

Keterangan:

EC = *Embodied carbon* total (kgCO_{2e})

M = Massa atau volume material yang digunakan

ECF = *Embodied carbon Factor*, faktor emisi karbon per satuan material (kgCO_{2e}/kg atau kgCO_{2e}/m³)

Apabila kuantitas material tersedia dalam volume (m^3), konversi ke massa dilakukan menggunakan densitas material dengan rumus 2 berikut:

$$M \text{ (kg)} = V \text{ (m}^3\text{)} \cdot \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \quad (2)$$

2.2.3 Perhitungan *Embodied carbon* (A1-A3)

Cakupan perhitungan embodied carbon pada elemen struktural dalam penelitian ini dibatasi pada Modul A1 sampai A3 (cradle-to-gate), yaitu penyediaan bahan baku (A1), transportasi bahan baku menuju pabrik (A2), dan manufaktur material sampai produk meninggalkan gerbang pabrik (A3). Penetapan batas sistem tersebut didasarkan pada tiga pertimbangan berikut:

a. Dominasi tahap produk terhadap total *embodied carbon*

Tahap produk merupakan kontributor dominan terhadap total *embodied carbon* material konstruksi, khususnya pada beton dan baja yang memiliki intensitas energi tinggi pada tahap produksi (Gibbons et al., 2022). Kombinasi beton dan baja tulangan dilaporkan menyumbang 65 sampai 70 persen dari total *embodied carbon* suatu bangunan (Nukah et al., 2022). Pembatasan pada Modul A1–A3 dengan demikian tetap menangkap bagian terbesar dari emisi yang menjadi objek penelitian.

b. Sifat emisi tahap produk yang tidak dapat dikurangi setelah konstruksi

Emisi pada tahap produk terbentuk sebelum bangunan digunakan dan tidak dapat dikurangi setelah konstruksi selesai. Berbeda dengan emisi operasional yang masih dapat diturunkan selama masa layan melalui pengelolaan energi, emisi tahap produk ditentukan sepenuhnya oleh keputusan pemilihan material dan penetapan dimensi elemen pada tahap perencanaan. Modul A1–A3 karena itu merupakan modul yang berada dalam jangkauan intervensi penelitian ini, sedangkan modul lainnya ditentukan oleh keputusan di luar tahap perencanaan struktur.

c. Kesetaraan batas sistem antarskenario

Penelitian ini membandingkan tiga skenario mutu beton pada bangunan, lokasi, dan konfigurasi struktur yang sama. Modul di luar A1–A3 bergantung pada variabel pelaksanaan proyek yang tidak termasuk variabel penelitian dan bernilai

sama atau hampir sama pada ketiga skenario, sebagaimana disajikan pada **Tabel 2.2**. Inklusi modul tersebut tidak akan mengubah selisih embodied carbon antarskenario, tetapi menambah ketidakpastian pada nilai. Dengan menetapkan batas sistem yang identik bagi ketiga skenario, selisih yang teramati dapat diatribusikan pada variasi mutu beton dan optimasi dimensi elemen.

Tabel 2.2 Modul di Luar Cakupan Penelitian dan Variabel Penentunya

Modul	Tahapan	Variabel penentu yang berada di luar variabel penelitian
A4	Transportasi ke lokasi proyek	Jarak tempuh, moda angkut, dan lokasi pemasok. Ketiganya ditentukan oleh pengadaan dan bernilai sama untuk ketiga skenario karena jenis material yang diangkut tidak berubah.
A5	Proses konstruksi	Metode pelaksanaan, produktivitas alat, dan tingkat kehilangan material di lapangan. Seluruhnya merupakan variabel pelaksanaan, bukan variabel perencanaan yang diteliti.
B1–B7	Penggunaan	Umur layan rencana, pola penggunaan gedung, dan kebijakan perawatan. Penelitian ini terbatas pada perencanaan struktur sehingga tidak menetapkan skenario penggunaan.
C1–C4	Akhir masa pakai	Skenario dekonstruksi dan pengelolaan limbah, yang belum dapat ditentukan pada tahap perencanaan.
D	Potensi daur ulang di luar batas sistem	Asumsi tingkat pemulihan material. Modul ini bersifat opsional menurut EN 15978:2011 dan dilaporkan terpisah dari nilai A1–A3.

Sumber: EN 15978 (2011)

Berdasarkan batas sistem tersebut, nilai *embodied carbon* Modul A1–A3 dihitung menggunakan rumus 4 sebagai berikut:

$$EC_{A1-A3} = \sum_{i=1}^n [Q_i (EC_{F_{A1-A3},i})] \quad (4)$$

Keterangan:

EC_{A1-A3} = Total *embodied carbon* Modul A1–A3 (kgCO_{2e})

- Q_i = Kuantitas material ke-i (kg)
 $ECF_{A1-A3,i}$ = Faktor emisi material ke-i untuk A1–A3 (kgCO₂e/kg)
 Σ = Penjumlahan untuk seluruh material (i = 1 sampai n)

2.2.4 Faktor Emisi Karbon (*Embodied carbon Factor*/ECF)

Faktor Emisi Karbon atau *embodied carbon factor* (ECF) merupakan nilai yang merepresentasikan besaran emisi gas rumah kaca (*greenhouse gases*/GHG) yang dihasilkan per satuan massa atau volume produksi suatu material. Nilai ini umumnya dinyatakan dalam satuan kgCO₂e/kg atau kgCO₂e/m² dan digunakan sebagai koefisien utama dalam menghitung total *embodied carbon* suatu elemen bangunan. Dalam pendekatan *life cycle assessment* (LCA), ECF berfungsi sebagai parameter kuantitatif yang menghubungkan jumlah material dengan besaran emisi yang dihasilkan, sehingga memungkinkan evaluasi dampak lingkungan dilakukan secara sistematis dan terukur (Wicaksono & Bayuaji, 2025).

Nilai ECF diperoleh dari database material yang telah tervalidasi secara ilmiah. Dalam penelitian ini, nilai ECF bersumber dari *Inventory of Carbon and Energy* (ICE) Database V4.1 yang diterbitkan oleh *Circular Ecology* pada Oktober 2025, sebagai versi pembaruan dari ICE v2.0 (BSRIA BG 10/2011). Basis data ICE dikembangkan sejak tahun 2004 di University of Bath dan disusun sebagai meta-database, yaitu kompilasi nilai *embodied carbon* dari literatur dan *Environmental Product Declaration* yang dikelompokkan menurut jenis dan sub-jenis material.

Seluruh entri ICE menggunakan batas sistem *cradle-to-gate* yang setara dengan Modul A1 sampai A3 pada EN 15978 dan EN 15804. Batas tersebut dipilih penyusunnya karena merupakan kondisi batas yang paling banyak dinyatakan dalam data yang dihimpun, sehingga menjaga kesepadanan antarentri. Setiap nilai disertai skor indikator kualitas data yang dihitung dari lima kriteria, yaitu kesesuaian metode, tingkat penelaahan, usia data, kesesuaian geografis, dan transparansi pelaporan.

Penggunaan nilai ECF yang tepat sangat penting karena besarnya emisi karbon suatu material dipengaruhi oleh berbagai faktor, meliputi jenis dan sumber bahan

baku, efisiensi energi dalam proses produksi, komposisi campuran, serta konteks geografis produksi. Oleh karena itu, pemilihan database yang sesuai akan sangat memengaruhi akurasi hasil perhitungan *embodied carbon*. Studi komparatif pada sistem pelat beton bertulang dengan variasi mutu menunjukkan bahwa penggunaan data ECF dari database ICE memberikan hasil yang konsisten dan dapat dibandingkan secara internasional (Paknahad et al., 2025).

2.2.4.1 Cakupan Nilai ECF

Nilai faktor emisi yang dihimpun dalam ICE Database menggunakan batas sistem *cradle-to-gate*, yang setara dengan Modul A1 sampai A3 pada EN 15978 dan EN 15804. Batas tersebut berarti perhitungan berhenti pada saat produk siap meninggalkan gerbang pabrik pengolahan akhir. Glosarium ICE menyatakan lingkup ini mencakup seluruh kegiatan sejak ekstraksi bahan, manufaktur, dan transportasi, sampai proses fabrikasi selesai dan produk siap meninggalkan gerbang pabrik terakhir (Hammond & Jones, 2011). Cakupan proses pada setiap modul untuk material yang digunakan pada penelitian ini disajikan pada **Tabel 2.3**.

Tabel 2.3 Cakupan Proses Modul A1–A3 untuk Material yang Digunakan

Material	Modul	Proses yang tercakup	Jejak sumber nilai
Semen Portland (CEM I)	A1	Ekstraksi batu kapur, tanah liat, pasir besi sebagai bahan koreksi, dan gipsum dari sumber tambang.	ICE V4.1. diturunkan dari EPD sektor <i>Mineral Products Association</i> Inggris nomor S-P-05824. Komposisi acuan 90,8% klinker, 5,0% gipsum, 4,0% batu kapur, dan 0,2% bahan tambah minor berdasarkan massa. Skor indikator kualitas data 0,76. Profil material terakhir ditinjau Oktober 2025.
	A2	Pengangkutan bahan baku dari lokasi tambang menuju pabrik semen.	
	A3	Penggilingan dan homogenisasi bahan mentah, kalsinasi dan klinkerisasi di dalam tanur, pendinginan klinker, serta penggilingan akhir klinker bersama gipsum dan bahan tambah.	

Agregat halus dan agregat kasar	A1	Pengupasan lapisan penutup, penggalian, dan peledakan batuan pada lokasi penambangan darat.	ICE V4.1, kategori agregat dari sumber penambangan darat dalam kondisi curah. Rata-rata statistik seluruh data agregat <i>virgin</i> dalam basis data ICE. Skor indikator kualitas data 0,648. Profil material terakhir ditinjau Mei 2019.
	A2	Pengangkutan bahan galian dari muka tambang menuju unit pengolahan pada lokasi tambang.	
	A3	Pemecahan, penyaringan, pencucian, dan penimbunan agregat sampai siap dikirim. Perhitungan berhenti pada gerbang tambang.	
Baja tulangan ulir	A1	Penambangan bijih besi, batu bara kokas, dan batu kapur, serta pengumpulan skrap baja.	ICE V4.1. Produk samping proses produksi ditangani dengan <i>system expansion</i> yang menurunkan GWP sebesar 3% sampai 7%. Ditetapkan pada tingkat pemulihan akhir masa pakai 85%. Dampak Modul D dilaporkan terpisah dan tidak diperhitungkan. Skor indikator kualitas data 0,80. Profil material terakhir ditinjau Desember 2024.
	A2	Pengangkutan bahan baku dan skrap menuju pabrik baja.	
	A3	Pembuatan besi kasar dan baja melalui jalur tanur tinggi dengan konverter oksigen serta jalur tanur busur listrik, pengecoran kontinu, dan pengerolan panas menjadi batang tulangan ulir.	
Fly ash (PFA)	A1	Produk samping pembakaran batu bara pada pembangkit listrik, sehingga beban ekstraksi bahan bakar tidak dialokasikan kepadanya.	ICE v2.0 (Hammond & Jones, 2011). Panduan menyatakan nilai ini ditetapkan tanpa alokasi beban dari sistem penghasilnya. Nilai tersebut masih dipertahankan dalam ICE V4.1 pada kategori <i>Miscellaneous</i> dan dinyatakan sebagai CO ₂ saja.
	A2	Pengangkutan dari pembangkit listrik menuju unit pengolahan atau unit pencampuran beton.	
	A3	Pengumpulan abu terbang dari penangkap debu, pengeringan, dan	

		penyaringan sampai memenuhi kehalusan yang disyaratkan.	
Air	A1	Pengambilan air baku.	ICE v2.0 (Hammond & Jones, 2011). ICE V4.1 tidak lagi memublikasikan nilai ini karena sebagian besar data kategori <i>Miscellaneous</i> dari v2.0.
	A2	Penyaluran air menuju lokasi pencampuran.	
	A3	Pengolahan air sampai memenuhi syarat air campuran beton.	

Sumber: ICE Database V4.1 (2025) dan ICE Database V2.0 (2011)

Kontribusi Modul A2 tidak dapat dinyatakan tersendiri. EN 15804 mengizinkan Modul A1, A2, dan A3 dilaporkan sebagai satu nilai agregat, dan sebagian besar Environmental Product Declaration yang menjadi sumber data ICE menerapkan ketentuan tersebut. Nilai Modul A2 karena itu tercakup di dalam faktor emisi yang digunakan, tetapi besarannya menyatu dengan Modul A1 dan A3. Keterbatasan ini melekat pada format pelaporan data sumber dan berlaku sama pada seluruh basis data yang bersumber dari EPD.

2.2.4.2 Penetapan Basis Data ECF

Basis data faktor emisi yang tersedia bagi kajian embodied carbon bangunan tidak tunggal, dan masing-masing memiliki dasar penyusunan, batas sistem, serta cakupan geografis yang berbeda. Perbandingan kelebihan dan kekurangan basis data yang lazim digunakan disajikan pada **Tabel 2.4**.

Tabel 2.4 Perbandingan Basis Data Faktor Emisi

Basis Data	Dasar		Kekurangan
	Penyusunan dan Akses	Kelebihan	
ICE Database V4.1 Circular Ecology	Meta-database dari literatur dan EPD.	Batas sistem seragam dan sudah sepadan dengan lingkup penelitian. Skor	Batas geografis ideal berada pada Inggris sehingga tidak merepresentasikan

	<i>Cradle-to-gate</i> (A1–A3) seragam untuk seluruh entri. Terbuka, format lembar kerja.	indikator kualitas data disertakan pada setiap entri. Setiap nilai dapat ditelusuri sampai dokumen sumbernya, termasuk nomor EPD dan komposisi bahan. Tidak memerlukan perangkat lunak berbayar sehingga perhitungan dapat ditelusuri ulang.	bauran energi Indonesia. Nilai bersifat generik, bukan produk spesifik. Pemutakhiran antar kategori tidak serentak; pemutakhiran V4.1 hanya mencakup bitumen dan GGBS, sedangkan agregat terakhir ditinjau Mei 2019. Sebagian entri masih merupakan ICE v2.0.
ecoinvent ecoinvent Association	Inventarisasi proses lintas sektor. Beberapa model sistem, salah satunya mengikuti EN 15804. Lisensi berbayar.	Cakupan proses paling luas dan bersifat global. Batas sistem dapat disetel melalui pemilihan model sistem. Memungkinkan pemodelan ulang dengan mengganti latar belakang bauran energi sehingga berpotensi mendekati kondisi produksi setempat.	Memerlukan lisensi berbayar dan perangkat lunak analisis siklus hidup beserta keahliannya. Hasil bergantung pada pemilihan model sistem. Proses produksi material konstruksi Indonesia belum terwakili. Hasil tidak dapat ditelusuri ulang oleh pembaca tanpa lisensi.
EC3 Building Transparency	Himpunan EPD produk terverifikasi pihak ketiga. <i>Cradle-to-gate</i> (A1–A3). Terbuka.	Terbuka tanpa biaya. Menggunakan data produk spesifik yang merepresentasikan pabrik sebenarnya, sehingga lebih representatif daripada data generik. Lingkup sesuai batas sistem penelitian. Menyajikan sebaran nilai per kategori material.	Cakupan bergantung penuh pada ketersediaan EPD dan didominasi produk Amerika Utara. Nilai antar-EPD tidak selalu sepadan karena aturan kategori produk dan verifikator berbeda.

ÖKOBAUDAT	Basis data resmi pemerintah Jerman. Seluruh entri mengikuti EN 15804. Terbuka.	Berstatus resmi dan tersedia terbuka. Seluruh entri selaras EN 15804 dengan struktur modul lengkap. Menyediakan data generik dan data EPD sekaligus. Diperbarui berkala disertai daftar koreksi terdokumentasi.	Disusun bagi konteks regulasi Jerman dengan representasi geografis Eropa, sehingga kedekatannya terhadap kondisi Indonesia tidak lebih baik daripada ICE. Tidak menyediakan skor kualitas data pada tingkat entri. Sebagian dokumentasi berbahasa Jerman.
BMWSB, Jerman			
EPD produsen	Dokumen produk yang diverifikasi program operator menurut EN 15804 dan ISO 14025. Terbuka per produk.	Tingkat representasi paling tinggi karena menyatakan kinerja produk dan pabrik yang sebenarnya. Modul dilaporkan mengikuti EN 15804 sehingga nilai A1–A3 tersedia langsung. Berkedudukan sebagai dokumen primer yang dapat dikutip tanpa perantara.	Ketersediaan untuk material konstruksi di Indonesia masih terbatas. Berlaku hanya bagi produk dan periode tertentu sehingga tidak dapat digeneralisasi kepada pemasok lain. Penggabungan dengan data generik menimbulkan ketidaksepadanan bila tidak dinyatakan.
The International EPD System			

Tabel 2.4 menunjukkan tidak ada basis data yang unggul pada seluruh aspek. Penetapan sumber nilai karena itu tidak dilakukan dengan memilih basis data yang dianggap terbaik, melainkan dengan menyusun urutan prioritas sumber data lalu menerapkannya pada setiap material menurut ketersediaan. Urutan prioritas disusun mengikuti persyaratan mutu data pada ISO 14044:2006, yaitu keterwakilan teknologi, keterwakilan geografis, dan keterwakilan waktu, dengan sumber yang paling mendekati kondisi produksi aktual ditempatkan pada urutan teratas.

Urutan prioritas tersebut terdiri atas tiga tingkat. Tingkat pertama adalah *Environmental Product Declaration* produk yang benar-benar digunakan pada

proyek, karena dokumen tersebut menyatakan kinerja lingkungan pabrik dan produk yang sebenarnya. Tingkat kedua adalah EPD sektor atau data rata-rata industri pada wilayah produksi yang sama. Tingkat ketiga adalah basis data generik dengan batas sistem yang sepadan, digunakan apabila kedua tingkat sebelumnya tidak tersedia.

Penerapan pada penelitian ini menghasilkan dua kelompok. Tiang pancang pracetak memiliki EPD produsen bernomor S-P-13859, sehingga material tersebut berada pada tingkat pertama dan nilainya diambil langsung dari dokumen itu. Semen, agregat, dan baja tulangan tidak memiliki EPD produk maupun EPD sektor untuk wilayah produksi Indonesia, dan basis data inventarisasi siklus hidup material konstruksi nasional yang terbuka juga belum tersedia sampai penelitian ini dilakukan. Ketiga material tersebut karena itu turun ke tingkat ketiga.

Pada tingkat ketiga, kandidat dinilai dari kesepadanan batas sistem, kelengkapan cakupan material, dan keterlacakan sumber. EC3 tidak dapat digunakan karena cakupannya bergantung sepenuhnya pada ketersediaan EPD, dan EPD untuk ketiga material tersebut tidak tersedia, sehingga kendala yang sama berulang pada tingkat ini. ecoinvent tidak dapat digunakan karena memerlukan lisensi berbayar yang tidak tersedia, dan hasil perhitungan yang bersumber darinya tidak dapat ditelusuri ulang oleh pembaca tanpa lisensi. ÖKOBAUDAT tidak menyediakan indikator mutu pada tingkat entri sehingga keterbatasan setiap nilai tidak dapat dinyatakan secara terukur. ICE Database V4.1 memenuhi ketiga hal tersebut, yaitu seluruh entrinya menggunakan batas sistem cradle-to-gate yang setara Modul A1–A3, seluruh material yang dibutuhkan tersedia dalam satu sumber sehingga nilai antarmaterial tetap sepadan, dan setiap nilai dapat ditelusuri sampai dokumen sumbernya serta disertai skor indikator kualitas data. Basis data tersebut karena itu ditetapkan sebagai sumber utama.

Keterwakilan geografis perlu dinyatakan secara terbuka. Tidak satu pun basis data yang ditinjau memenuhi persyaratan tersebut untuk kondisi Indonesia, karena seluruhnya disusun bagi konteks Inggris, Eropa, atau Amerika Utara, sedangkan basis data nasional belum tersedia. Persyaratan ini dengan demikian tidak dapat

menjadi pembeda antarkandidat, dan penetapan ICE bukan berarti basis data tersebut mewakili kondisi produksi material di Indonesia.

Keterbatasan tersebut dimitigasi melalui kebutuhan material per meter kubik beton dihitung dari koefisien Analisis Harga Satuan Pekerjaan Indonesia, bukan dari nilai *embodied carbon* beton jadi per kelas kekuatan yang tersedia dalam ICE. Dengan cara ini komposisi campuran mengikuti praktik Indonesia, dan yang diambil dari ICE hanya intensitas emisi per satuan massa material dasar. Dokumentasi ICE V4.1 sendiri menyatakan bahwa tidak ada pengganti bagi pengetahuan mengenai kadar semen aktual yang digunakan dalam campuran, sehingga cara ini sejalan dengan anjuran penerbit basis data. Kemudian, material yang memiliki EPD produsen tidak menggunakan nilai generik, sebagaimana diterapkan pada tiang pancang pracetak.

Nilai faktor emisi diperlakukan konstan antarskenario, sehingga kesalahan sistematis pada nilai absolut tidak mengubah arah maupun urutan perbandingan antarskenario. Ketentuan tersebut berlaku sepenuhnya untuk material yang kuantitasnya sama pada ketiga skenario. Untuk semen, kuantitas per meter kubik berbeda antarskenario sehingga ketepatan nilai faktor emisi semen ikut menentukan besar selisih, dan nilai CEM I digunakan sebagai batas atas.

Keterwakilan waktu dipenuhi melalui penggunaan versi terkini. Perubahan nilai antara ICE v2.0 dan ICE V4.1 menunjukkan basis data ini diperbarui berdasarkan sumber data yang lebih baru, sebagaimana disajikan pada **Tabel 2.5**.

Tabel 2.5 Perbandingan Nilai Faktor Emisi antara ICE v2.0 dan ICE V4.1

Material	ICE v2.0 (2011)	ICE V4.1 (2025)	Keterangan Perubahan
Semen Portland (CEM I)	0,930 kgCO ₂ /kg	0,839800 kgCO _{2e} /kg	Komposisi acuan berubah dari 94% klinker, 5% gipsum, dan 1% bahan tambah minor menjadi 90,8% klinker, 5,0% gipsum, 4,0% batu kapur,

				dan 0,2% bahan tambah minor.
Agregat pasir	dan	0,004800 kgCO ₂ /kg	0,004358 kgCO ₂ e/kg	Nilai v2.0 diestimasi dari data konsumsi bahan bakar industri Inggris; nilai V4.1 merupakan rata-rata statistik seluruh data agregat virgin.
Baja tulangan		1,740 kgCO ₂ /kg (rata-rata dunia)	1,720000 kgCO ₂ e/kg	Nilai V4.1 bersumber dari studi worldsteel 2023 dengan penanganan produk sampling melalui system expansion.
Fly ash (PFA)		0,008000 kgCO ₂ /kg	0,008000 (dipertahankan)	Nilai v2.0 dipertahankan dalam V4.1 pada kategori Miscellaneous dan dinyatakan sebagai CO ₂ saja. Ditetapkan tanpa alokasi beban dari sistem penghasilnya.
Air		0,001000 kgCO ₂ /kg	tidak tersedia	Data kategori Miscellaneous dari v2.0 dihapus pada pemutakhiran V4.0, sehingga nilai air hanya tersedia pada v2.0.

Sumber: ICE Database V4.1 (2025) dan ICE Database V2.0 (2011)

2.2.4.3 ECF Material Penyusun Beton

Embodied carbon beton sangat dipengaruhi oleh kandungan semen Portland. Sekitar 60% emisi CO₂ semen bersumber dari reaksi kalsinasi (*calcination*) yang inheren dalam produksi klinker, sementara 40% lainnya dihasilkan dari proses pembakaran bahan bakar fosil pada suhu di atas 1.400°C (Nukah et al., 2022). Penggantian sebagian semen Portland dengan *Supplementary Cementitious Materials* (SCM) seperti *Fly ash* (PFA) atau *Ground Granulated Blast-furnace Slag* (GGBS) dapat menurunkan ECF beton secara signifikan karena kedua material tersebut memiliki ECF yang jauh lebih rendah dibandingkan semen CEM I.

Nilai ECF yang digunakan untuk material penyusun beton pada penelitian ini disajikan pada **Tabel 2.6** sebagai berikut:

Tabel 2.6 Nilai *Embodied carbon Factor* (ECF) Material Penyusun Beton

Material	ECF (kgCO ₂ e/kg)	Sumber	Keterangan
Semen Portland (CEM I)	0,8398	ICE DB V4.1	Digunakan sebagai batas atas (<i>upper bound</i>)
Pasir Beton	0,004358	ICE DB V4.1	Kategori <i>virgin land won</i> ; paling representatif untuk kondisi penambangan darat Indonesia
Kerikil / Batu Split	0,004358	ICE DB V4.1	Kategori <i>virgin land won</i> ; ICE V4.1 tidak membedakan pasir dan kerikil dalam satu kategori
<i>Fly ash</i> / PFA	0,008	ICE DB v2.0	Nilai 0.008 dipertahankan dari ICE v2.0 (BSRIA BG 10/2011, p.29)
Air	0,001	ICE DB v2.0	

Sumber: ICE Database V4.1 (2025) dan ICE Database V2.0 (2011)

2.2.4.4 ECF Baja dan Tulangan

Faktor emisi baja tulangan sangat bervariasi bergantung pada metode produksi dan tingkat kandungan baja daur ulang. *Basic Oxygen Furnace* (BOF) menggunakan bijih besi primer dengan intensitas emisi lebih tinggi, sedangkan *Electric Arc Furnace* (EAF) dapat menggunakan hingga 97% baja skrap sehingga emisinya lebih rendah. ICE Database V4.1 mencantumkan nilai utama yang relevan untuk tulangan beton yaitu rata-rata global baja tulangan (*Steel, Rebar*) sebesar 1,72 kgCO₂e/kg berdasarkan Worldsteel 2023.

Untuk konteks Indonesia, nilai rata-rata global 1,72 kgCO₂e/kg dari ICE V4.1 digunakan sebagai referensi konservatif. Nilai ini lebih representatif dibandingkan nilai EAF Eropa (0,73 kgCO₂e/kg) yang tidak mencerminkan bauran produksi

industri baja Indonesia. ICE V4.1 sendiri menegaskan bahwa nilai EAF Eropa tidak dimaksudkan sebagai representasi baja tulangan secara umum, mengingat baja tulangan juga diproduksi melalui jalur primer (BOF) di Eropa dan wilayah lain. Nilai ECF baja tulangan yang digunakan dalam penelitian ini berdasarkan ICE Database V4.1 disajikan pada **Tabel 2.7** berikut:

Tabel 2.7 Nilai *Embodied carbon Factor* (ECF) Baja Tulangan

Jenis Baja	ECF (kgCO ₂ e/kg)	Sumber	Keterangan
<i>Steel, Rebar (global average)</i>	1,72	Worldsteel 2023 (ICE DB V4.1)	Rata-rata global; mencakup rute BOF (bijih besi primer) dan EAF. Digunakan sebagai nilai referensi utama ketika EPD spesifik tidak tersedia
<i>Steel rebar, recycled, Europe EAF mid range</i>	0,73	ICE DB V4.1	Rata-rata 29 datapoint EAF Eropa; tidak representatif untuk Indonesia karena industri baja Indonesia memiliki bauran produksi berbeda
<i>Steel, Section (profil baja)</i>	1,61	Worldsteel 2023 (ICE DB V4.1)	Untuk elemen profil baja (balok, kolom baja); bukan tulangan beton

Sumber: ICE Database V4.1 (2025)

2.2.4.5 ECF *Precast Spun Pile*

Nilai *embodied carbon* PC Spun Pile dalam penelitian ini bersumber dari *Environmental Product Declaration* (EPD) resmi yang diterbitkan oleh PT Wijaya Karya Beton Tbk dengan nomor registrasi S-P-13859 (EPD-IES-0013859:001), diterbitkan pada 17 Mei 2024 dan berlaku hingga 14 Mei 2029. EPD ini disusun mengacu pada *Product Category Rules* (PCR) 2019:14 *Construction Products* (EN 15804+A2) versi 1.3.4, dengan c-PCR khusus untuk elemen beton (EN 16757), serta diverifikasi oleh EPD Southeast Asia. Cakupan batas sistem EPD ini adalah

cradle-to-gate (Modul A1–A3), mencakup ekstraksi bahan baku, transportasi ke pabrik, dan seluruh proses manufaktur termasuk produksi baja prategang, pencampuran beton mutu tinggi, proses spinning, dan steam curing.

Hal penting yang membedakan nilai ECF *spun pile* dari nilai ECF beton cor konvensional adalah bahwa nilai ini merupakan *ECF produk jadi*, bukan ECF material. Artinya nilai ini sudah mencakup semua material penyusun sekaligus: beton $f'c$ 52 MPa, baja prategang (*prestressing steel*), spiral baja, dan energi proses produksi di pabrik. PT WIKA Beton juga memproduksi varian *Green Concrete Mix* yang diklaim mampu mereduksi emisi CO₂ sebesar 12,5% dibandingkan campuran normal, melalui substitusi sebagian semen Portland dengan material sementitis tambahan (*Supplementary Cementitious Material/SCM*). Reduksi ini konsisten di seluruh rentang diameter (Ø300–Ø1200 mm). Nilai ECF *spun pile* dihitung dengan rumus 3 sebagai berikut:

$$EC \text{ (kgCO}_2\text{e/kg)} = \frac{\text{CO}_2 \text{ Emissions (t/m)}}{\text{Unit Weight (kg/m)}} \cdot 1000 \quad (3)$$

Adapun rekapitulasi dari nilai ECF pada PC Spun Pile pada **Tabel 2.8** sebagai berikut:

Tabel 2.8 Nilai *Embodied carbon* PC Spun Pile

Diameter (mm)	Berat (kg/m)	Vol. Beton (m ³ /m)	CO ₂ Normal (t/m)	CO ₂ Green (t/m)	EC Normal (kgCO ₂ e/kg)	EC Green (kgCO ₂ e/kg)	Reduksi (%)
300	113	0,045	8,2	7,2	0,0726	0,0637	12,2%
350	145	0,058	13,6	11,9	0,0938	0,0821	12,5%
400	191	0,077	23,5	20,6	0,1230	0,1079	12,3%
450	232	0,093	34,7	30,4	0,1496	0,1310	12,4%
500	290	0,116	53,9	47,2	0,1859	0,1628	12,4%

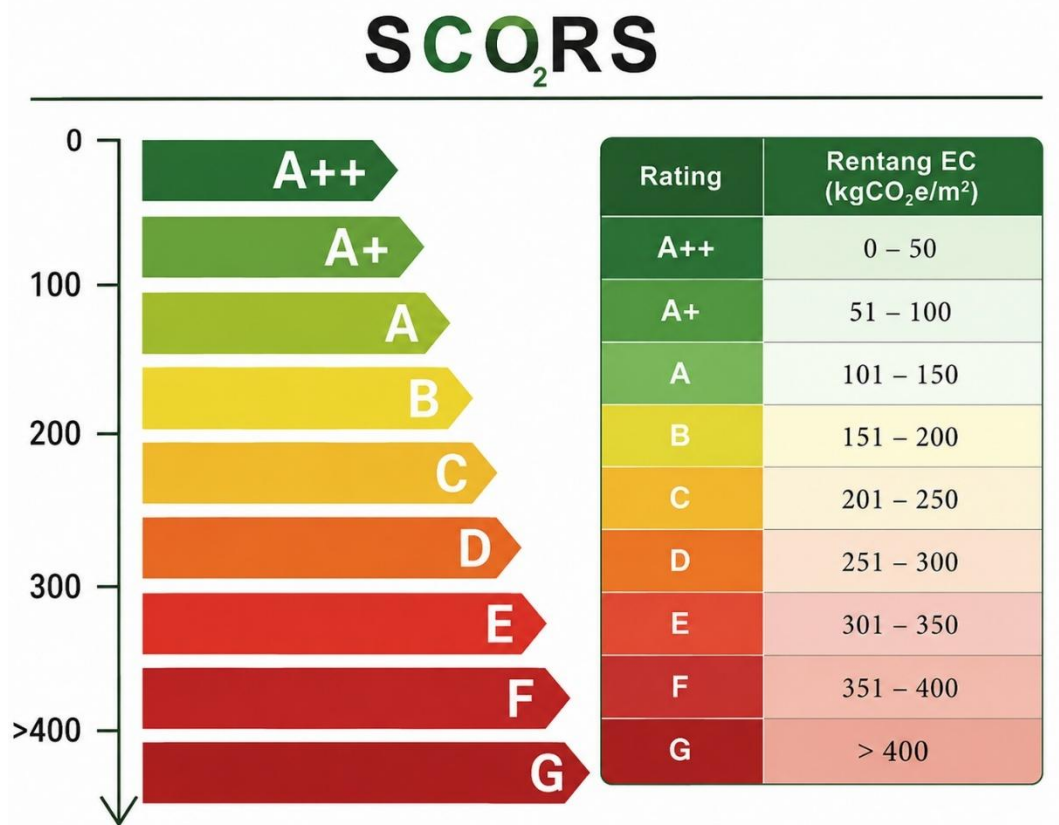
Diameter (mm)	Berat (kg/m)	Vol. Beton (m ³ /m)	CO ₂ Normal (t/m)	CO ₂ Green (t/m)	EC Normal (kgCO ₂ e/kg)	EC Green (kgCO ₂ e/kg)	Reduksi (%)
600	393	0,157	99	86,6	0,2519	0,2204	12,5%
800	641	0,256	263,7	230,7	0,4114	0,3599	12,5%
1000	946	0,378	574,2	502,4	0,6070	0,5311	12,5%
1200	1237	0,495	982,5	859,6	0,7943	0,6949	12,5%

Sumber: PT. Wijaya Karya Beton (2024)

2.2.5 Sistem Penilaian Kinerja *Embodied carbon* (SCO₂RS)

Sebagai kerangka evaluasi kinerja *embodied carbon* bangunan, penelitian ini mengacu pada sistem penilaian *Structural Carbon Rating System* (SCO₂RS) yang dikembangkan oleh *Institution of Structural Engineers* (IStructE). Sistem ini mengklasifikasikan kinerja *embodied carbon* bangunan berdasarkan total emisi per satuan luas lantai kotor (kgCO₂e/m²). SCO₂RS menggunakan skala peringkat dari A++ hingga G mengadopsi analogi visual dengan label efisiensi energi yang umum dikenal untuk menggambarkan spektrum kinerja EC dari sangat rendah hingga ekstrem. Sistem ini memungkinkan komparasi kinerja *embodied carbon* proyek secara terstandar.

Sistem penilaian SCO₂RS ditunjukkan pada **Gambar 2.2** berikut:



Gambar 2.2 Sistem Penilaian Kinerja *Embodied carbon*
 Sumber: O P Gibbons et al. (2022)

2.2.6 Kelebihan dan Kekurangan *Embodied carbon*

Embodied carbon memiliki sejumlah kelebihan yang menjadikannya indikator penting dalam evaluasi keberlanjutan bangunan. Melalui pendekatan *life cycle assessment* (LCA), konsep ini mampu memberikan gambaran menyeluruh mengenai dampak lingkungan material sejak tahap awal siklus hidup, sehingga memungkinkan identifikasi sumber emisi terbesar dan intervensi sejak fase desain. Hal ini mendorong pemilihan material rendah karbon, efisiensi struktur, serta pemanfaatan material daur ulang yang secara langsung berkontribusi terhadap penurunan emisi gas rumah kaca (Wicaksono & Bayuaji, 2025). Selain itu, karena *embodied carbon* terjadi pada tahap awal konstruksi (*upfront emissions*),

pengurangannya dapat memberikan dampak cepat terhadap mitigasi perubahan iklim dibandingkan emisi operasional yang bersifat jangka panjang. Penelitian terbaru juga menunjukkan bahwa peningkatan perhatian terhadap *embodied carbon* semakin relevan seiring dengan meningkatnya efisiensi energi operasional bangunan, sehingga proporsinya terhadap total emisi siklus hidup menjadi semakin dominan (Hagras *et al.*, 2026; Paknahad *et al.*, 2025).

Namun demikian, *embodied carbon* juga memiliki beberapa keterbatasan. Salah satu tantangan utama adalah ketergantungan pada ketersediaan dan kualitas data, khususnya nilai *embodied carbon factor* (ECF) yang dapat bervariasi tergantung pada lokasi, teknologi produksi, dan sumber energi yang digunakan. Perbedaan ini berpotensi menimbulkan ketidakakuratan apabila data yang digunakan tidak merepresentasikan kondisi aktual (Supriadi *et al.*, 2026). Selain itu, proses perhitungan *embodied carbon* relatif kompleks karena melibatkan berbagai tahapan dalam siklus hidup material, sehingga membutuhkan data yang rinci dan pemahaman teknis yang memadai. Dalam konteks implementasi kebijakan karbon, berbagai kendala masih dihadapi, termasuk keterbatasan akses data dan literatur yang relevan serta kompleksitas analisis dalam sektor lingkungan di negara berkembang (Yuniarti *et al.*, 2025). Di sisi lain, fokus yang berlebihan pada *embodied carbon* tanpa mempertimbangkan emisi operasional berpotensi menghasilkan keputusan desain yang kurang optimal secara keseluruhan.

2.3 Kebutuhan Material Penyusun Beton

Dalam menentukan kebutuhan material penyusun beton per satuan volume, penelitian ini mengacu pada Analisis Harga Satuan Pekerjaan (AHSP) Bidang Cipta Karya yang ditetapkan melalui Surat Edaran Direktur Jenderal Bina Konstruksi (SE DJBK) Nomor 47 Tahun 2026 (Lampiran VI). Dokumen ini merupakan pembaruan terbaru dari AHSP yang sebelumnya diatur dalam Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (Permen PUPR) Nomor 8 Tahun 2023, dan berfungsi sebagai acuan resmi dalam penyusunan perkiraan biaya pekerjaan konstruksi bidang Pekerjaan Umum di Indonesia.

AHSP menetapkan koefisien kebutuhan tenaga kerja, bahan, dan peralatan untuk setiap jenis pekerjaan konstruksi berdasarkan perhitungan teknis dan studi produktivitas. Kebutuhan material penyusun beton per m³ untuk masing-masing skenario mutu beton ($f'_c = 25, 30, \text{ dan } 35 \text{ MPa}$) berdasarkan AHSP SE DJBK No. 47 Tahun 2026. Koefisien bahan dalam AHSP yang menyatakan jumlah material yang dibutuhkan per satuan volume pekerjaan bersumber dari standar mix design yang dikembangkan. Dengan demikian, penggunaan koefisien AHSP memberikan dasar yang terstandar, dapat ditelusuri, dan secara regulasi diakui untuk menghitung kuantitas material penyusun beton dalam lingkup penelitian ini yang disajikan pada **Tabel 2.9** berikut:

Tabel 2.9 Kebutuhan Material Penyusun Beton per m³ untuk f'_c 25, 30, 35 MPa

Material	Satuan	f'_c 25 MPa (2.2.1.5.6)	f'_c 30 MPa (2.2.1.5.8)	f'_c 35 MPa (2.2.1.5.10)
Semen Portland	kg/m ³	407	457	408
Pasir beton	kg/m ³	731	681	629
Kerikil	kg/m ³	1.009	1.009	1.009
Air	liter/m ³	202	202	202
<i>Fly ash</i> (PFA)	kg/m ³	-	-	102
Total Massa Beton	kg/m³	2.349	2.349	2.350

Sumber: SE DJBK No. 47 Tahun 2026, Lampiran VI. (2026)

2.4 Building Information Modeling (BIM)

Building Information Modeling (BIM) merupakan suatu sistem pengelolaan informasi digital yang merepresentasikan karakteristik fisik dan fungsional suatu bangunan secara terintegrasi dalam satu model berbasis data. (Wisdianti et al., 2024). BIM memungkinkan pengelolaan berbagai informasi proyek mulai dari

geometri, spesifikasi material, kinerja bangunan, hingga jadwal dan biaya dikelola dalam satu platform terpadu yang dapat diakses oleh berbagai pemangku kepentingan (*stakeholders*) sepanjang siklus hidup bangunan (ISO 19650, 2018). BIM tidak hanya berfungsi sebagai alat pemodelan tiga dimensi (*3D modeling*), tetapi juga sebagai sebuah proses kolaboratif yang mengintegrasikan berbagai disiplin ilmu dalam satu ekosistem informasi yang dinamis dan berkelanjutan. Pendekatan kolaboratif multidimensi ini memungkinkan peningkatan akurasi perencanaan, koordinasi antar disiplin, serta pengambilan keputusan berbasis data sejak tahap awal proyek.

2.4.1 Klasifikasi Dimensi *Building Information Modeling* (BIM)

Secara konseptual, BIM mencakup lebih dari sekadar representasi visual bangunan, melainkan juga melibatkan dimensi tambahan. Dimensi BIM diklasifikasikan berdasarkan fungsi dan integrasi informasi yang ditanganinya. (Wisdianti et al., 2024), klasifikasi dimensi BIM disajikan pada **Tabel 2.10** sebagai berikut:

Tabel 2.10 Klasifikasi Dimensi *Building Information Modeling* (BIM)

Dimensi	Aspek	Deskripsi
2D	Sketsa	Perencanaan zona ruang dan dimensi dalam representasi dua dimensi, sebagai konsep awal bangunan
3D	Model 3D	Bangunan dimodelkan dalam tiga dimensi, memuat informasi multidisiplin dan memungkinkan proyeksi 3D
4D	Penjadwalan	Integrasi model 3D dengan dimensi waktu untuk merencanakan jadwal tahapan pelaksanaan konstruksi

Dimensi	Aspek	Deskripsi
5D	Estimasi Biaya	Integrasi model 3D dengan anggaran biaya konstruksi, memungkinkan penghematan biaya secara terintegrasi
6D	Keberlanjutan	Analisis keberlanjutan lingkungan: kebutuhan energi, efisiensi, kesehatan, keselamatan, serta memuat informasi mengenai operasi dan manajemen bangunan.
7D	Aset	Pengelolaan aset dari perancangan hingga pembongkaran, termasuk pemeliharaan dan operasional
8D	K3	Identifikasi risiko K3 dan pemantauan keselamatan pekerja selama proyek berlangsung
9D	<i>Lean</i>	Pengelolaan sumber daya secara efisien, memantau penggunaan material dan mengurangi sisa material
10D	Industrialisasi	Mendorong proses pembangunan lebih sederhana untuk mendukung pengembangan berkelanjutan

Sumber: Wisdianti et al. (2024)

2.4.2 Kelebihan dan Kekurangan *Building Information Modeling (BIM)*

Building Information Modeling (BIM) memiliki berbagai kelebihan yang menjadikannya sebagai teknologi kunci dalam transformasi digital industri konstruksi. Salah satu keunggulan utama BIM adalah kemampuannya dalam mengintegrasikan seluruh informasi proyek ke dalam satu model digital terpadu, sehingga meningkatkan koordinasi antar disiplin serta meminimalkan kesalahan desain melalui proses *clash detection*. Integrasi ini memungkinkan kolaborasi yang lebih efektif dan berbasis data di antara para pemangku kepentingan, sehingga

meningkatkan efisiensi perencanaan dan pelaksanaan proyek konstruksi (Saka & Chan, 2021). Selain itu, BIM mendukung pendekatan multidimensi seperti 4D (waktu) dan 5D (biaya), yang memungkinkan simulasi penjadwalan dan estimasi biaya secara lebih akurat dan dinamis.

Namun demikian, implementasi *Building Information Modeling* (BIM) juga memiliki sejumlah keterbatasan. Salah satu tantangan utama adalah tingginya kebutuhan investasi awal, baik dari sisi perangkat lunak, perangkat keras, maupun peningkatan kompetensi sumber daya manusia, yang menjadi hambatan signifikan dalam adopsi teknologi ini, khususnya pada perusahaan konstruksi skala kecil dan menengah (Kineber et al., 2023). Selain itu, penerapan BIM menuntut perubahan mendasar dalam budaya kerja dan proses kolaborasi lintas disiplin, yang seringkali sulit diimplementasikan dalam industri konstruksi yang masih bersifat konvensional (Agwa & Celik, 2025). Permasalahan interoperabilitas antar perangkat lunak serta belum seragamnya standar data juga menjadi kendala dalam pertukaran informasi lintas platform, yang berpotensi menyebabkan kehilangan atau inkonsistensi data (Kineber et al., 2023; Ariono et al., 2022). Di sisi lain, ketergantungan terhadap kualitas data input menjadikan BIM rentan terhadap kesalahan apabila tidak didukung oleh kontrol kualitas yang memadai (Meng et al., 2024). Tantangan lainnya adalah belum meratanya regulasi serta tingkat adopsi BIM di berbagai negara, khususnya di negara berkembang, sehingga implementasinya masih belum optimal dalam mendukung digitalisasi industri konstruksi secara menyeluruh (Latupeirissa et al., 2024).

Meskipun demikian, berbagai keterbatasan tersebut tidak mengurangi potensi BIM sebagai salah satu teknologi utama dalam transformasi digital industri konstruksi. Seiring berkembangnya teknologi, berbagai upaya telah dilakukan untuk meningkatkan interoperabilitas sistem, menyusun standar data yang lebih terintegrasi, serta meningkatkan kompetensi sumber daya manusia melalui pelatihan dan sertifikasi. Selain itu, dukungan pemerintah dan lembaga terkait dalam bentuk regulasi dan kebijakan implementasi BIM juga semakin meningkat di berbagai negara.

2.5 Perangkat Lunak BIM dan Pendukungnya

Dalam penerapannya, BIM memerlukan perangkat lunak utama beserta beberapa aplikasi pendukung. Adapun perangkat lunak yang digunakan dalam penelitian ini adalah sebagai berikut:

2.5.1 Autodesk Revit

Autodesk Revit merupakan perangkat lunak BIM berbasis *parametric building model* yang memungkinkan arsitek, insinyur struktur, dan multidisiplin lainnya untuk merancang, mendokumentasikan, dan menganalisis bangunan dalam representasi tiga dimensi yang memuat data geometri dan non-geometris secara terintegrasi. Keunggulan utama Revit dalam konteks penelitian ini adalah kemampuannya menghasilkan kuantitas material secara otomatis (*quantity take-off*) dari model 3D yang telah dibangun, yang berfungsi sebagai dasar perhitungan volume pekerjaan dan Rencana Anggaran Biaya, serta sebagai input data material untuk analisis *embodied carbon*.

2.5.2 CSI ETABS

ETABS merupakan singkatan dari *Extended Three Dimensional Analysis Of Building Systems* merupakan salah satu perangkat lunak yang dikembangkan oleh *Computer and Structures Inc.* Etabs digunakan untuk menganalisis dan mendesain struktur gedung dengan konstruksi beton, baja, dan komposit dengan cepat dan tepat. Dalam penelitian ini, ETABS digunakan untuk melakukan analisis struktur lengkap meliputi analisis beban gravitasi (beban mati dan beban hidup sesuai SNI 1727-2020), analisis beban gempa sesuai SNI 1726–2019, analisis beban angin, dan desain elemen struktur (kolom, balok, pelat) sesuai SNI 2847-2019. Hasil analisis ETABS selanjutnya menjadi basis untuk optimasi dimensi penampang dan variasi mutu beton dalam kajian *embodied carbon*.

2.5.3 *Microsoft Project*

Microsoft Project merupakan perangkat lunak manajemen proyek yang dikembangkan oleh *Microsoft*, dirancang untuk mengembangkan rencana proyek, menetapkan sumber daya, memantau progres, mengelola anggaran, dan menganalisis beban kerja (Alviani et al., 2023) .

Dalam implementasi BIM 5D, *Microsoft Project* berfungsi sebagai platform penjadwalan konstruksi (4D) yang hasilnya kemudian diintegrasikan dengan model BIM 3D melalui *Autodesk Navisworks*. Menurut Alviani et al., (2023), tujuan penjadwalan dalam *Microsoft Project* meliputi: penentuan durasi pelaksanaan proyek, pengendalian jadwal kerja, pembuatan durasi pekerjaan secara optimal, dan alokasi sumber daya yang efisien.

2.5.4 *Autodesk Navisworks*

Autodesk Navisworks merupakan platform koordinasi dan simulasi proyek yang memungkinkan pengguna dari berbagai disiplin ilmu untuk meninjau model BIM terpadu selama tahap desain dan pra-konstruksi (Wisdianti et al., 2024). *Navisworks* berfungsi sebagai jembatan integrasi antara model 3D *Revit*, jadwal *Microsoft Project*, dan data biaya, sehingga mewujudkan BIM 5D secara penuh. Fungsi utama yang dapat dikembangkan oleh *Navisworks* meliputi koordinasi multidisiplin, deteksi bentrokan otomatis (*clash detection*), simulasi penjadwalan konstruksi 4D, render model tiga dimensi, estimasi biaya konstruksi, dan animasi simulasi pekerjaan konstruksi.

2.5.5 *Microsoft Excel*

Microsoft Excel digunakan sebagai alat bantu komputasi untuk analisis struktur bawah (pondasi tiang pancang dan *pilecap*), perhitungan Rencana Anggaran Biaya, serta perhitungan *embodied carbon* berbasis formula yang mengintegrasikan data volume dari *Revit* dengan nilai ECF material. Menurut (Alviani et al., 2023), *Excel* memiliki keunggulan dalam pemrosesan data yang efisien, pembuatan laporan yang jelas dan terstruktur, serta kemampuan analisis data statistik dan numerik.

2.6 Analisis Struktur Bangunan

Dalam merencanakan struktur bangunan, mengidentifikasi beban-beban yang bekerja pada struktur bangunan merupakan faktor penting karena struktur bangunan dikatakan aman apabila struktur tersebut mampu menahan beban gravitasi, seperti: beban mati dan beban hidup, serta beban gempa yang dialami struktur bangunan tersebut.

2.6.1 Beban Mati

Beban mati merupakan beban yang bekerja pada struktur yang cenderung tetap atau permanen (SNI 1727-2020 pasal 3.1.1). Beban mati diperhitungkan dengan mengkalikan volume material dengan berat jenis material tersebut. Adapun rangkuman berat jenis material konstruksi yang disajikan pada **Tabel 2.11** berikut:

Tabel 2.11 Berat Jenis Bahan Bangunan

Bahan Bangunan	Berat (kg/m ³)
Baja	7850
Batu alam	2600
Batu belah, batu bulat, batu gunung (berat tumpuk)	1500
Batu karang (berat tumpuk)	700
Batu pecah	1450
Besi tuang	7250
Beton (1)	2200
Beton bertulang (2)	2400
Kayu (kelas 1) (3)	1000
Kerikil, koral (kering udara sampai lembab. tanpa diayak)	1650
Pasangan bata merah	1700
Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung	2200
Pasangan batu cetak	2200
Pasangan batu karang	1450
Pasir (kering udara sampai lembab)	1600
Pasir (jenuh air)	1800
Pasir kerikil, koral (kering udara sampai lembab)	1850
Tanah, lempung dan lanau (kering udara sampai lembab)	1700
Tanah, lempung dan lanau (basah)	2000

Sumber: PPURG-1987

2.6.2 Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan adalah beban yang timbul pada struktur bangunan akibat berat dari elemen-elemen bangunan yang tidak termasuk dalam struktur utama. Contoh dari elemen non-struktural tersebut antara lain adalah partisi, plafon, dan lapisan penutup lantai yang menambah beban tetap pada struktur secara keseluruhan. Berat komponen gedung yang diperhitungkan sebagai beban mati tambahan dalam penelitian ini disajikan pada **Tabel 2.12** berikut:

Tabel 2.12 Berat Komponen Gedung (Beban Mati Tambahan)

Komponen Gedung	Berat (kg/m ²)
Adukan, per cm tebal: dari semen	21
Adukan, per cm tebal: dari kapur, semen merah atau tras	17
Aspal, termasuk bahan-bahan mineral penambah, per cm tebal	14
Dinding pasangan bata merah: satu batu	450
Dinding pasangan bata merah: setengah batu	250
Dinding pasangan batako berlubang: tebal dinding 20 cm (HB 20)	200
Dinding pasangan batako berlubang: tebal dinding 10 cm (HB 10)	120
Dinding pasangan batako tanpa lubang: tebal dinding 15 cm	300
Dinding pasangan batako tanpa lubang: tebal dinding 10 cm	200
Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk-rusuknya, tanpa penggantung langit-langit atau pengaku), terdiri dari semen asbes (eternit dan bahan lain sejenis), dengan tebal maksimum 4 mm	11
Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk-rusuknya, tanpa penggantung langit-langit atau pengaku), terdiri dari kaca, dengan tebal 3–4 mm	10

Komponen Gedung	Berat (kg/m ²)
Lantai kayu sederhana dengan balok kayu, tanpa langit-langit dengan bentang maksimum 5 m dan untuk beban hidup maksimum 200 kg/m ²	40
Penggantung langit-langit (dari kayu), dengan bentang maksimum 5 m dan jarak s.k.s. minimum 0,80 m	7
Penutup atap genting dengan reng dan usuk/kaso per m ² bidang atap	50
Penutup atap sirap dengan reng dan usuk/kaso per m ² bidang atap	40
Penutup atap seng gelombang (BWG 24) tanpa gording	10
Penutup lantai dari ubin semen portland, teraso dan beton, tanpa adukan, per cm tebal	24
Semen asbes gelombang (tebal 5 mm)	11

Sumber: PPURG-1987

2.6.3 Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727-2020 beban hidup adalah beban yang bekerja pada struktur bangunan yang dihasilkan dari aktivitas yang terjadi dalam bangunan, tidak termasuk beban hujan, angin, gempa, banjir, dan beban mati. Beban hidup bisa disimpulkan sebagai berat yang diakibatkan oleh fungsi penggunaan bangunan.

Nilai beban hidup minimum lantai berdasarkan fungsi ruang yang digunakan dalam penelitian ini disajikan pada **Tabel 2.13** berikut:

Tabel 2.13 Beban Hidup Minimum Lantai Berdasarkan Fungsi Ruang

Fungsi	Beban Hidup (kg/m ²)
Lantai dan tangga rumah tinggal, kecuali yang disebut dalam poin berikutnya	200

Fungsi	Beban Hidup (kg/m²)
Lantai dan tangga rumah tinggal sederhana dan gudang-gudang tidak penting yang bukan untuk toko, pabrik atau bengkel	125
Lantai sekolah, ruang kuliah, kantor, toko, toserba, restoran, hotel, asrama dan rumah sakit	250
Lantai ruang olah raga	400
Lantai ruang dansa	500
Lantai dan balkon-balkon dalam dari ruang-ruang untuk pertemuan selain yang telah disebutkan sebelumnya, seperti mesjid, gereja, ruang pagelaran, ruang rapat, bioskop dan panggung penonton dengan tempat duduk tetap	400
Panggung penonton dengan tempat duduk tidak tetap atau untuk penonton yang berdiri	500
Tangga, bordes tangga dan gang dari ruang sekolah, ruang kuliah, kantor, toko, toserba, restoran, hotel, asrama dan rumah sakit	300
Tangga, bordes tangga dan gang dari ruang olah raga, ruang dansa, ruang pertemuan, dan panggung penonton	500
Lantai ruang pelengkap dari ruang sekolah, ruang kuliah, kantor, toko, toserba, restoran, hotel, asrama, rumah sakit, ruang olah raga, ruang dansa, ruang pertemuan dan panggung penonton	250
Lantai untuk pabrik, bengkel, gudang, perpustakaan, ruang arsip, toko buku, toko besi, ruang alat-alat dan ruang mesin, harus direncanakan terhadap beban hidup yang ditentukan tersendiri, dengan minimum	400
Lantai gedung parkir bertingkat – untuk lantai bawah	800
Lantai gedung parkir bertingkat – untuk lantai tingkat lainnya	400
Balkon-balkon yang menjorok bebas keluar harus direncanakan terhadap beban hidup dari lantai ruang yang berbatasan, dengan minimum	300

Sumber: SNI 1727-2020

Koefisien reduksi beban hidup sebagaimana diatur dalam SNI 1727-2020 disajikan pada **Tabel 2.14** berikut:

Tabel 2.14 Koefisien Reduksi Beban Hidup

Penggunaan Gedung	Koefisien	
	Perencanaan Portal	Peninjauan Gempa
Perumahan/Penghunian:		
- Rumah tinggal	0,75	0,30
- Hotel		
- Rumah sakit		
Pendidikan:		
- Sekolah	0,90	0,50
- Ruang kuliah		
Kantor:		
- Kantor	0,60	0,30
- Bank		
Perdagangan:		
- Toko	0,80	0,80
- Toserba		
- Pasar		
Penyimpanan:		
- Gudang	0,80	0,80
- Perpustakaan		
- Ruang arsip		
Industri:		
- Pabrik	1,00	0,90
- Bengkel		
Tempat Kendaraan:		
- Garasi	0,90	0,50
- Gedung parkir		
Gang & Tangga:		
- Perumahan/penghunian	0,75	0,30
- Pendidikan, kantor	0,75	0,50
- Pertemuan umum, perdagangan, penyimpanan, industri, tempat kendaraan	0,75	0,50

Sumber: SNI 1727-2020

Beban hidup merata, beban terpusat, dan ketentuan reduksi per kategori hunian berdasarkan SNI 1727-2020 disajikan pada **Tabel 2.15** berikut:

Tabel 2.15 Beban Hidup Merata, Terpusat, dan Ketentuan Reduksi

Hunian atau penggunaan	Merata, L psf (kN/m ²)	Reduksi beban hidup diizinkan (No. Pasal)	Reduksi beban hidup berlantai banyak diizinkan (No. Pasal)	Terpusat lb (kN)	Juga Lihat Pasal
Rumah tinggal					
Hunian satu dan dua keluarga					
Loteng yang tidak dapat dihuni tanpa gudang	10 (0,48)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		4.12.1
Loteng yang tidak dapat dihuni dengan gudang	(0,96)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		4.12.2
Loteng yang dapat dihuni dan ruang tidur	30(1,44)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Semua ruang kecuali tangga	(1,92)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Semua hunian rumah tinggal lainnya					
Ruang pribadi dan koridornya	40 (1,92)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Ruang publik	0(4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Koridor ruang publik	100 (4.79)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Atap					
Atap datar, berbubung, dan lengkung	20 (0.96)	Ya (4.8.2)	-		4.8.1
Atap yang digunakan penghuni	Sama dengan penggunaan yang dilayani	Ya (4.8.3)	-		
Atap untuk tempat berkumpul	100 (4,70)	Ya (4.8.3)	-		

Hunian atau penggunaan	Merata, L psf (kN/m ²)	Reduksi beban hidup diizinkan (No. Pasal)	Reduksi beban hidup berlantai banyak diizinkan (No. Pasal)	Terpusat lb (kN)	Juga Lihat Pasal
Atap vegetatif dan atap lansekap					
Atap bukan untuk hunian	20 (0.96)	Ya (4.8.2)	-		
Atap untuk tempat berkumpul	100 (4.79)	Ya (4.8.3)	-		
Atap untuk penggunaan lainnya	Sama dengan penggunaan yang dilayani	Ya (4.8.3)	-		
Awning dan kanopi					
Atap konstruksi fabric yang didukung oleh struktur rangka kaku ringan	5 (0.24)	Tidak (4.8.2)	-		
Rangka penumpu layar penutup	5 (0.24) berdasarkan area tributari dari atap yang didukung oleh komponen struktur rangka	Tidak (4.8.2)	-	200 (0.89)	
Semua konstruksi lainnya	20 (0.96)	Ya (4.8.2)			4.8.1
Komponen struktur atap utama, yang terhubung langsung dengan pekerjaan lantai tempat bekerja					
Titik panel tunggal dari kord				2000 (8,90)	

Hunian atau penggunaan	Merata, L psf (kN/m ²)	Reduksi beban hidup diizinkan (No. Pasal)	Reduksi beban hidup berlantai banyak diizinkan (No. Pasal)	Terpusat lb (kN)	Juga Lihat Pasal
bawah rangka batang atap atau suatu titik sepanjang komponen struktur utama pendukung atap diatas pabrik, gudang penyimpanan dan pekerjanya dan garasi bengkel		-	-	300 (1,33)	
Semua komponen struktur atap utama lainnya		.	.	300 (1,33)	
Semua permukaan atap dengan beban pekerja pemeliharaan					

Sumber: SNI 1727-2020 Tabel 4.3-1

2.6.4 Beban Angin

Dalam PPURG-1987, Beban angin merupakan semua beban yang bekerja disebabkan adanya tekanan positif yang menuju bidang tekan dan tekanan negatif/isapan yang menghisap bidang hisap. Beban yang bekerja bersifat tegak lurus terhadap muka bidang.

Berdasarkan SNI 1727-2020 Pasal 26.1.2.1, pemilihan Sistem Penahan Gaya Angin Utama (SPGAU) dipengaruhi oleh ketinggian bangunan dan jenis struktur bangunannya. Beban angin ditinjau dan diperhitungkan dengan beberapa parameter yang termuat dalam SNI 1727-2020 Pasal 26 sebagai berikut:

1. Kecepatan angin dasar (V)

Kecepatan angin yang digunakan sebagai dasar penentuan beban angin desain pada bangunan gedung dan struktur lainnya diperoleh dari hasil analisis probabilistik berbasis periode ulang (*return period*) tertentu. Berdasarkan SNI 1727-2020 yang

mengadopsi ASCE 7-16, periode ulang kecepatan angin dasar ditentukan berdasarkan kategori risiko bangunan, sebagaimana disajikan pada **Tabel 2.16** berikut:

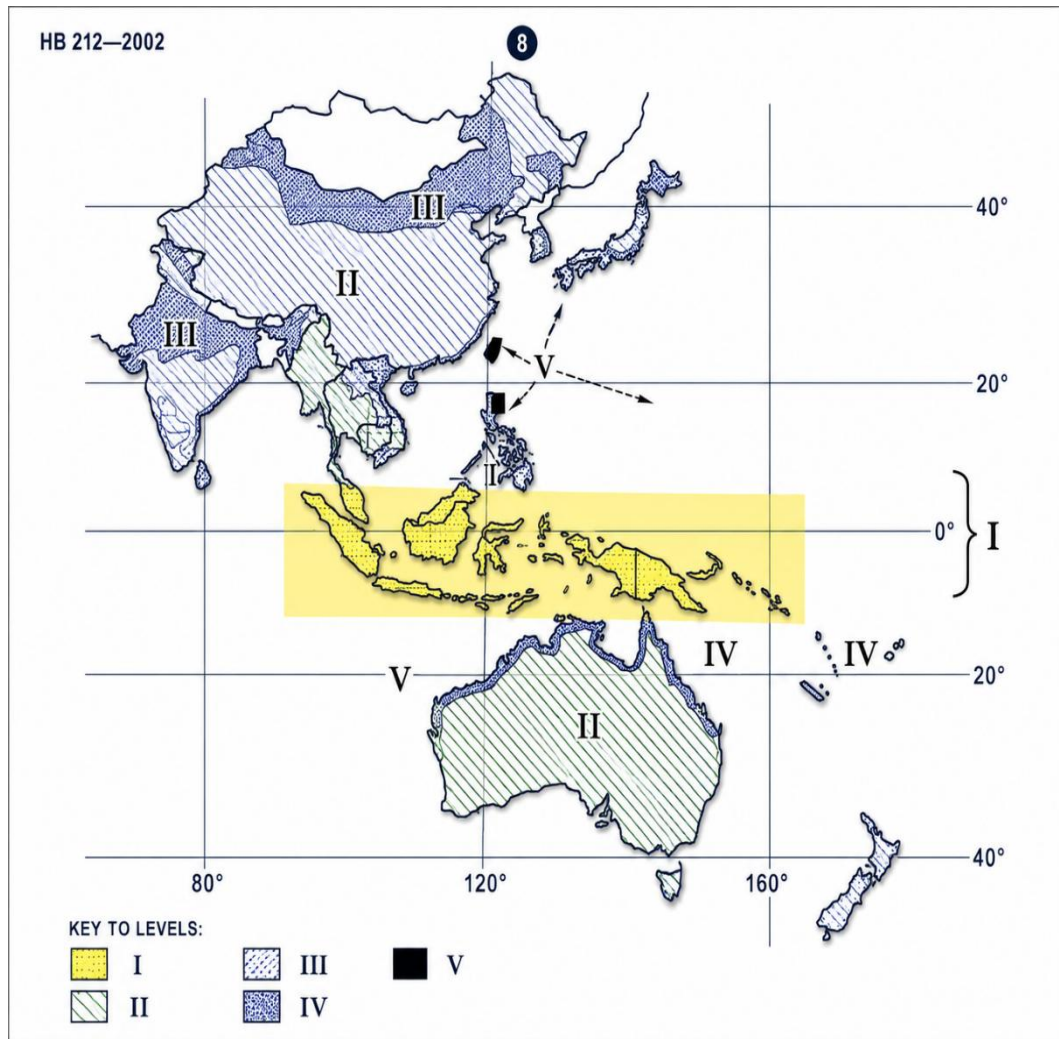
Tabel 2.16 Periode Ulang Kecepatan Angin Dasar

Kategori Risiko	Periode Ulang (tahun)
I	300
II	700
III	1700
IV	3000

Sumber: SNI 1727-2020

Peta angin dasar untuk wilayah Indonesia yang sesuai dengan skema periode ulang sebagaimana tercantum pada Tabel 2.16 hingga saat ini belum tersedia. Kondisi tersebut menyebabkan perencanaan beban angin di Indonesia masih memerlukan referensi tambahan sebagai dasar penentuan kecepatan angin rencana. Oleh karena itu, penelitian ini menggunakan acuan normatif sementara berupa peta dan formula kecepatan angin yang terdapat dalam HB 212-2002: Design Wind Speeds for the Asia-Pacific Region yang diterbitkan oleh Standards Australia. Dokumen tersebut menyajikan informasi mengenai distribusi kecepatan angin dasar pada berbagai negara di kawasan Asia-Pasifik, termasuk Indonesia. Selain itu, HB 212-2002 juga menyediakan pendekatan perhitungan yang mempertimbangkan periode ulang kejadian angin. Dengan demikian, analisis beban angin dalam penelitian ini tetap dapat dilakukan secara sistematis dan sesuai dengan acuan teknis yang tersedia.

Adapun gambar peta angin HB 212-2002 yang ditunjukkan pada **Gambar 2.3** berikut:



Gambar 2.3 Peta Angin
Sumber: HB 212-2002

Berdasarkan klasifikasi dalam HB 212-2002, wilayah Indonesia termasuk ke dalam kategori Handbook Level I. Klasifikasi wilayah Indonesia dalam Handbook Level I beserta karakteristik anginnya dapat dilihat pada **Gambar 2.3**.

Adapun tabel rekapitulasi rumus kecepatan angin dasar yang ditunjukkan pada **Tabel 2.17** sebagai berikut:

Tabel 2.17 Kecepatan Angin Dasar, V (m/s) Wilayah Asia-Pasifik

Level Daerah	Deskripsi	Persamaan VR	V60	V500
I	Badai petir yang kuat dan angin muson	$70 - 56R^{-0.1}$	32	40
II	Badai petir dengan intensitas sedang dan angin kencang ekstra tropis	$67 - 41R^{-0.1}$	39	45
III	Badai petir hebat dan topan sedang	$106 - 92R^{-0.1}$	44	57
IV	Topan dan siklon tropis yang kuat	$122 - 104R^{-0.1}$	52	66
V	Topan dan siklon tropis yang sangat kuat	$156 - 142R^{-0.1}$	60	80

Sumber: HB 212-2002

2. Faktor arah angin (Kd)

Berdasarkan SNI 1727-2020 Tabel 26.6.1, faktor arah angin (Kd) dipengaruhi oleh tipe struktur, bentuk atap, jenis dinding, serta bentuk bangunannya. Semakin rumit bentuk suatu bangunan (asimetris), maka faktor arah anginnya akan semakin besar. Berikut merupakan faktor arah angin (Kd) ditunjukkan pada **Tabel 2.18** berikut:

Tabel 2.18 Faktor Arah Angin (Kd) Berdasarkan Tipe Struktur

Tipe Struktur	Faktor Arah Angin (Kd)
Bangunan Gedung	
Sistem Penahan Gaya Angin Utama (SPGAU)	0,85
Komponen dan Klading (K&K)	0,85

Atap lengkung	0,85
Kubah berbentuk bundar	1,0 ^a
Cerobong, tangki, dan struktur serupa	
Persegi	0,90
Segi enam	0,95
Segi delapan	1,0 ^a
Bundar	1,0 ^a
Dinding solid yang berdiri bebas, peralatan bagian atap, dan panel petunjuk solid yang berdiri bebas serta panel petunjuk terikat	0,85
Panel petunjuk terbuka dan rangka terbuka bidang tunggal	0,85
Rangka batang menara	
Segitiga, persegi, atau persegi panjang	0,85
Semua penampang lainnya	0,95

Sumber: SNI 1727-2020 Tabel 26.6.1

3. Kategori eksposur

Berikut ini adalah kategori kekasaran permukaan dan kategori eksposur yang diatur dalam SNI 1727-2020 Pasal 26.7.2 dan Pasal 26.7.3 disajikan pada **Tabel 2.19** berikut:

Tabel 2.19 Kategori Kekasaran Permukaan Tanah

Jenis Kekasaran Permukaan	Keterangan
B	Daerah perkotaan atau pinggiran kota, daerah berhutan, atau daerah lain dengan penghalang berjarak dekat. Seperti: pemukiman penduduk.
C	Dataran terbuka atau padang rumput dengan ketinggian bangunan kurang dari 30 ft atau 9.1 meter.
D	Hampan lumpur halus

Sumber: SNI 1727-2020 Pasal 26.7.2–26.7.3

4. Faktor topografi (Kzt)

Berdasarkan SNI 1727-2020 Pasal 26.8.2, efek peningkatan kecepatan angin (Kzt) harus diperhitungkan yang didesain dengan rumus 5 berikut ini.

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2 \quad (5)$$

Apabila kondisi situs dan lokasi bangunan tidak terdapat perbukitan atau tebing yang curam sehingga tidak memenuhi kondisi syarat dalam SNI 1727 2020 pasal 26.8.1, maka **Kzt = 1,0**.

5. Faktor elevasi permukaan tanah (Ke)

Menurut SNI 1727-2020 Pasal 26.9 Faktor elevasi permukaan tanah untuk menyesuaikan densitas udara, Ke, harus ditentukan sesuai dengan Tabel 26.9.1. Akan tetapi, untuk semua elevasi, boleh diambil nilai **Ke = 1,0**. Nilai faktor elevasi permukaan tanah (Ke) berdasarkan SNI 1727-2020 Tabel 26.9.1 disajikan pada **Tabel 2.20** berikut:

Tabel 2.20 Faktor Elevasi Permukaan Tanah (Ke)

Elevasi Tanah Di Atas Permukaan Laut (m)	Faktor Elevasi Permukaan Tanah (Ke)
< 0	Lihat catatan 2
0	1,00
305	0,96
610	0,93
914	0,90
1.219	0,86
1.524	0,83
1.829	0,80
> 1.829	Lihat catatan 2

Sumber: SNI 1727-2020 Tabel 26.9.1

6. Koefisien eksposur tekanan kecepatan (Kz)

Koefisien eksposur tekanan kecepatan (Kz) disajikan pada **Tabel 2.21** berikut:

Tabel 2.21 Koefisien Eksposur Tekanan Kecepatan (Kz)

Ketinggian di atas permukaan tanah	Eksposur			
	m	B	C	D
0 – 4,6		0,57 (0,70) ^a	0,85	1,03
6,1		0,62 (0,70) ^a	0,90	1,08
7,6		0,66 (0,70) ^a	0,94	1,12
9,1		0,70	0,98	1,16
12,2		0,76	1,04	1,12
15,2		0,81	1,09	1,27
18,0		0,85	1,13	1,31
21,3		0,89	1,17	1,34
24,4		0,93	1,21	1,38
27,4		0,96	1,24	1,40
30,5		0,99	1,26	1,43
36,6		1,04	1,31	1,48
42,7		1,09	1,36	1,52
48,8		1,13	1,39	1,55
54,9		1,17	1,43	1,58
61,0		1,20	1,46	1,61
76,2		1,28	1,53	1,68
91,4		1,35	1,59	1,73
106,7		1,41	1,64	1,78
121,9		1,47	1,69	1,82
137,2		1,52	1,73	1,86
152,4		1,56	1,77	1,89

Sumber: SNI 1727-2020 Pasal 26.10.1

7. Tekanan kecepatan velositas (q_z)

Nilai tekanan velositas berdasarkan SNI 1727-2020 pasal 26.10.2 yaitu pada rumus 6 berikut:

$$q_z = 0,613.K_z.K_{zt}.K_d.V^2 \quad (6)$$

Berdasarkan Pasal 27.1.5 nilai beban angin tidak diperbolehkan $< 0,77 \text{ kN/m}^2$ ($q_z > 0,77 \text{ kN/m}^2$).

8. Faktor pengaruh hembusan angin

Faktor pengaruh hembusan angin (G) pada bangunan gedung dan struktur lain diperhitungkan sebesar 0.85.

9. Koefisien tekanan internal (G_{Cpi})

Koefisien tekanan eksternal dinding (G_{Cpi}) diperhitungkan berdasarkan SNI 1727-2020 Gambar 27.3-1, serta perlu adanya tinjauan arah datang dan pergi angin. Nilai koefisien tekanan eksternal dinding (G_{Cpi}) disajikan pada **Tabel 2.22** berikut:

Tabel 2.22 Koefisien Tekanan Internal (G_{Cpi})

Klasifikasi Ketertutupan	Tekanan Internal	G_{Cpi}
Bangunan Tertutup	Sedang	-0.18
		-0.18
Bangunan Tertutup Sebagian	Tinggi	-0.55
		-0.55
Bangunan Terbuka Sebagian	Sedang	-0.18
		-0.18
Bangunan Terbuka	Diabaikan	0.00

Sumber: SNI 1727-2020 Pasal 26.13.1

10. Koefisien Tekanan Eksternal (Cp)

Koefisien tekanan eksternal dinding (Cp) diperhitungkan dengan ketentuan pada SNI 1727-2020, serta perlu tinjauan berdasarkan arah datang dan pergi angin. Nilai koefisien tekanan eksternal dinding (Cp) berdasarkan SNI 1727-2020 untuk berbagai rasio L/B disajikan pada **Tabel 2.23** berikut:

Tabel 2.23 Koefisien Tekanan Eksternal Dinding (Cp)

Permukaan	L/B	Cp
Dinding di sisi angin datang	Seluruh nilai	0,8
Dinding di sisi angin pergi	0 – 1	–0,5
Dinding di sisi angin pergi	2	–0,3
Dinding di sisi angin pergi	≥ 4	–0,2
Dinding tepi	Seluruh nilai	–0,7

Sumber: SNI 1727-2020

11. Tekanan angin (p) pada permukaan Gedung

Berdasarkan SNI 1727-2020 pasal 27.3.1 tercantum bahwa tekanan angin (p) harus ditentukan dengan rumus 7 berikut:

$$p = q \cdot G \cdot C_p - q_i (GC_{pi}) \quad (7)$$

2.6.5 Beban Gempa

Beban Gempa merupakan beban statik ekuivalen yang bekerja pada bangunan atau bagian bangunan yang dipengaruhi gerakan tanah akibat gempa.

Untuk mengetahui bagaimana gempa mempengaruhi struktur bangunan, analisis dinamik diperlukan. Analisis dinamik memperhitungkan beban gempa yang disebabkan oleh gempa dan gerakan tanah yang disebabkan oleh gempa berdasarkan SNI 1726-2019.

1. Klasifikasi Situs

Klasifikasi kelas situs tanah sebagaimana diatur dalam SNI 1726-2019 Pasal 5.3 disajikan pada **Tabel 2.24** berikut:

Tabel 2.24 Klasifikasi Kelas Situs Tanah

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

Sumber: SNI 1726-2019

2. Kategori Risiko Bangunan Gedung

Menurut SNI 1726-2019 Pasal 4.1.2, faktor fungsional bangunan mempengaruhi dalam penentuan kategori risiko struktur bangunan terhadap beban gempa. Semakin banyak manusia melibatkan manusia pada sebuah bangunan, maka kategori risiko bangunan terhadap beban gempa akan semakin tinggi. Berikut merupakan kategori risiko bangunan terhadap beban gempa menurut SNI 1726-2019 ditunjukkan pada **Tabel 2.25** berikut:

Tabel 2.25 Kategori Risiko Bangunan Berdasarkan Jenis Pemanfaatan

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:	
- Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan	I
- Fasilitas sementara	
- Gudang penyimpanan	
- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:	II
- Perumahan	
- Rumah toko dan rumah kantor	
- Pasar	
- Gedung perkantoran	
- Gedung apartemen/ rumah susun	
- Pusat perbelanjaan/ mal	
- Bangunan industri	
- Fasilitas manufaktur	
- Pabrik	

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo	III
Gedung dan non gedung, tidak termasuk ke dalam 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: - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi	
Gedung dan non gedung 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 mana jumlah kandungannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, sertagarasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat.	IV
Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	
<i>Sumber: SNI 1726-2019 Pasal 4.1.2</i>	

3. Faktor Keutamaan Gempa

Dalam analisis struktur bangunan Gedung atau non gedung, faktor risiko terhadap beban gempa perlu diperhitungkan sesuai dengan syarat. Semakin berisiko

bangunan tersebut untuk gagal, maka semakin rentan memakan banyak korban jiwa. Apabila terjadi kegagalan struktur maka dari faktor ekonomi dan kehidupan manusia disekitar bangunan pun akan terganggu. Menurut SNI 1726-2019 Pasal 4.1.2, untuk semua kategori risiko struktur terhadap beban gempa, pengaruh gempa rencana dapat diperhitungkan dengan dikalikannya suatu faktor keutamaan gempa (I_e). Nilai faktor keutamaan gempa (I_e) untuk setiap kategori risiko sebagaimana ditetapkan dalam SNI 1726-2019 disajikan pada **Tabel 2.26** berikut:

Tabel 2.26 Faktor Keutamaan Gempa (I_e)

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

Sumber: SNI 1726-2019

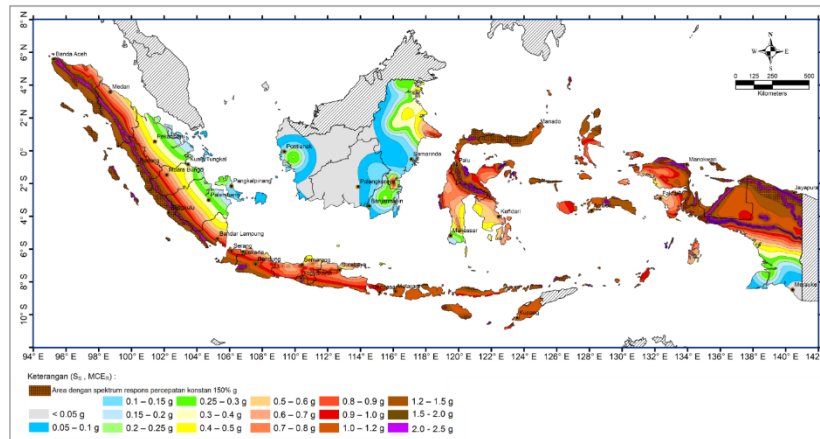
4. Parameter Respons Spektra percepatan gempa maksimum (MCE_R)

Dalam SNI 1726-2019 Pasal 6.2, setelah mengkategorikan risiko struktur dan faktor keutamaan gempa pada suatu bangunan, selanjutnya yaitu memperhitungkan nilai parameter percepatan batuan dasar pada periode pendek 0.2 detik (S_s) dan nilai parameter percepatan batuan dasar pada periode panjang 1 detik (S_1). Hal tersebut merupakan dasar acuan dalam mengkategorikan kelas situs tanah letak suatu struktur berada.

Klasifikasi situs tanah ditentukan berdasarkan parameter geoteknik, seperti nilai kecepatan gelombang geser rata-rata V_{s30} , nilai rata-rata pukulan penetrasi standar (SPT), atau kuat geser niralir tanah. Berdasarkan parameter tersebut, kondisi tanah kemudian dikelompokkan ke dalam kelas situs tertentu, mulai dari batuan keras hingga tanah lunak. Setiap kelas situs memiliki pengaruh yang berbeda terhadap amplifikasi gelombang gempa yang diterima oleh struktur. Oleh karena itu, penentuan kelas situs yang tepat menjadi tahapan penting karena akan

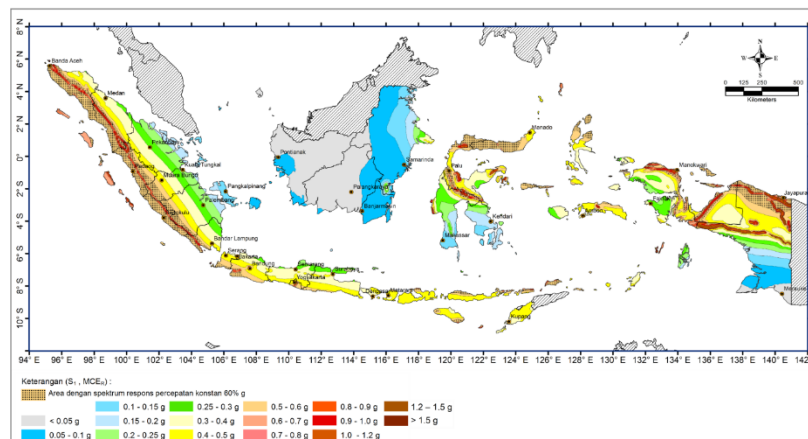
memengaruhi besarnya parameter respons spektral desain dan gaya gempa rencana yang digunakan dalam analisis struktur.

Sebaran nilai parameter percepatan gempa S_s di seluruh wilayah Indonesia berdasarkan SNI 1726-2019 ditunjukkan pada **Gambar 2.4** berikut:



Gambar 2.4 Peta Parameter Gerak Tanah S_s - Percepatan Gempa MCER Wilayah Indonesia untuk Spektrum Respons 0,2 Detik
Sumber: SNI 1726-2019

Sebaran nilai parameter percepatan gempa S_1 di seluruh wilayah Indonesia berdasarkan SNI 1726-2019 ditunjukkan pada **Gambar 2.5** berikut:



Gambar 2.5 Peta Parameter Gerak Tanah S_1 - Percepatan Gempa MCER Wilayah Indonesia untuk Spektrum Respons 1 Detik
Sumber: SNI 1726-2019

5. Faktor Amplifikasi Getaran F_a dan F_v Nilai F_a dan F_v

Setelah nilai S_s dan S_1 didapat dan menurut peta gempa di Indonesia, maka parameter respons spektrum percepatan gempa maksimum MCE_R dapat diperhitungkan dengan hasil perkalian antara parameter percepatan batuan dengan faktor amplifikasi. Faktor amplifikasi tersebut yaitu faktor getaran percepatan untuk periode pendek 0.2 detik (F_a) dan periode panjang 1 detik (F_v).

Adapun nilai koefisien untuk F_a disajikan pada **Tabel 2.27** berikut:

Tabel 2.27 Faktor Amplifikasi Situs (F_a) Berdasarkan Kelas Situs dan S_s

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s \leq 0,5$	$S_s \leq 0,75$	$S_s \leq 1,0$	$S_s \leq 1,25$	$S_s \leq 1,5$
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	1,0	0,8
SF	$S_s^{(\alpha)}$					

Sumber: SNI 1726-2019 Tabel 6

Adapun nilai koefisien untuk F_v disajikan pada **Tabel 2.28** berikut:

Tabel 2.28 Faktor Amplifikasi Situs (F_v) Berdasarkan Kelas Situs dan S_1

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,25$	$S_1 \leq 0,5$	$S_1 \leq 0,75$	$S_1 \leq 1,0$	$S_1 \leq 1,25$	$S_1 \leq 1,5$
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	1,5	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	$S_1^{(\alpha)}$					

Sumber: SNI 1726-2019 Tabel 7

Parameter respons spektra percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, ditentukan dengan rumus 8 berikut:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (8)$$

6. Parameter Percepatan Spektrum Desain

Dalam menentukan parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek S_{DS} dan periode 1 detik S_{D1} sesuai dengan SNI 1726-2019 pasal 6.3. Nilai S_{DS} dan S_{D1} diperhitungkan melalui rumus 9 dan rumus 10 berikut:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} \quad (9)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} \quad (10)$$

Keterangan:

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

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

7. Spektrum Respons Desain

Menurut SNI 1726 -2019, respons spektrum percepatan gempa yaitu kurva spektrum dalam bentuk grafik, dengan sumbu absis yaitu periode getar struktur (T) dan sumbu ordinatnya merupakan percepatan maksimum gempa atau *spectral acceleration* (S_a).

Dalam perhitungkan nilai *spectral acceleration* (S_a) dalam SNI 1726-2019 yaitu dengan beberapa aturan dan persamaan sebagai berikut:

- Apabila periode T bernilai lebih kecil dari T_0 ($T < T_0$), maka dirumuskan sebagai berikut :

$$S_a = SDS \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right).$$

- Apabila periode $T_0 < T < T_S$, nilai S_a sama dengan SDS .

- Apabila periode $T > T_S$, maka persamaannya adalah: $S_a = \frac{SD1}{T}$

d. Apabila periode $T > T_L$, maka persamaannya adalah: $S_a = \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2}$

Keterangan:

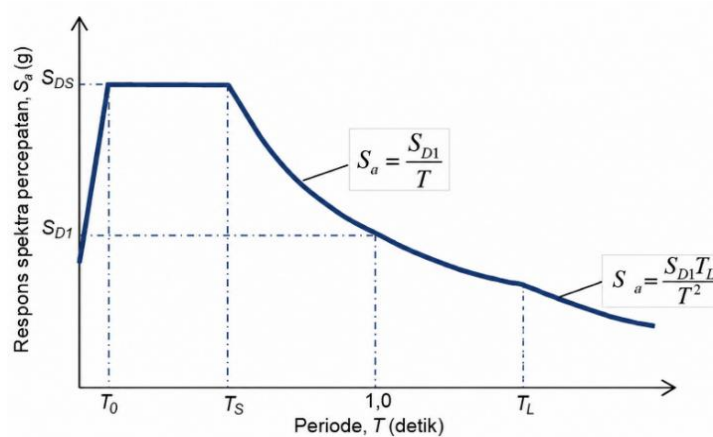
T = periode getar fundamental struktur

T_L = peta transisi periode panjang Indonesia

T_0 = $0.2 \frac{S_{D1}}{S_{D5}}$

T_5 = $\frac{S_{D1}}{S_{D5}}$

Adapun grafik fungsi dari kurva spektrum respons desain seismik yang ditunjukkan pada **Gambar 2.6** berikut:



Gambar 2.6 Kurva Spektrum Respons Desain Seismik

Sumber: SNI 1726-2019 Gambar 3

8. Kategori Desain Seismik

Berdasarkan SNI 1726-2019 Pasal 6.5 tentang Kategori Desain Seismik, perencanaan struktur bangunan tahan gempa mengharuskan penentuan kategori desain seismik untuk bangunan gedung maupun non-gedung. Penentuan ini mempertimbangkan kategori risiko bangunan dan parameter respons spektrum percepatan gempa yang berlaku. Penetapan kategori desain seismik ini memiliki tujuan penting yaitu untuk menentukan sistem rangka pemikul momen yang tepat digunakan pada struktur tersebut. Sistem ini berperan dalam merespons berbagai beban yang bekerja pada struktur, terutama beban lateral yang disebabkan oleh

gempa bumi. Penetapan KDS berdasarkan nilai S_{DS} untuk setiap kategori risiko disajikan pada **Tabel 2.29** berikut:

Tabel 2.29 Kategori Desain Seismik (KDS) Berdasarkan Nilai S_{DS}

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

Sumber: SNI 1726-2019 Pasal 6.5

Penetapan KDS berdasarkan nilai S_{DI} untuk setiap kombinasi kategori risiko disajikan pada **Tabel 2.30** berikut:

Tabel 2.30 Kategori Desain Seismik (KDS) Berdasarkan Nilai S_{DI}

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

Sumber: SNI 1726-2019 Pasal 6.5

9. Sistem Rangka Pemikul Momen

Sistem rangka pemikul momen adalah metode perencanaan bangunan gedung bertingkat tinggi dengan perhitungan risiko kegempaan yang terbagi berdasarkan kategori desain seismik lokasi perencanaan bangunan gedung. Sistem rangka pemikul momen biasa (SRPMB) adalah system rangka yang diimplementasikan pada bangunan yang berada di daerah risiko kegempaan yang rendah atau dengan kategori desain seismik A dan B. Sistem rangka pemikul momen menengah (SRPMM) adalah sistem rangka yang diterapkan pada bangunan yang berada di daerah risiko kegempaan tingkat sedang atau dengan kategori desain seismik C.

Sementara itu, sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) adalah sistem rangka yang didesain pada struktur bangunan yang beradadi daerah dengan tingkat risiko kegempaan yang tinggi atau dengan kategori desain seismik D, E, dan F sebagaimana ditunjukkan pada **Tabel 2.31** berikut:

Tabel 2.31 Sistem Rangka Pemikul Momen Berdasarkan Kategori Desain Seismik

Kategori Desain Seismik		
A dan B	C	D, E, dan F
SRPMB	SRPMM	SRPMK

Sumber: SNI 1726-2019

Parameter R , Ω_0 , dan C_d untuk sistem rangka pemikul momen berdasarkan SNI 1726-2019 Tabel 12 disajikan pada **Tabel 2.32** berikut:

Tabel 2.32 Sistem Pemikul Gaya Seismik - Sistem Rangka Pemikul Momen

No	Sistem Pemikul Gaya Seismik	Koefisien Modifikasi Respons, R ^a	Faktor Kuat Lebih Sistem, Ω0b	Faktor Pembesaran Defleksi, Cd	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Struktur				
					Kategori Desain Seismik				
					B	C	D	E	F
Sistem Rangka Pemikul Momen									
1	Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	
2	Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3	Rangka baja pemikul	4½	3	4	TB	TB	10*	TI*	TI*

No	Sistem Pemikul Gaya Seismik	Koefisien Modifikasi Respons, R^a	Faktor Kuat Lebih Sistem, Ω_{0b}	Faktor Pembesaran Defleksi, C_d	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Struktur				
					Kategori Desain Seismik				
					B	C	D	E	F
4	momen menengah Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI*	TI*	TI*
5	Rangka beton bertulang pemikul momen khusus*	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6	Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7	Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8	Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9	Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI

No	Sistem Pemikul Gaya Seismik	Koefisien Modifikasi Respons, R^a	Faktor Kuat Lebih Sistem, Ω_{0b}	Faktor Pembesaran Defleksi, C_d	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Struktur				
					Kategori Desain Seismik				
					B	C	D	E	F
10	Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial	6	3	$5\frac{1}{2}$	48	48	30	TI	TI
11	Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	$2\frac{1}{2}$	TB	TI	TI	TI	TI
12	Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembuatan*	$3\frac{1}{2}$	3°	3°	10	10	10	10	10

Sumber: SNI 1726-2019 Tabel 12

10. Periode Fundamental Pendekatan (T_a)

Pendekatan periode getaran fundamental akibat guncangan gempa bumi harus diperhitungkan berdasarkan pada SNI 1726-2019 Pasal 7.8.2, serta diaplikasikan nilai periode maksimumnya dalam analisa gempa bumi.

Menentukan besar periode fundamental pendekatan (T_a) diperhitungkan dengan rumus 11 dan rumus 12 sebagai berikut:

$$T_{a_{\min}} = C_t \cdot h^n \quad (11)$$

$$T_{a_{\max}} = C_u \cdot T_{a_{\min}} \quad (12)$$

Keterangan:

- $T_{a \min}$ = Pendekatan getaran fundamental minimum
 $T_{a \max}$ = Pendekatan getaran fundamental maksimum
 C_t = Koefisien getaran fundamental
 x = Koefisien akibat getaran fundamental (C_t)
 h = Tinggi bangunan seismik

Nilai koefisien batas atas periode (C_u) berdasarkan parameter S_{D1} sebagaimana diatur dalam SNI 1726-2019 Tabel 17 disajikan pada **Tabel 2.33** berikut:

Tabel 2.33 Koefisien Batas Atas Periode (C_u)

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

Nilai koefisien c_t dan eksponen x berdasarkan tipe struktur sebagaimana diatur dalam SNI 1726-2019 Tabel 18 disajikan pada **Tabel 2.34** berikut:

Tabel 2.34 Koefisien C_t dan Eksponen x Berdasarkan Tipe Struktur

Tipe Struktur	C_t	x
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan <i>bracing</i> eksentris	0,0731	0,75

Rangka baja dengan <i>bracing</i> terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Sumber: SNI 1726-2019 Tabel 18

2.6.6 Pengecekan Ketidakberaturan Struktur

Pengecekan ketidakberaturan struktur merupakan tahap wajib dalam proses perencanaan struktur tahan gempa yang harus dilakukan sebelum kombinasi pembebanan dan analisis struktur dapat ditetapkan secara final. SNI 1726-2019 Pasal 7.3.2 mewajibkan pengecekan ini karena hasilnya menentukan tiga hal yang bersifat prasyarat bagi seluruh tahapan perencanaan selanjutnya: (1) apakah metode analisis statik ekuivalen masih diizinkan atau wajib menggunakan analisis respons spektrum dinamik; (2) besaran faktor redundansi ρ yang diterapkan pada kombinasi beban gempa; dan (3) apakah diperlukan prosedur analisis tambahan seperti amplifikasi torsi aksidental dan desain elemen kolektor khusus.

SNI 1726-2019 Tabel 10 dan Tabel 11 mengklasifikasikan ketidakberaturan struktur ke dalam dua kategori utama: ketidakberaturan horizontal (H) yang berkaitan dengan distribusi properti struktur pada denah, dan ketidakberaturan vertikal (V) yang berkaitan dengan perubahan properti struktur antar tingkat. Setiap kategori memiliki beberapa sub-tipe dengan kriteria kuantitatif yang terukur dan konsekuensi prosedural yang berbeda bergantung pada Kategori Desain Seismik (KDS) bangunan.

1. Ketidakberaturan Horizontal

Ketidakberaturan horizontal berkaitan dengan distribusi massa, kekakuan, dan kekuatan yang tidak merata pada denah bangunan. Ketidakberaturan ini dapat menyebabkan respons torsi yang tidak terduga saat gempa dan mempersulit prediksi distribusi gaya dalam elemen struktural. SNI 1726-2019 Tabel 10 mendefinisikan lima tipe ketidakberaturan horizontal (H.1 hingga H.5), masing-masing dengan kriteria yang dapat diverifikasi secara kuantitatif dari output analisis perangkat lunak struktur.

a. H.1 - Ketidakberaturan Torsi

Ketidakberaturan torsi terjadi apabila simpangan lateral maksimum di salah satu sisi denah melebihi batas tertentu dari simpangan rata-rata di kedua sisi denah pada tingkat yang sama. Simpangan yang ditinjau adalah simpangan antar tingkat (*story drift*) yang dihitung setelah eksentrisitas aksidental dimasukkan ke dalam model. SNI 1726-2019 Tabel 10 membedakan dua tingkat keparahan pada rumus 13, rumus 14, dan rumus 15 sebagai berikut:

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} \leq 1,2 \rightarrow \text{Tidak terjadi ketidakberaturan torsi} \quad (13)$$

$$1,2 < \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} \leq 1,4 \rightarrow \text{H.1a (Ketidakberaturan Torsi)} \quad (14)$$

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} > 1,4 \rightarrow \text{H.1b (Ketidakberaturan Torsi Berlebihan)} \quad (15)$$

Keterangan:

Δ_{max} = simpangan antar tingkat maksimum pada salah satu sisi denah (mm)

Δ_{avg} = simpangan antar tingkat rata-rata = $(\Delta_{max} + \Delta_{min}) / 2$ (mm)

Pengecekan ketidakberaturan torsi hanya berlaku untuk struktur dengan diafragma kaku atau semi-kaku. Pada diafragma fleksibel, distribusi gaya lateral diasumsikan proporsional terhadap massa tributari masing-masing elemen vertikal sehingga torsi global tidak relevan.

Jika ketidakberaturan torsi ada (H.1a atau H.1b), eksentrisitas aksidental awal sebesar 5% dimensi bangunan tidak lagi mencukupi untuk mewakili ketidakpastian distribusi massa aktual. SNI 1726-2019 Pasal 7.8.4.3 mewajibkan penerapan faktor amplifikasi torsi aksidental A_x dihitung dengan rumus 16 sebagai berikut:

$$A_x = \left(\frac{\Delta_{max}}{1,2 \cdot \Delta_{avg}} \right)^2 \geq 1,0 \quad (16)$$

Keterangan:

A_x = faktor amplifikasi torsi aksidental (tidak berdimensi, $\geq 1,0$)

Eksentrisitas aksidental dalam model analisis kemudian diperbarui menjadi rumus 17 sebagai berikut:

$$e_x = A_x \cdot 0,05 \cdot L_x ; e_y = A_x \cdot 0,05 \cdot L_y \quad (17)$$

Keterangan:

L_x, L_y = dimensi denah bangunan arah x dan y (m)

0,05 = eksentrisitas aksidental dasar sebesar 5% dimensi bangunan (SNI 1726-2019 Pasal 7.8.4.2)

Setelah eksentrisitas diperbarui, model struktur harus dianalisis ulang untuk mendapatkan gaya dalam yang sudah memperhitungkan amplifikasi torsi. Nilai A_x dihitung per tingkat dan per arah secara terpisah, sehingga eksentrisitas yang digunakan pada setiap tingkat dapat berbeda.

b. H.2 - Ketidakberaturan Sudut Dalam

Ketidakberaturan sudut dalam (*re-entrant corner*) terjadi apabila denah bangunan memiliki cekungan sudut masuk yang cukup besar sehingga bagian-bagian denah di sisi yang berbeda dari sudut masuk tersebut cenderung bergerak secara berbeda saat gempa. Kondisi ini mengakibatkan konsentrasi tegangan pada sudut masuk dan ketidakmerataan distribusi gaya pada diafragma. Kriteria berdasarkan SNI 1726-2019 Tabel 10 yang dihitung berdasarkan rumus 18 berikut:

$$\frac{P_x}{L_x} > 0,15 \text{ dan } \frac{P_y}{L_y} > 0,15 \rightarrow \text{H.2 (Sudut Dalam)} \quad (18)$$

Keterangan:

P_x = panjang proyeksi sudut masuk arah x, dari sudut masuk ke tepi denah (m)

L_x = panjang total bangunan arah x (m)

P_y, L_y = proyeksi sudut masuk dan panjang total bangunan arah y (m)

Kedua syarat $P_x/L_x > 15\%$ dan $P_y/L_y > 15\%$ harus terpenuhi secara bersamaan untuk mengklasifikasikan sebagai ketidakberaturan H.2.

c. H.3 - Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma terjadi apabila pelat lantai sebagai diafragma horizontal memiliki bukaan yang besar atau perubahan kekakuan yang tiba-tiba, sehingga transfer gaya lateral antarelelemen vertikal menjadi tidak merata. SNI 1726-2019 Tabel 10 menetapkan dua kondisi yang masing-masing berdiri sendiri sebagai pemicu ketidakberaturan H.3 yang disahkan pada rumus 19 dan rumus 20 berikut:

$$\text{Kondisi 1. } \frac{A_{bukaan}}{A_{total}} > 0,50 \rightarrow \text{H.3} \quad (19)$$

$$\text{Kondisi 2. } b_{efektif} < 0,50 \cdot b_{total} \rightarrow \text{H.3} \quad (20)$$

Keterangan:

A_{bukaan} = luas total bukaan pada diafragma (m^2)

A_{total} = luas total diafragma termasuk bukaan (m^2)

$b_{efektif}$ = lebar efektif diafragma di daerah kritis (m)

b_{total} = lebar total diafragma (m)

d. H.4 - Ketidakberaturan Pergeseran Tegak Lurus Bidang

Ketidakberaturan H.4 terjadi apabila elemen vertikal penahan gaya lateral kolom atau dinding geser mengalami pergeseran (*offset*) dalam arah tegak lurus bidangnya antara dua tingkat yang berurutan. Misalnya, dinding geser yang posisinya bergeser secara horizontal dari satu tingkat ke tingkat berikutnya. Kondisi ini memaksa transfer gaya lateral melalui diafragma horizontal yang bekerja sebagai balok transfer, menghasilkan konsentrasi gaya yang harus didesain secara eksplisit pada elemen kolektor dan diafragma. Kriteria: terdapat atau tidaknya offset tegak lurus bidang pada elemen vertikal penahan gaya lateral.

Ketidakberaturan H.4 merupakan salah satu pemicu wajib penggunaan $\rho = 1,3$ pada KDS D, E, dan F berdasarkan SNI 1726-2019 Pasal 7.3.4.2.

e. H.5 - Ketidakberaturan Sistem Penahan Gaya Lateral Tidak Paralel

Ketidakberaturan H.5 terjadi apabila elemen-elemen sistem penahan gaya lateral tidak sejajar atau tidak simetris terhadap sumbu ortogonal utama bangunan. Kondisi ini menyebabkan respons lateral pada satu arah pembebanan memicu respons torsi pada arah tegak lurus nya, sehingga analisis 3D penuh menjadi suatu keharusan. Kriteria: terdapat atau tidaknya elemen penahan lateral yang tidak sejajar terhadap sumbu ortogonal x atau y. Rekapitulasi seluruh tipe ketidakberaturan horizontal beserta kriteria kuantitatif dan konsekuensi prosedural untuk setiap KDS disajikan pada **Tabel 2.35** berikut:

Tabel 2.35 Klasifikasi, Kriteria, dan Berlakunya Ketidakberaturan Horizontal

Tipe	Nama	Kriteria Kuantitatif	KDS B	KDS C	KDS D, E, F
H.1a	Torsi	$1,2 < \Delta_{\max}/\Delta_{\text{avg}} \leq 1,4$	-	Berlaku	Berlaku
H.1b	Torsi Berlebihan	$\Delta_{\max}/\Delta_{\text{avg}} > 1,4$	-	Berlaku	Berlaku + Ax
H.2	Sudut Dalam	$P_x/L_x > 15\%$ dan $P_y/L_y > 15\%$	-	-	Berlaku
H.3	Diskontinuitas Diafragma	$A_{\text{bukaan}}/A_{\text{total}} > 50\%$	-	-	Berlaku
H.4	Offset Tegak Lurus Bidang	Ada pergeseran elemen vertikal	Berlaku	Berlaku	Berlaku
H.5	Sistem Tidak Paralel	Elemen tidak sejajar sumbu ortogonal	Berlaku	Berlaku	Berlaku

Sumber: SNI 1726-2019 Tabel 10

2. Ketidakberaturan Vertikal

Ketidakberaturan vertikal berkaitan dengan perubahan kekakuan, kekuatan, massa, atau geometri yang tiba-tiba antara tingkat-tingkat yang berurutan. SNI 1726-2019 Tabel 11 mendefinisikan lima tipe ketidakberaturan vertikal (V.1 hingga V.5).

a. V.1 - Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*) terjadi apabila kekakuan lateral suatu tingkat secara signifikan lebih kecil dibandingkan tingkat-tingkat di atasnya. Kondisi ini menyebabkan deformasi lateral terkonsentrasi pada tingkat yang lebih lunak saat gempa, meningkatkan risiko keruntuhan pada tingkat tersebut. Kekakuan lateral tingkat ke- i dihitung sebagai rumus 21 berikut:

$$k_i = \frac{V_i}{\delta_i} \quad (21)$$

Keterangan:

k_i = kekakuan lateral tingkat ke- i (kN/m)

V_i = gaya geser tingkat ke- i (kN)

δ_i = simpangan antar tingkat ke- i (m)

SNI 1726-2019 Tabel 11 membedakan dua tingkat keparahan berdasarkan perbandingan terhadap kekakuan tingkat di atasnya atau rata-rata tiga tingkat di atasnya yang disajikan pada rumus 22 dan rumus 23 sebagai berikut:

$$k_i < 0,70 \cdot k_{\{i+1\}} \text{ ATAU } k_i < 0,80 \cdot \frac{k_{\{i+1\}} + k_{\{i+2\}} + k_{\{i+3\}}}{3} \rightarrow \text{V.1a} \quad (22)$$

$$k_i < 0,60 \cdot k_{\{i+1\}} \text{ ATAU } k_i < 0,70 \cdot \frac{k_{\{i+1\}} + k_{\{i+2\}} + k_{\{i+3\}}}{3} \rightarrow \text{V.1b} \quad (23)$$

Ketidakberaturan V.1b (tingkat lunak berlebihan) dilarang pada KDS D, E, dan F berdasarkan SNI 1726-2019 Pasal 7.3.3.1. Apabila terdeteksi pada tahap perencanaan, konfigurasi struktur wajib dimodifikasi umumnya dengan menambah elemen penahan lateral atau memperbesar dimensi elemen pada tingkat yang bersangkutan sebelum analisis dapat dilanjutkan.

b. V.2 - Ketidakberaturan Berat (Massa)

Ketidakberaturan massa terjadi apabila massa efektif seismik suatu tingkat berbeda secara signifikan dari massa tingkat-tingkat yang berdekatan. Perubahan massa yang tiba-tiba ini menyebabkan distribusi gaya inersia gempa yang tidak merata antartingkat dan dapat mempersulit validitas analisis statik ekuivalen. Kriteria berdasarkan SNI 1726-2019 Tabel 11 yang disajikan pada rumus 24 berikut:

$$m_i > 1,50 \cdot m_{\{i+1\}} \text{ atau} \quad (24)$$

$$m_i > 1,50 \cdot m_{\{i-1\}} \rightarrow \text{Ketidakberaturan Berat (V.2)}$$

Keterangan:

m_i = massa efektif seismik tingkat ke-i (kg atau ton)

$m_{i\pm 1}$ = massa efektif seismik tingkat di atas atau di bawah tingkat ke-i

Ketentuan ini tidak berlaku untuk tingkat atap yang massanya kurang dari 10% dari massa tingkat di bawahnya, karena perbedaan tersebut dianggap tidak signifikan secara seismik.

c. V.3 - Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Ketidakberaturan geometri vertikal terjadi apabila dimensi horizontal sistem penahan gaya lateral pada suatu tingkat melebihi 130% dari dimensi sistem penahan gaya lateral pada tingkat yang berdekatan. Kondisi ini umumnya terjadi pada bangunan dengan *setback* (kemunduran denah) yang signifikan di tingkat tertentu, mengakibatkan perubahan tiba-tiba pada distribusi kekakuan lateral. Kriteria:

$$L_i > 1,30 \cdot L_{\{i+1\}} \rightarrow \text{Ketidakberaturan Geometri Vertikal (V.3)} \quad (25)$$

Keterangan:

L_i = dimensi horizontal penahan gaya lateral pada tingkat ke-i (mm atau m)

$L_{(i+1)}$ = dimensi horizontal sistem penahan gaya lateral pada tingkat di atasnya

d. V.4 - Diskontinuitas Arah Bidang Elemen Penahan Gaya Lateral Vertikal

Ketidakteraturan V.4 terjadi apabila terdapat *offset* (pergeseran) dalam arah bidangnya sendiri pada elemen vertikal penahan gaya lateral antara dua tingkat yang berurutan misalnya dinding geser yang bergeser secara lateral dalam arah panjangnya dari satu tingkat ke tingkat berikutnya. Berbeda dengan H.4 yang berkaitan dengan pergeseran tegak lurus bidang, V.4 berkaitan dengan pergeseran searah bidang elemen. Kondisi ini memaksa transfer gaya melalui diafragma dan elemen kolektor, menghasilkan gaya tarik/tekan yang harus didesain secara eksplisit. Kriteria: terdapat atau tidaknya *offset* dalam arah bidang pada elemen vertikal penahan gaya lateral.

e. V.5 - Diskontinuitas dalam Kuat Lateral (Tingkat Lemah)

Ketidakteraturan tingkat lemah (*weak story*) terjadi apabila kekuatan lateral total suatu tingkat lebih kecil dari kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat diperoleh dari akumulasi kapasitas geser nominal seluruh kolom dan dinding geser pada tingkat tersebut. SNI 1726-2019 Tabel 11 membedakan dua tingkat keparahan yang disajikan pada rumus 26 dan rumus 27 berikut:

$$V_{(n,i)} < 0,80 \cdot V_{(n,i+1)} \rightarrow \text{V.5a (Tingkat Lemah)} \quad (26)$$

$$V_{(n,i)} < 0,65 \cdot V_{(n,i+1)} \rightarrow \text{V.5b (Tingkat Lemah Berlebihan)} \quad (27)$$

Keterangan:

$V(n, i)$ = kekuatan lateral nominal tingkat ke-i (kN)

$V(n, i+1)$ = kekuatan lateral nominal tingkat di atas tingkat ke-i (kN)

Rekapitulasi seluruh tipe ketidakberaturan vertikal beserta kriteria kuantitatif dan konsekuensi prosedural untuk setiap KDS disajikan pada **Tabel 2.36** berikut:

Tabel 2.36 Klasifikasi, Kriteria, dan Berlakunya Ketidakberaturan Vertikal

Tipe	Nama	Kriteria Kuantitatif	KDS B	KDS C	KDS D, E, F
V.1a	Kekakuan Tingkat Lunak	$k_i < 0,70 \cdot k_{i+1}$ atau $< 0,80 \cdot (\text{rata-3})$	-	Berlaku	Berlaku
V.1b	Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan	$k_i < 0,60 \cdot k_{i+1}$ atau $< 0,70 \cdot (\text{rata-3})$	-	Berlaku	Dilarang
V.2	Berat (Massa)	$m_i > 1,50 \cdot m_{i+1}$	-	Berlaku	Berlaku
V.3	Geometri Vertikal	$L_i > 1,30 \cdot L_{i+1}$	-	-	Berlaku
V.4	Diskontinuitas Arah Bidang	Ada <i>offset</i> searah bidang elemen	Berlaku	Berlaku	Berlaku
V.5a	Tingkat Lemah	$V_{n,i} < 0,80 \cdot V_{n,i+1}$	-	Berlaku	Berlaku
V.5b	Tingkat Lemah Berlebihan	$V_{n,i} < 0,65 \cdot V_{n,i+1}$	-	Berlaku	Dilarang

Sumber: SNI 1726-2019 Tabel 11

3. Faktor Redundansi ρ

Faktor redundansi ρ adalah pengali yang diterapkan pada komponen gaya gempa horizontal pada kombinasi beban terfaktor untuk memperhitungkan tingkat redundansi sistem penahan gaya lateral. Struktur dengan redundansi tinggi yaitu yang memiliki banyak jalur beban alternatif akan tetap berfungsi meskipun satu elemen mengalami kerusakan, sehingga lebih aman dan layak mendapat $\rho = 1,0$. Sebaliknya, struktur dengan redundansi rendah memiliki konsekuensi kegagalan yang lebih berat dan dikenai $\rho = 1,3$ sebagai penalti.

Berdasarkan SNI 1726-2019 Pasal 7.3.4, untuk Kategori Desain Seismik D, E, dan F, nilai $\rho = 1,0$ hanya dapat digunakan apabila struktur memenuhi salah satu dari dua kondisi berikut:

- (1) Kondisi 1: Setiap tingkat memiliki ≥ 2 bentang penahan momen di tiap sisi bangunan pada arah yang ditinjau (KR.1)
- (2) Kondisi 2: Penghapusan sembarang satu elemen penahan lateral tidak menyebabkan penurunan kekuatan tingkat $> 33\%$ dan tidak menyebabkan ketidakberaturan torsi berlebihan (H.1b) (KR.2)

Apabila kedua kondisi di atas tidak terpenuhi, nilai $\rho = 1,3$ wajib digunakan.

Tabel 2.37 berikut merangkum ketentuan penetapan ρ :

Tabel 2.37 Ketentuan Penetapan Faktor Redundansi ρ		
KDS	Kondisi Struktur	Nilai ρ
A dan B	Semua kondisi	1,0
C	Semua kondisi	1,0 atau 1,3 (tergantung tipe ketidakberaturan)
D, E, F	Memenuhi Kondisi 1 atau Kondisi 2 (Pasal 7.3.4.2)	1,0
D, E, F	Tidak memenuhi Kondisi 1 maupun Kondisi 2	1,3

Sumber: SNI 1726-2019 Pasal 7.3.4

Faktor redundansi ρ diterapkan pada komponen gaya gempa horizontal Q_E dalam kombinasi beban terfaktor. Berdasarkan SNI 1726-2019 Pasal 7.3.3.3, efek gempa seismik desain E pada kombinasi beban ada pada rumus 28 sebagai berikut:

$$E = E_h + E_v ; E_h = \rho \cdot Q_E ; E_v = 0,2 \cdot S_{DS} \cdot D \quad (28)$$

Keterangan:

E_h = efek gaya gempa horizontal desain (kN)

E_v = efek gaya gempa vertikal desain (kN)

Q_E = gaya gempa horizontal dari analisis respons spektrum (kN)

S_{DS} = parameter percepatan spektral desain periode pendek (g)

D = beban mati nominal (kN)

Substitusi E_h dan E_v ke dalam kombinasi beban LRFD menghasilkan dua kombinasi utama yang mengandung beban gempa yang disajikan pada rumus 29 dan rumus 30 sebagai berikut:

$$(1,2 + 0,2 \cdot S_{DS}) \cdot D + \rho \cdot Q_E + L \quad (29)$$

$$(0,9 - 0,2 \cdot S_{DS}) \cdot D - \rho \cdot Q_E \quad (30)$$

Koefisien beban mati pada kedua kombinasi bergantung pada nilai S_{DS} , sementara koefisien beban gempa bergantung pada nilai ρ . Keduanya merupakan parameter yang bersifat spesifik terhadap lokasi dan konfigurasi sistem struktur yang bersangkutan, sehingga nilai kombinasi akhir harus dihitung setelah S_{DS} dan ρ ditetapkan.

Perbedaan $\rho = 1,0$ dan $\rho = 1,3$ secara langsung mengubah besar gaya gempa desain yang dipikul setiap elemen sebesar 30%.

4. Konsekuensi Prosedural Ketidakberaturan

Setiap jenis ketidakberaturan yang terdeteksi membawa konsekuensi prosedural yang wajib diterapkan, bergantung pada KDS bangunan. Konsekuensi ini dapat berupa persyaratan analisis tambahan, modifikasi kombinasi beban, maupun persyaratan desain khusus pada elemen tertentu. Konsekuensi prosedural yang wajib diterapkan untuk setiap tipe ketidakberaturan pada Kategori Desain Seismik D disajikan pada **Tabel 2.38** berikut:

Tabel 2.38 Konsekuensi Prosedural Ketidakberaturan pada KDS D

Tipe	Pasal SNI	Konsekuensi / Prosedur Tambahan yang Wajib Diterapkan
H.1a	7.8.4.3	Amplifikasi torsi aksidental: hitung $A_x = (\Delta_{max}/1,2\Delta_{avg})^2$ dan perbarui eksentrisitas $e = A_x \cdot 0,05 \cdot L$

Tipe	Pasal SNI	Konsekuensi / Prosedur Tambahan yang Wajib Diterapkan
H.1b	7.8.4.3	Sama dengan H.1a; analisis harus menggunakan model 3D penuh (tidak boleh 2D)
H.1a/b	7.3.3.4	Gaya desain elemen kolektor dan sambungannya dikalikan faktor kuat lebih sistem Ω_0
H.1a/b	7.12.1	Desain diafragma menggunakan gaya diafragma yang diperbesar sesuai Pasal 7.12.1
H.4	7.3.3.3	Faktor redundansi $\rho = 1,3$ wajib digunakan; tidak dapat menggunakan $\rho = 1,0$
V.1b	7.3.3.1	Dilarang pada KDS D struktur wajib dimodifikasi sebelum analisis dilanjutkan
V.4	7.3.3.3	Elemen transfer (kolektor, diafragma) harus didesain untuk memikul gaya <i>offset</i>
V.5b	7.3.3.1	Dilarang pada KDS D kapasitas tingkat kritis wajib ditingkatkan

Sumber: SNI 1726-2019

Pengecekan ketidakberaturan dilaksanakan dalam langkah berurutan yang saling bergantung. Setiap langkah menghasilkan output yang menjadi input langkah berikutnya, sehingga urutan pelaksanaan tidak dapat dibalik. Berikut merupakan alur prosedur pengecekan ketidakberaturan struktur disajikan pada **Tabel 2.39** berikut:

Tabel 2.39 Alur Prosedur Pengecekan Ketidakberaturan Struktur

Langkah	Kegiatan	Output yang Dihasilkan	Pasal Acuan
1	Hitung $\Delta_{\max}/\Delta_{\text{avg}}$ per tingkat pada kedua arah	Klasifikasi: H.1a / H.1b / Tidak Ada	7.8.4.2 - 7.8.4.3

Langkah	Kegiatan	Output yang Dihasilkan	Pasal Acuan
2	Hitung A_x apabila H.1a atau H.1b terdeteksi	Eksentrisitas aksidental baru: $e = A_x \cdot 0,05 \cdot L$	7.8.4.3
3	Perbarui model dengan eksentrisitas baru dan re-analisis	Output gaya dalam ETABS final	7.8.4
4	Cek ketidakberaturan H.2 hingga H.5	Status Ada/Tidak Ada dan konsekuensi	Tabel 10
5	Cek ketidakberaturan V.1 hingga V.5	Status Ada/Tidak Ada dan konsekuensi	Tabel 11
6	Tetapkan nilai ρ berdasarkan hasil cek H.4 dan V.4	Nilai $\rho = 1,0$ atau $\rho = 1,3$	7.3.4
7	Tetapkan kombinasi beban final dengan ρ dan SDS terpilih	Faktor koefisien kombinasi beban gempa	7.3.3.3

Sumber: SNI 1726-2019 Pasal 7.3

2.6.7 Pengecekan Kinerja Struktur

Verifikasi kinerja struktur merupakan tahap pemeriksaan setelah pengecekan ketidakberaturan dan sebelum kombinasi pembebanan ditetapkan secara final. Tahap ini memastikan sistem struktur direncanakan memenuhi empat kriteria kinerja seismik yang ditetapkan SNI 1726-2019: (1) simpangan antar tingkat di bawah batas izin; (2) stabilitas P-Delta terjaga pada seluruh tingkat; (3) partisipasi massa kumulatif moda getar minimal 90% dari massa total; dan (4) seluruh nilai yang digunakan bersumber dari model analisis yang memiliki ketidakberaturan yang sudah diidentifikasi dan diakomodasi.

1. Simpangan Antar Tingkat (*Story Drift*)

Simpangan antar tingkat (*story drift*) adalah perbedaan perpindahan lateral antara dua tingkat yang berurutan. Berbeda dengan simpangan total (*total displacement*) yang diukur dari dasar, simpangan antar tingkat mencerminkan deformasi relatif pada setiap tingkat dan merupakan indikator langsung tingkat kerusakan non-struktural maupun struktural saat gempa terjadi. SNI 1726-2019 Pasal 7.8.6 menetapkan bahwa simpangan antar tingkat harus dihitung dari perpindahan elastis yang diperbesar dengan faktor amplifikasi C_d untuk mendapatkan estimasi simpangan inelastik yang realistis.

Analisis ETABS menghasilkan simpangan elastis (δ_{xe}) pada setiap tingkat akibat gaya gempa yang telah dibagi dengan faktor R (teredam). Simpangan elastis ini belum merepresentasikan deformasi sesungguhnya saat gempa desain terjadi, sehingga perlu diperbesar.

Simpangan inelastik desain δ_x diperoleh dengan memperbesar simpangan elastis menggunakan faktor amplifikasi defleksi C_d dan membaginya dengan faktor keutamaan I_e yang diformulasikan dalam rumus 31 sebagai berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I_e} \quad (31)$$

Keterangan:

δ_x = simpangan inelastik desain pada tingkat x (mm)

C_d = faktor amplifikasi defleksi (SNI 1726-2019 Tabel 12)

δ_{xe} = simpangan elastis tingkat x dari analisis ETABS (mm)

I_e = faktor keutamaan gempa (= 1,0 untuk Kategori Risiko II)

Simpangan antar tingkat Δ_x diperoleh dari selisih simpangan inelastik dua tingkat berurutan yang diormulasikan dalam rumus 32 berikut:

$$\Delta_x = \delta_x - \delta_{\{x-1\}} \quad (32)$$

Keterangan:

Δ_x = simpangan antar tingkat pada tingkat x (mm)

$\delta_{\{x-1\}}$ = simpangan inelastik desain pada tingkat di bawah tingkat x (mm)

Batas simpangan antar tingkat izin Δ_a ditetapkan berdasarkan kategori risiko bangunan (SNI 1726-2019 Tabel 16) dan diformulasikan dalam rumus 33, rumus 34, dan rumus 35 sesuai dengan kategori risiko sebagai berikut:

$$\Delta_a = 0,020 \cdot h_{sx} \text{ (Kategori Risiko I dan II)} \quad (33)$$

$$\Delta_a = 0,015 \cdot h_{sx} \text{ (Kategori Risiko III)} \quad (34)$$

$$\Delta_a = 0,010 \cdot h_{sx} \text{ (Kategori Risiko IV)} \quad (35)$$

Keterangan:

h_{sx} = tinggi tingkat x, diukur antar as pelat lantai (mm)

Syarat verifikasi yang harus dipenuhi untuk setiap tingkat pada kedua arah analisis dengan ketentuan rumus 36 berikut:

$$\Delta_x \leq \Delta_a \quad (\text{setiap tingkat, arah X dan Y}) \quad (36)$$

Apabila simpangan antar tingkat melampaui batas izin pada tingkat tertentu, tindakan yang dapat diambil yaitu: memperbesar dimensi kolom atau dinding geser pada tingkat tersebut untuk meningkatkan kekakuan lateral, menambah elemen penahan lateral (*bresing* atau dinding geser baru) atau menurunkan ketinggian antar tingkat apabila memungkinkan secara arsitektur.

2. Koefisien Stabilitas P-Delta (θ)

Efek P-Delta adalah fenomena ketidaklinearan geometri di mana gaya aksial gravitasi yang bekerja pada struktur yang mengalami simpangan lateral menimbulkan momen sekunder tambahan. Pada struktur bertingkat tinggi, akumulasi efek P-Delta dapat secara signifikan meningkatkan gaya dalam elemen dan memperbesar simpangan lateral, berpotensi menyebabkan ketidakstabilan global apabila tidak dikendalikan. SNI 1726-2019 Pasal 7.8.7 mewajibkan pengecekan koefisien stabilitas θ pada setiap tingkat untuk memastikan efek P-Delta masih dalam batas yang dapat diterima.

Koefisien stabilitas θ per tingkat dihitung sebagai rasio momen P-Delta sekunder terhadap momen geser lateral primer pada rumus 37 berikut:

$$\theta = \frac{P_x \cdot \Delta_x \cdot I_e}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_d} \quad (37)$$

Keterangan:

θ = koefisien stabilitas P-Delta pada tingkat x (tidak berdimensi)

P_x = beban gravitasi vertikal total terfaktor di atas tingkat x (kN)

Δ_x = simpangan antar tingkat desain pada tingkat x (mm)

V_x = gaya geser tingkat x dari analisis gempa (kN)

h_{sx} = tinggi tingkat x (mm)

C_d = faktor amplifikasi defleksi

I_e = faktor keutamaan gempa

Nilai $\theta_{\max}$ ditetapkan berdasarkan faktor kestabilan β yang merupakan rasio gaya geser tingkat terhadap kapasitas geser tingkat (SNI 1726-2019 Pasal 7.8.7) yang disajikan pada rumus 38 berikut:

$$\theta_{\max} = \frac{0,5}{\beta \cdot C_d} \leq 0,25 \quad (38)$$

Keterangan:

β = rasio permintaan geser terhadap kapasitas geser tingkat

Syarat verifikasi yang harus dipenuhi untuk setiap tingkat pada kedua arah analisis yang diformulasikan dalam rumus 39 berikut:

$$\theta \leq \theta_{\max} \text{ (setiap tingkat, arah X dan Y)} \quad (39)$$

SNI 1726-2019 Pasal 7.8.7 menetapkan tiga kondisi berdasarkan nilai θ yang disajikan pada rumus 40, rumus 41, dan rumus 42 berikut:

$$\theta \leq 0,10 \rightarrow \text{efek P-Delta boleh diabaikan} \quad (40)$$

$$0,10 < \theta \leq \theta_{\max} \rightarrow \text{efek P-Delta harus diperhitungkan} \quad (41)$$

$$\theta > \theta_{\max} \rightarrow \text{struktur tidak stabil, dimensi harus direvisi} \quad (42)$$

Apabila $\theta > \theta_{\max}$ pada suatu tingkat, tindakan yang wajib dilakukan adalah merevisi dimensi elemen penahan lateral pada tingkat tersebut untuk meningkatkan

kekakuan dan kapasitas geser sebelum analisis dapat dilanjutkan. Kondisi $\theta > 0,25$ secara absolut tidak diizinkan pada kondisi apapun.

3. Partisipasi Massa dan Jumlah Moda

Analisis respons spektrum (*Response Spectrum Analysis*) menggunakan superposisi moda getar untuk mengestimasi respons struktur secara probabilistik. Agar hasil analisis merepresentasikan perilaku struktur secara memadai, SNI 1726-2019 Pasal 7.9.1.1 mensyaratkan jumlah moda yang disertakan dalam analisis harus menghasilkan rasio partisipasi massa kumulatif minimal 90% dari massa total aktual struktur pada setiap arah tinjauan. Syarat 90% ini harus terpenuhi secara terpisah untuk setiap arah translasi utama (arah x dan arah y). Apabila syarat tidak terpenuhi, jumlah moda N harus ditambah hingga kriteria terpenuhi.

Sebagai panduan praktis, SNI 1726-2019 Pasal 7.9.1.1 juga menetapkan jumlah moda minimum yang harus disertakan dengan ketentuan rumus 43 dan rumus 44 berikut:

$$N \geq 3 \cdot n \quad (n = \text{jumlah tingkat bangunan}) \quad (43)$$

$$N \geq \text{moda yang menghasilkan } MP_{kum} \geq 90 \% \quad (44)$$

Kedua syarat di atas harus dipenuhi secara bersamaan. Dalam praktiknya, syarat partisipasi massa 90% umumnya lebih menentukan dibandingkan syarat $N \geq 3n$ untuk bangunan dengan distribusi massa dan kekakuan yang tidak seragam. Kondisi tersebut menunjukkan bahwa jumlah ragam getar yang digunakan dalam analisis harus mampu merepresentasikan perilaku dinamis struktur secara memadai. Oleh karena itu, analisis modal perlu dilakukan hingga tercapai partisipasi massa kumulatif minimal sebesar 90% pada masing-masing arah utama struktur. Pemenuhan persyaratan ini bertujuan agar respons dinamik struktur akibat beban gempa dapat ditangkap dengan lebih akurat. Dengan demikian, hasil analisis gaya gempa dan respons struktur yang diperoleh dapat digunakan sebagai dasar perencanaan yang lebih andal dan sesuai dengan ketentuan SNI 1726:2019.

2.6.8 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan mengacu pada SNI 1727-2020 mengenai beban desain minimum. Adapun kombinasi dasar untuk metode ultimit yang digunakan untuk desain elemen struktur atas (balok, kolom, dan pelat) disajikan dalam **Tabel 2.40** berikut:

Tabel 2.40 Kombinasi Beban Untuk Metode Ultimit

Kasus Pembebanan	Kombinasi Pembebanan
U1	1.4 (D+SIDL)
U2	1.2 (D+SIDL) + 1.6 LL + 0.5 (Lr atau S)
U3	1.2 (D+SIDL) + 1.6 (Lr atau S) + 1.0 (L atau 0.5 W)
U4	1.2 (D+SIDL) + 1.0 W + 1.0 LL + 0.5 (Lr atau S)
U5	0.9 (D+SIDL) + 1.0 W
U6	1.2 (D+SIDL) + 1.0 Ev + 1.0 Eh + 1.0 L
U7	0.9 (D+SIDL) – 1.0 Ev + 1.0 Eh

Sumber: SNI 1727-2020

Adapun kombinasi dasar untuk metode tegangan izin yang digunakan untuk desain elemen struktur bawah adalah disajikan dalam **Tabel 2.41** berikut:

Tabel 2.41 Kombinasi Beban Untuk Metode Tegangan Izin

Kasus Pembebanan	Kombinasi Pembebanan
T1	D
T2	D + L
T3	D + (Lr atau R)
T4	D + 0,75L + 0,75(Lr atau R)
T5	D + 0,6W
T6	D + 0,75(0,6W) + 0,75L + 0,75(Lr atau R)
T7	0,6D + 0,6W

T8	$1,0D + 0,7E_v + 0,7E_h$
T9	$1,0D + 0,525E + 0,525E_h + 0,75L$
T10	$0,6D - 0,7E_v + 0,7E_h$

Sumber: SNI 1727-2020

Keterangan:

DL = *Dead Load* (Beban mati struktur)

SIDL = *Super Dead Load* (Beban mati struktur tambahan)

LL = *Live Load* (Beban hidup struktur)

Lr = *Live Roof* (Beban hidup atap)

W = *Wind Load* (Beban angin)

E_v = Beban gempa arah vertikal

E_h = Beban gempa arah horizontal

2.7 Perencanaan dan Penulangan Struktur Beton Bertulang

Perencanaan struktur beton bertulang merupakan proses bertahap yang dimulai dari estimasi awal dimensi elemen struktural (*preliminary design*) berdasarkan persyaratan geometri minimum SNI 2847-2019, dilanjutkan dengan analisis struktur menggunakan perangkat lunak ETABS, dan diakhiri dengan desain penulangan yang memenuhi persyaratan kekuatan serta daktilitas sesuai SNI 2847-2019 dan SNI 1726-2019.

2.7.1 Struktur Pondasi

Struktur pondasi merupakan komponen bawah bangunan yang menerima dan mendistribusikan seluruh beban dari kolom menuju lapisan tanah keras melalui mekanisme tahanan ujung (*end bearing*) dan tahanan gesek selimut (*skin friction*). Perencanaan pondasi dalam penelitian ini dilakukan dalam empat tahap berurutan: (1) menentukan kapasitas aksial tiang tunggal berbasis data SPT menggunakan metode Meyerhof (1976); (2) menentukan kapasitas lateral tiang tunggal menggunakan metode Elastik Winkler (Matlock & Reese, 1956); (3) menghitung kebutuhan jumlah tiang dan mendistribusikan gaya pada kelompok tiang dari hasil

analisis ETABS; serta (4) mendesain dan memverifikasi kuat geser dan penulangan lentur *pile cap*. Seluruh prosedur material dan penulangan mengacu pada SNI 2847-2019.

1. Kapasitas Daya Dukung Aksial Tiang Pancang

Kapasitas aksial tiang pancang ditentukan dari dua pendekatan yang dibandingkan nilainya yaitu: kapasitas berdasarkan kekuatan bahan tiang, dan kapasitas berdasarkan data lapangan *Standard Penetration Test* (SPT) menggunakan rumus empiris Meyerhof (1976). Nilai desain yang digunakan adalah nilai minimum di antara keduanya.

a. Kapasitas Berdasarkan Kekuatan Bahan Tiang

Kapasitas nominal tiang pancang beton berdasarkan material, dikurangi berat sendiri tiang yang diformulasikan pada rumus 45 berikut:

$$P_{n,bahan} = 0,30 f'_c \cdot A - 1,2 W_p \quad (45)$$

Keterangan:

$P_{n,bahan}$	= kapasitas nominal berdasarkan kekuatan bahan (kN)
f'_c	= kuat tekan beton tiang pancang (kPa)
A	= $(\pi/4) \cdot D^2$ = luas penampang tiang (m ²)
W_p	= $A \cdot L \cdot w_c$ = berat sendiri tiang pancang (kN)
D	= diameter tiang pancang (m)
L	= panjang tiang pancang (m)
W_c	= berat volume beton bertulang (kN/m ³)

b. Kapasitas Berdasarkan Data N-SPT (Meyerhof, 1976)

Metode Meyerhof (1976) mengestimasi kapasitas aksial tiang dari akumulasi tahanan ujung dan tahanan gesek selimut berdasarkan nilai N-SPT. Nilai N-SPT rata-rata sepanjang tiang ($\bar{N}$) diperoleh dari rata-rata tertimbang terhadap panjang

setiap lapisan. Nilai N-SPT rata-rata tertimbang sepanjang tiang diperoleh dari rumus 46 berikut:

$$\bar{N} = \frac{\sum(L_1 \cdot N)}{\sum L_1} \quad (46)$$

Kapasitas nominal berdasarkan SPT dengan batas atas yang tidak boleh dilampaui yang diformulasikna dengan rumus 47 berikut:

$$P_{n,SPT} = 40 N_b A_b + \bar{N} A_s \leq 380 \bar{N} A_b \quad (47)$$

Keterangan:

N_b = nilai SPT di sekitar dasar tiang (blow/300 mm)

$\bar{N}$ = nilai SPT rata-rata tertimbang sepanjang tiang (blow/300 mm)

A_b = $(\pi/4) \cdot D^2$ = luas penampang ujung tiang (m^2)

A_s = $\pi \cdot D \cdot L$ = luas selimut tiang (m^2)

Batas atas $380 \cdot \bar{N} \cdot A_b$ diberlakukan untuk mencegah overestimasi kapasitas ujung pada tanah padat (Meyerhof, 1976). Kapasitas nominal tiang (P_n) yang digunakan merupakan nilai minimum antara kedua pendekatan. Daya dukung aksial izin diperoleh dengan membagi kapasitas nominal terhadap faktor keamanan (SF) yang bergantung pada kombinasi pembebanan dengan persamaan rumus 48 berikut:

$$P_{ijin} = \min(P_{n,bahan} ; P_{n,SPT}/SF) \quad (48)$$

Besaran SF berbeda untuk tiap kombinasi pembebanan sesuai tingkat keandalan beban. Penetapan SF untuk kondisi statik dan gempa mengacu pada Hasil Konsensus TPKB (Tim Penjamin Keandalan Bangunan) DKI Jakarta tanggal 6 Mei 2015 mengenai Faktor Keamanan Daya Dukung Fondasi (Pasal 15 dan 17). Berdasarkan hasil konsensus tersebut, daya dukung aksial izin untuk kondisi gempa diperbolehkan dinaikkan terhadap daya dukung izin statik, yaitu sebesar 1,30 kali untuk kondisi gempa desain/nominal dan 1,56 kali untuk kondisi gempa maksimum. Dengan SF statik = 2,5 sebagai acuan dasar, faktor keamanan untuk kombinasi gempa diperoleh dengan membagi SF statik terhadap faktor kenaikan tersebut.

Adapun untuk perhitungan dalam menentukan nilai SF untuk setiap jenis kombinasi sebagai berikut:

$$SF_{ASDN1} = \frac{2,5}{1,30} = 1,923 \quad (\text{gempa desain/nominal})$$

$$SF_{ASDK1} = \frac{2,5}{1,56} = 1,603 \quad (\text{gempa maksimum})$$

Nilai faktor keamanan untuk masing-masing kombinasi ASD disajikan pada **Tabel 2.42** berikut:

Tabel 2.42 Faktor Keamanan Daya Dukung Tiang per Kombinasi ASD

Kondisi Pembebanan	Kode	Faktor Kenaikan	SF
Tetap/gravitasi	ASDG2	-	2,500
Gempa desain/nominal	ASDN1	1,30	1,923
Gempa maksimum	ASDK1	1,56	1,603

Sumber: Hasil Konsensus TPKB DKI Jakarta, 6 Mei 2015 (Pasal 15 dan 17)

2. Kapasitas Daya Dukung Lateral Tiang Pancang (Metode Elastik Winkler)

Kapasitas lateral tiang ditentukan menggunakan pendekatan *subgrade reaction* berbasis metode Elastik Winkler oleh Matlock & Reese (1956). Metode ini memodelkan tanah sebagai pegas diskret horizontal dengan kekakuan k_h , sehingga secara eksplisit memperhitungkan kekakuan lentur tiang ($E_c \cdot I_c$) dan sifat tanah.

a. Klasifikasi Tiang (*Long Pile* atau *Short Pile*)

Faktor kekakuan λ menentukan klasifikasi tiang dan persamaan kapasitas yang digunakan:

$$\lambda = \left(\frac{k_h \cdot b}{E_c \cdot I_c} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (49)$$

Keterangan:

λ = faktor kekakuan / *stiffness factor* (m^{-1})

k_h = modulus *subgrade* horizontal tanah (kN/m^3)

b = diameter tiang (m)

$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \cdot 10^3$ = modulus elastis beton tiang (kN/m²)

I_c = momen inersia penampang tiang (m⁴)

(1) $(\pi/64) (D_o^4 - D_i^4)$ = untuk penampang silinder berongga

(2) $(\pi/64) \cdot D^4$ = untuk penampang silinder pejal

Klasifikasi tiang pancang berdasarkan perbandingan panjang tiang terhadap $3/\lambda$ sebagaimana dikembangkan oleh Matlock dan Reese (1956) disajikan pada **Tabel 2.43** berikut:

Tabel 2.43 Klasifikasi Tiang Berdasarkan Panjang dan Faktor Kekakuan λ

Kondisi	Klasifikasi
$L > 3/\lambda$	<i>Long Pile</i> (tiang panjang)
$L \leq 3/\lambda$	<i>Short Pile</i> (tiang pendek)

Sumber: Matlock & Reese (1956)

b. Parameter *Decay* β dan Kapasitas Lateral Nominal

Parameter *decay* β mencerminkan kecepatan reduksi defleksi tiang sepanjang kedalaman yang diformulasikan dalam rumus 50 dan rumus 51 berikut:

$$\beta = \left(\frac{k_h \cdot b}{4 E_c I_c} \right)^{\frac{1}{4}} \text{ (Long Pile)} \quad (50)$$

$$\beta = \left(\frac{k_h \cdot b}{3 E_c I_c} \right)^{\frac{1}{3}} \text{ (Short Pile)} \quad (51)$$

Kapasitas lateral nominal tiang (H_n) berdasarkan defleksi lateral izin (y_o) yang disajikan dalam rumus 52 berikut:

$$H_n = \frac{y_o \cdot k_h \cdot b}{2 \beta (e \beta + 1)} \quad (52)$$

Keterangan:

H_n = kapasitas lateral nominal tiang (kN)

y_o = defleksi lateral kepala tiang yang diizinkan (m)

e = eksentrisitas beban lateral terhadap muka tanah (m)

Daya dukung lateral izin diperoleh dengan membagi kapasitas lateral nominal terhadap faktor keamanan yang sama (metode ASD) yang diformulasikan dalam rumus 53 berikut:

$$H_{ijin} = \frac{H_n}{SF} \quad (53)$$

3. Kebutuhan Jumlah Tiang dan Distribusi Gaya pada Kelompok Tiang

Jumlah tiang per titik pondasi ditentukan berdasarkan gaya dalam dari kombinasi beban terfaktor hasil analisis ETABS. Berat sendiri *pile cap* dan tanah timbunan di atasnya dimasukkan ke dalam total gaya aksial yang harus dipikul.

a. Total Gaya Aksial Terfaktor

Adapun rumus untuk menentukan gaya aksial total pada rumus 54 berikut:

$$P_{tot} = P_{uk} + 1,2 W_s + 1,2 W_c \quad (54)$$

Keterangan:

P_{uk} = gaya aksial terfaktor dari ETABS (kN)

$W_s = L_x \cdot L_y \cdot z \cdot w_s$ = berat tanah timbunan di atas *pile cap* (kN)

$W_c = L_x \cdot L_y \cdot h \cdot w_c$ = berat sendiri *pile cap* (kN)

b. Estimasi Jumlah Tiang

Adapun rumus untuk menentukan jumlah tiang pada rumus 55 berikut:

$$n_{perlu} = \frac{P_{tot}}{P_{ijin}} \quad (55)$$

Jumlah tiang dibulatkan ke atas ke konfigurasi simetris untuk menjamin distribusi gaya yang berimbang.

c. Distribusi Gaya Aksial Tiang ke-i (P_{ui})

Dengan asumsi *pile cap* kaku sempurna (*rigid cap*), distribusi gaya aksial ke setiap tiang mengikuti persamaan elastis untuk kelompok tiang yang diformulasikan pada rumus 56 berikut:

$$P_{ui} = \frac{P_{tot}}{n} \pm \frac{M_{ux} x_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_{uy} y_i}{\sum y^2} \quad (56)$$

Keterangan:

M_{ux} , M_{uy} = momen terfaktor kolom arah x dan y dari ETABS ($kN \cdot m$)

x_i , y_i = jarak tiang ke-i terhadap pusat kelompok tiang arah x dan y (m)

$\sum x^2$ = $\sum (n_{baris} \cdot x_i^2)$ = momen inersia kelompok tiang arah x (m^2)

$\sum y^2$ = $\sum (n_{kolom} \cdot y_i^2)$ = momen inersia kelompok tiang arah y (m^2)

Nilai maksimum dan minimum gaya aksial tiang diformulasikan dalam rumus 57 dan rumus 58 berikut:

$$P_{u,max} = \frac{P_{tot}}{n} + \frac{M_{ux} x_{max}}{\sum x^2} + \frac{M_{uy} y_{max}}{\sum y^2} \quad (57)$$

$$P_{u,min} = \frac{P_{tot}}{n} - \frac{M_{ux} x_{max}}{\sum x^2} - \frac{M_{uy} y_{max}}{\sum y^2} \quad (58)$$

Syarat kapasitas aksial yang harus dipenuhi $P_{u,max} \leq P_{ijin}$

d. Verifikasi Gaya Lateral per Tiang

Gaya lateral tiap tiang dibagi merata pada konfigurasi simetris, kemudian dikombinasikan secara resultan:

$$h_{ux} = \frac{H_{ux}}{n} \quad ; \quad h_{uy} = \frac{H_{uy}}{n} \quad (59)$$

$$h_{u,max} = \sqrt{h_{ux}^2 + h_{uy}^2} \leq H_{ijin} \quad (60)$$

4. Tinjauan Kuat Geser *Pile cap*

Kuat geser *pile cap* ditinjau terhadap dua mekanisme yaitu geser satu arah (*one-way shear*) pada bidang kritis berjarak d dari muka kolom, dan geser dua arah (*punching shear*) di sekeliling kolom pada jarak $d/2$ dari muka kolom. Kedua tinjauan mengacu pada SNI 2847-2019 Pasal 22.6.

a. Parameter Dasar *Pile cap*

Adapun parameter dasar yang disyaratkan untuk *Pile cap* sebagai berikut:

- (1) $d = h - d'$ = tinggi efektif *pile cap* (m)
- (2) d' = jarak pusat tulangan ke sisi luar beton (m)
- (3) $\beta_c = b_x / b_y$ = rasio sisi pendek terhadap sisi panjang kolom
- (4) a_s = koefisien posisi kolom (interior = 40; tepi = 30; sudut = 20)

b. Geser Satu Arah (*One-Way Shear*)

Jarak bidang kritis terhadap sisi luar *pile cap* diformulasikan dalam rumus 61 berikut:

$$c_x = L_x - p_x - \frac{b_x - d}{2} \quad ; \quad c_y = L_y - p_y - \frac{b_y - d}{2} \quad (61)$$

Tinjauan geser satu arah hanya diperlukan apabila $c_x > a_x$ (atau $c_y > a_y$). Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis:

$$V_u = \sum P_{ui}(\text{tiang di luar bidang kritis}) - c L h w_c - c L z w_s \quad (62)$$

Persamaan kuat geser nominal beton (V_c) *pile cap* berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 22.6.5.2 disajikan pada **Tabel 2.44** berikut:

Tabel 2.44 Kuat Geser Beton *Pile cap* - Geser Satu Arah

No.	V_c
1	$V_{c,1} = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_w d$
2	$V_{c,2} = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_w d$
3	$V_{c,3} = \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s d}{b_w} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_w d$

Sumber: SNI 2847-2019 Pasal 22.6.5.2

Syarat kapasitas yang harus dipenuhi $\phi \cdot V_c \geq V_u$ ($\phi = 0,75$)

c. Geser Dua Arah (*Punching Shear*)

Dimensi bidang kritis dan luas efektifnya yang diformulasikan dalam rumus 63 berikut:

$$B_x = b_x + d ; B_y = b_y + d ; b_p = 2(B_x + B_y) ; A_p = b_p d \quad (63)$$

Tegangan geser dua arah izin (f_p) *pile cap* berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 22.6.5.2 disajikan pada **Tabel 2.45** berikut:

Tabel 2.45 Tegangan Geser Dua Arah *Pile cap*

No.	f_p
1	$f_{p,1} = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c}$
2	$f_{p,2} = \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s d}{b_p} + 2 \right) \sqrt{f'_c}$

No.	fp
3	$f_{p,3} = \frac{\sqrt{f'_c}}{3}$

Sumber: SNI 2847-2019 Pasal 22.6.5.2

Kuat geser nominal dan syarat kapasitas yang harus dipenuhi $\phi \cdot V_{np} = \phi \cdot A_p \cdot f_p \geq P_{uk}$ ($\phi = 0,75$)

5. Desain Penulangan Lentur *Pile cap*

a. Penentuan Gaya Dalam

Gaya dalam desain diperoleh dari *envelope* kombinasi beban terfaktor LRFD hasil analisis ETABS. Gaya yang diambil adalah nilai paling kritis (*envelope* Max dan Min) pada tiga lokasi penampang kritis: tumpuan kiri (*station* awal), lapangan (*station* tengah), dan tumpuan kanan (*station* akhir). Kolom output ETABS yang relevan adalah $f_{x,y}$ (gaya lateral), f_z (gaya aksial), $M_{x,y}$ (momen lentur).

b. Spasi, Jumlah, dan Luas Tulangan Terpasang

Adapun rumus dalam menghitung luas tulangan yang diperlukan yaitu pada rumus 64 sebagai berikut:

$$A_{\{s,pasang\}} = \frac{1000}{s} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_b^2 \quad (\text{mm}^2/\text{m}) \quad (64)$$

Spasi maksimum (SNI 2847-2019 Pasal 8.7.2.2) dan jarak bersih antar tulangan (SNI 2847-2019 Pasal 25.2.1) dengan ketentuan syarat persamaan 65 berikut:

$$s_{\max} = \min(2t ; 450 \text{ mm}) ; s_{\text{bersih}} = s - d_b \geq \max(d_b ; 25 \text{ mm}) \quad (65)$$

c. Luas Tulangan Minimum *Pile cap*

Ketentuan luas tulangan minimum ($A_s, \min$) *pile cap* berdasarkan kondisi elemen disajikan pada **Tabel 2.46** berikut:

Tabel 2.46 Luas Tulangan Minimum ($A_s, \min$) *Pile cap*

Kondisi	$A_s, \min$
$f_y < 420 \text{ MPa}$	$0,0020 \cdot b \cdot d$
$f_y \geq 420 \text{ MPa}$	$\max (0,0018 \cdot 420 / f_y \cdot b \cdot d ; 0,0014 \cdot b \cdot d)$

Sumber: SNI 2847-2019 Pasal 7.6.1.1 & 8.6.1.1

d. Luas Tulangan Yang Diperlukan *Pile cap* dirumuskan dalam rumus 66 berikut:

$$A_{s, \text{hitung}} = \left(\frac{0.85 f'_c \cdot b}{f_y} \right) \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2(M_u / \phi)}{0.85 f'_c \cdot b}} \right) \quad (66)$$

e. Luas Tulangan Yang Digunakan *Pile cap* dirumuskan dalam rumus 67 berikut:

$$A_{s, \text{digunakan}} = \max (A_{\{s, \text{pasang}\}} ; A_{s, \text{hitung}}) \quad (67)$$

f. Tinggi Blok Tegangan, Garis Netral, dan Regangan Tarik dirumuskan dalam rumus 68 berikut:

$$a = \frac{A_{\{s, \text{pasang}\}} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} ; c = \frac{a}{\beta_1} \quad (68)$$

Keterangan:

a = tinggi blok tegangan persegi ekuivalen (mm)

c = kedalaman garis netral dari serat tekan terluar (mm)

Faktor β_1 digunakan untuk menentukan tinggi blok tegangan persegi ekuivalen. Berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.4.3, nilai β_1 ditetapkan sebagaimana ditunjukkan pada **Tabel 2.47** berikut:

Tabel 2.47 Koefisien Distribusi Tegangan Beton β_1

f'_c (MPa)	β_1
$17 \leq f'_c \leq 28$	0,85
$28 < f'_c \leq 55$	$0,85 - 0,05 \cdot (f'_c - 28) / 7$
$f'_c > 55$	0,65

Sumber: SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.4.3

Kondisi regangan tarik dapat ditentukan melalui persamaan 69 berikut:

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot 0,003 \quad (69)$$

Persamaan tersebut digunakan untuk menentukan regangan tarik pada tulangan baja berdasarkan distribusi regangan pada penampang beton bertulang. Nilai regangan tarik yang diperoleh selanjutnya digunakan untuk mengevaluasi kondisi penampang, apakah termasuk daerah tekan, transisi, atau tarik terkendali. Penentuan kondisi regangan ini berpengaruh terhadap nilai faktor reduksi kekuatan (ϕ) yang digunakan dalam perencanaan elemen struktur beton bertulang sesuai SNI 2847:2019.

Kondisi dikendalikan tarik ($\varepsilon_s \geq 0,005$) wajib dipenuhi untuk elemen lentur SRPMK, memastikan daktilitas yang memadai sebelum keruntuhan beton. Faktor reduksi ϕ ditentukan dari zona regangan (SNI 2847-2019 Tabel 21.2.2) disajikan pada **Tabel 2.48** berikut:

Tabel 2.48 Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ) - Elemen Lentur

Zona	Kondisi ε_s	Nilai ϕ
Dikendalikan tekan	$\varepsilon_s < 0,002$	0,65

Transisi	$0,002 \leq \varepsilon_s \leq 0,005$	$0,65 + \frac{\varepsilon_s - 0,002}{0,003} \cdot 0,25$
Dikendalikan tarik	$\varepsilon_s > 0,005$	0,90

Sumber: SNI 2847-2019 Tabel 21.2.2

g. Kapasitas Momen dan Verifikasi diformulasikan dalam persamaan 70 dan persamaan 71 sebagai berikut:

$$\phi M_n = \phi \cdot M_n \geq M_u \quad (\phi = \text{sesuai zona } \varepsilon_s) \quad (70)$$

$$M_n = A_{s,pasang} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (71)$$

6. Desain Penulangan Susut *Pile cap*

Pada arah tegak lurus tulangan lentur utama, dipasang tulangan susut untuk mencegah retak akibat perubahan temperatur (SNI 2847-2019 Pasal 24.4.3.2) dengan rumus 72 dan rumus 73 berikut:

$$A_{s,susut} = \max(0,0018 \cdot 420/f_y \cdot b \cdot d ; 0,0014 \cdot b \cdot d) \quad (72)$$

$$s_{susut} \leq \min(2h ; 450 \text{ mm}) \quad (73)$$

2.7.2 Struktur *Tie beam*

Tie beam merupakan balok pengikat antar *pile cap* yang berfungsi mendistribusikan gaya horizontal akibat beban gempa dan mencegah pergerakan relatif antar *pile cap* akibat perbedaan penurunan tanah (*differential settlement*). Perencanaan *Tie beam* dilakukan dalam lima tahap berurutan: (1) verifikasi syarat geometri penampang, (2) perhitungan gaya aksial desain, (3) perhitungan gaya dalam akibat *differential settlement* dan beban gravitasi, (4) desain penulangan lentur, dan (5) desain penulangan transversal. Seluruh prosedur mengacu pada SNI 2847-2019, SNI 1726-2019, dan SNI 8460-2017.

1. Properti Material dan Penampang

Tinggi efektif *Tie beam* dihitung dari serat tekan terluar hingga titik berat tulangan tarik terluar dengan rumus 74 berikut:

$$d = h - c_c - d_s - \frac{d_b}{2} \quad (74)$$

Keterangan:

h = tinggi total penampang (mm)

c_c = selimut bersih (mm)

d_s = diameter tulangan transversal/sengkan (mm)

d_b = diameter tulangan longitudinal (mm)

Modulus elastisitas beton (SNI 2847-2019 Pasal 19.2.2) dan momen inersia penampang bruto dengan persamaan 75 berikut:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (\text{MPa}); \quad I_g = \frac{1}{12} b h^3 \quad (75)$$

Nilai β_1 berdasarkan mutu beton f'_c yang digunakan dalam desain *Tie beam* disajikan pada **Tabel 2.49** berikut:

Tabel 2.49 Koefisien Distribusi Tegangan Beton β_1

f'_c (MPa)	β_1
$17 \leq f'_c \leq 28$	0,85
$28 < f'_c \leq 55$	$0,85 - 0,05 \cdot (f'_c - 28) / 7$
$f'_c > 55$	0,65

Sumber: SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.4.3

2. Syarat Geometri *Tie beam*

Berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 18.13.3.2, lebar minimum *Tie beam* harus memenuhi persyaratan 76 berikut:

$$b \geq \min\left(\frac{L_n}{20} ; 450 \text{ mm}\right) \quad (76)$$

Keterangan:

L_n = panjang bersih *Tie beam* antar *pile cap* (mm)

3. Perhitungan Gaya Aksial *Tie beam*

Berdasarkan SNI 1726-2019 Pasal 7.13.6.2, kuat tarik atau tekan desain *Tie beam* tidak boleh kurang dari 10% gaya aksial kolom yang dipikul akibat beban gravitasi terfaktor yang disajikan dalam rumus 77 berikut:

$$P_u = 0,10 \cdot S_{DS} \cdot P_g \quad (77)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter percepatan spektral desain periode pendek (g)

P_g = gaya aksial kolom akibat beban gravitasi dari kombinasi 1,2D + 1,6L (kN)

Gaya aksial ini merupakan gaya aksial minimum desain yang harus dapat dipikul *Tie beam* baik dalam kondisi tarik maupun tekan. Klasifikasi desain *Tie beam* berdasarkan kondisi gaya aksial yang bekerja disajikan pada **Tabel 2.50** berikut:

Tabel 2.50 Klasifikasi Desain *Tie beam* Berdasarkan Gaya Aksial

Kondisi	Klasifikasi Desain
$P_u \leq 0,1 A_g f'_c$	Elemen lentur murni - interaksi aksial-lentur tidak diperhitungkan
$P_u > 0,1 A_g f'_c$,	Elemen balok-kolom - desain menggunakan diagram interaksi P-M

Sumber: SNI 2847-2019 Pasal 9.3.3.1

4. Perhitungan Gaya Dalam Tie beam

Perhitungan gaya dalam Tie beam diperhitungkan melalui dua pendekatan yaitu: gaya dalam akibat *differential settlement* dan gaya dalam akibat beban gravitasi.

a. Perhitungan Gaya Dalam Akibat Differential Settlement

Perbedaan penurunan tanah (*differential settlement*) antara dua titik pondasi yang dihubungkan oleh Tie beam mengakibatkan gaya dalam lentur dan geser yang signifikan. Batas *differential settlement* yang diizinkan berdasarkan SNI 8460-2017 Pasal 9.2.4.3 disajikan dalam rumus 78 sebagai berikut:

$$\Delta = \frac{L_n}{300} \quad (78)$$

Apabila tidak tersedia data penurunan tanah dari hasil analisis geoteknik, nilai $L_n/300$ digunakan sebagai estimasi konservatif. Gaya dalam Tie beam akibat *differential settlement* diturunkan dari analisis balok dengan kedua ujung terjepit yang mengalami beda perpindahan vertikal Δ yang diformulasikan dalam rumus 79 dan rumus 80 berikut:

$$M_{diff} = \frac{6 E_c I_g \Delta}{L_n^2} \quad (79)$$

$$V_{diff} = \frac{12 E_c I_g \Delta}{L_n^3} \quad (80)$$

Keterangan:

M_{diff} = momen tumpuan akibat *differential settlement* (kNm)

V_{diff} = gaya geser tumpuan akibat *differential settlement* (kN)

b. Perhitungan Gaya Dalam Akibat Beban Gravitasi

Meskipun *Tie beam* terletak pada elevasi pondasi, beban gravitasi tetap diperhitungkan karena berkontribusi pada momen dan geser desain. Beban merata terdiri dari berat sendiri *Tie beam* dan beban dinding yang bertumpu padanya yang disajikan dalam persamaan 81 dan persamaan 82 berikut:

$$q_{DL} = \gamma_{beton} \cdot b \cdot h \quad (\text{kN/m}) \quad (81)$$

$$q_{SIDL} = q_{A,dinding} \cdot h_n \quad (\text{kN/m}) \quad (82)$$

Keterangan:

γ_{beton} = berat volume beton bertulang (kN/m^3)

$q_{(A, dinding)}$ = beban dinding per satuan luas (kN/m^2)

h_n = tinggi tingkat (m)

Nilai beban dinding per satuan luas untuk berbagai jenis dinding yang diperhitungkan sebagai beban gravitasi *Tie beam* disajikan pada **Tabel 2.51** berikut:

Tabel 2.51 Beban Dinding

Jenis Dinding	Beban (kN/m^2)
Bata merah ½ bata	2,50
Bata merah 1 bata penuh	5,00
Bata ringan (hebel) ½ bata	1,25
Bata ringan (hebel) 1 bata	2,50

Sumber: PPURG-1987

Beban merata ultimit total menggunakan kombinasi pembebanan 1,4D (SNI 1727-2020) yang disajikan dalam rumus 83 sebagai berikut:

$$q_D = 1,4 (q_{DL} + q_{SIDL}) \quad (\text{kN/m}) \quad (83)$$

Gaya dalam pada *Tie beam* dimodelkan sebagai balok dengan kedua ujung terjepit, sehingga diformulasikan dalam persamaan 84 dan persamaan 85 berikut:

$$M_{D,tum} = -\frac{1}{12} q_D L_n^2 \quad ; \quad M_{D,lap} = +\frac{1}{24} q_D L_n^2 \quad (84)$$

$$V_{D,tum} = \frac{1}{2} q_D L_n \quad ; \quad V_{D,lap} = \frac{1}{4} q_D L_n \quad (85)$$

c. Kombinasi Gaya Dalam Desain

Gaya dalam desain diperoleh dengan menjumlahkan kontribusi *differential settlement* dan beban gravitasi. *Tie beam* harus didesain untuk empat kondisi momen yang berbeda, bergantung pada arah dan lokasi kritis yang disajikan dalam rumus 86, rumus 87, rumus 88, dan rumus 89 sebagai berikut:

$$M_{u,tum}^+ = |M_{diff}| + |M_{D,tum}| \quad (86)$$

$$M_{u,tum}^- = |M_{diff}| - |M_{D,tum}| \quad (87)$$

$$M_{u,lap} = |M_{diff}| - |M_{D,lap}| \quad \text{atau} \quad M_{u,lap} = |M_{D,lap}| \quad (88)$$

$$V_{u,tum} = V_{diff} + V_{D,tum} \quad (89)$$

Differential settlement dapat mendominasi karena nilai $M_{diff} > M_{D,tum}$. Kondisi tumpuan negatif ($M_{u,tum}^-$) selalu menjadi kondisi paling kritis yang menentukan jumlah tulangan terbanyak di daerah tumpuan.

5. Penulangan Lentur *Tie beam*

Penulangan lentur *Tie beam* didesain untuk empat kondisi momen yang berbeda: tumpuan negatif, tumpuan positif, lapangan negatif, dan lapangan positif. Prosedur desain untuk setiap kondisi mengikuti metode penampang *singly-reinforced* berdasarkan SNI 2847-2019.

a. Luas Tulangan Terpasang dan Cek Bersih

Luas tulangan terpasang untuk n tulangan berdiameter d_b disajikan dalam rumus 90 sebagai berikut:

$$A_{s,pasang} = n \cdot \frac{\pi}{4} d_b^2 \quad (90)$$

Jarak bersih antar tulangan dalam satu lapis untuk lebar penampang b disajikan dalam rumus 91 sebagai berikut:

$$s_{bersih} = \frac{b - 2 c_c - 2 d_s - n d_b}{n - 1} \quad (91)$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 25.2.1, jarak bersih antar tulangan harus memenuhi $s_{bersih} \geq \max(d_b ; 25 \text{ mm})$. Apabila syarat ini tidak terpenuhi dengan pemasangan satu lapis, tulangan dipasang dalam dua lapis yang akan menggeser titik berat tulangan ke arah serat tekan sehingga tinggi efektif d berkurang.

b. Tulangan Minimum

Berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 9.6.1.2 luas tulangan minimum diambil nilai terbesar dari persamaan 92 dan persamaan 93 berikut:

$$A_{s,min,1} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} \cdot b \cdot d \quad ; \quad A_{s,min,2} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d \quad (92)$$

$$A_{s,min} = \max(A_{s,min,1} ; A_{s,min,2}) \quad (93)$$

Luas tulangan terpasang harus memenuhi $A_{s,pasang} \geq A_{s,min}$.

c. Luas Tulangan Maksimum

Batas tulangan maksimum pada SRPMK ditetapkan SNI 2847-2019 Pasal 18.6.3.1 yang diformulasikan dalam rumus 94 berikut:

$$A_{\{s,max\}} = 0,025 \cdot b \cdot d \quad (94)$$

Luas tulangan terpasang harus memenuhi $A_{s,pasang} \leq A_{s,max}$.

d. Luas Tulangan Yang Diperlukan

Dalam perhhitungan luas tulangan perlu bisa menggunakan persamaan 95 berikut:

$$A_{s,hitung} = \left(\frac{0.85f'_c \cdot b}{f_y} \right) \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2(M_u/\phi)}{0.85f'_c \cdot b}} \right) \quad (95)$$

e. Luas Tulangan Yang Digunakan

Dalam perhitungan luas tulangan digunakan bisa menggunakan persamaan 96 berikut:

$$A_{s,digunakan} = \max (A_{\{s,pasang\}} ; A_{s,hitung}) \quad (96)$$

f. Tinggi Blok Tegangan dan Kedalaman Garis Netral

Dalam perhhitungan tinggi blok tegangan bisa menggunakan persamaan 97 berikut:

$$a = \frac{A_{s,pasang} \cdot f_y}{0,85 f'_c \cdot b} \quad ; \quad c = \frac{a}{\beta_1} \quad (97)$$

Keterangan:

a = tinggi blok tegangan persegi ekuivalen (mm)

c = kedalaman garis netral dari serat tekan terluar (mm)

g. Regangan Tulangan dan Faktor Reduksi ϕ

Variabel Regangan tulangan tarik terluar pada kondisi ultimit (SNI 2847-2019 Pasal 22.2.1.2 dan 22.2.2.1) dapat diformulasikan dalam rumus 98 berikut:

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot 0,003 \quad (98)$$

Faktor reduksi kekuatan ϕ ditentukan berdasarkan nilai ϵ_s sebagai berikut (SNI 2847-2019 Tabel 21.2.2) disajikan pada **Tabel 2.52** berikut:

Tabel 2.52 Faktor Reduksi Kekuatan ϕ untuk Lentur berdasarkan Regangan Tarik

Zona Penampang	Kondisi ϵ_s	Nilai ϕ
Dikendalikan tekan	$\epsilon_s < 0,002$	0,65
Transisi	$0,002 \leq \epsilon_s \leq 0,005$	$0,65 + \frac{\epsilon_s - 0,002}{0,003} \cdot 0,25$
Dikendalikan tarik	$\epsilon_s > 0,005$	0,90

Sumber: SNI 2847-2019 Tabel 21.2.2

Penggunaan ϕ variabel ini penting karena *Tie beam* dengan rasio tulangan bervariasi antara tumpuan (tulangan lebih banyak) dan lapangan (tulangan lebih sedikit) dapat memiliki nilai ϕ yang berbeda. Kondisi dikendalikan tarik ($\epsilon_s \geq 0,005$) mengindikasikan penampang daktail keruntuhan tulangan mendahului keruntuhan beton yang merupakan syarat minimum untuk elemen di daerah seismik tinggi.

h. Kapasitas Momen Nominal

Dalam perhitungan kapasitas momen dapat diformulasikan dalam rumus 99 dan rumus 100 berikut:

$$M_n = A_{s,pasang} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (99)$$

$$\phi M_n = \phi \cdot M_n \geq M_u \quad (\phi = \text{sesuai zona } \epsilon_s) \quad (100)$$

6. Penulangan Transversal (Geser) *Tie beam*

Penulangan transversal *Tie beam* didesain untuk dua daerah: tumpuan dan lapangan. Perbedaan gaya geser di kedua daerah umumnya signifikan karena kontribusi *differential settlement* hanya bekerja dominan di daerah tumpuan.

a. Kapasitas Geser Beton

Kapasitas geser nominal yang disumbangkan beton (SNI 2847-2019 Pasal 22.5.5.1) disajikan dalam persamaan 101 berikut:

$$V_c = 0,17 \sqrt{f'_c} b d \quad (101)$$

b. Luas dan Kapasitas Geser Tulangan Transversal

Luas tulangan transversal untuk sengkang dengan n_{kaki} dan diameter d_s disajikan dalam persamaan 102 berikut:

$$A_v = n_{kaki} \cdot \frac{\pi}{4} d_s^2 \quad (102)$$

Kapasitas geser tulangan transversal (SNI 2847-2019 Pasal 22.5.10.5.3) dan batas atasnya disajikan dalam persamaan 103 berikut:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yw} \cdot d}{s} \quad (103)$$

Apabila $V_s > V(s, \max)$, dimensi penampang *Tie beam* harus diperbesar.

c. Kapasitas Geser Total

Adapun dalam menghitung kapasitas geser total dapat menggunakan rumus 104 berikut:

$$V_n = V_c + V_s \quad ; \quad \phi V_n \geq V_u \quad (\phi = 0,75) \quad (104)$$

d. Spasi Maksimum Tulangan Transversal

Spasi tulangan transversal harus memenuhi batas pada persamaan 105 (SNI 2847-2019 Tabel 9.7.6.2.2) dan yang disajikan pada **Tabel 2.53** berikut:

$$V_{batas} = 0,33 \sqrt{f'_c} b d \quad (105)$$

Tabel 2.53 Spasi Maksimum Tulangan Transversal *Tie beam*

Kondisi V_u/ϕ terhadap V_{batas}	Spasi Maksimum s_{max}
$V_u/\phi \leq V_{batas}$	$\min(d/2 ; 600 \text{ mm})$
$V_u/\phi > V_{batas}$	$\min(d/4 ; 300 \text{ mm})$

Sumber: SNI 2847-2019 Tabel 9.7.6.2.2

Spasi tulangan transversal yang dipilih harus memenuhi $s \leq s_{max}$ pada daerah tumpuan maupun daerah lapangan.

2.7.3 Struktur Balok

Desain balok induk pada SRPMK dilakukan dalam empat tahap berurutan: (1) verifikasi syarat geometri penampang; (2) penentuan gaya dalam terfaktor; (3) desain penulangan lentur untuk kondisi tumpuan dan lapangan; serta (4) desain penulangan transversal daerah sendi plastis dan luar sendi plastis. Seluruh prosedur mengacu pada SNI 2847-2019 Pasal 18.6.

1. Syarat Geometri Penampang Balok

Estimasi dimensi penampang balok mengacu pada ketentuan tinggi minimum balok nonprategang sebagaimana diatur dalam SNI 2847-2019 Tabel 9.3.1.1. Ketentuan ini berlaku untuk beton mutu normal dengan tulangan mutu $f_y = 420$ MPa.

Ketentuan tinggi minimum balok nonprategang sebagaimana diatur dalam SNI 2847-2019 Tabel 9.3.1.1 disajikan pada **Tabel 2.54** berikut:

Tabel 2.54 Tinggi Minimum Balok Nonprategang

Kondisi Perletakan	Tinggi Minimum (h)
Perletakan sederhana	l / 16
Menerus satu sisi	l / 18,5
Menerus dua sisi	l / 21
Kantilever	l / 8

Sumber: SNI 2847-2019 Tabel 9.3.1.1

Apabila nilai $f_y \neq 420$ MPa, tinggi minimum dimodifikasi dengan persamaan 106 berikut:

$$h_{min} = \frac{l}{16} \cdot \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right) \quad (106)$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 18.6.2.1, persyaratan dimensi balok pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) yang harus dipenuhi adalah sebagai berikut: (a) panjang bentang bersih $l_n \geq 4d$; (b) lebar penampang $b \geq \max(0,3h; 250 \text{ mm})$; (c) proyeksi lebar balok yang melampaui lebar kolom tidak boleh melebihi $\min(c_2; 0,75c_1)$ pada masing-masing sisi kolom, di mana c_1 adalah dimensi kolom searah bentang balok dan c_2 adalah dimensi kolom tegak lurus arah bentang. Tinggi efektif balok dihitung dari serat tekan terluar hingga titik berat tulangan tarik yang diformulasikan dalam persamaan 107 berikut:

$$d = h - \text{selimut} - d_s - \frac{d_b}{2} \quad (107)$$

Keterangan:

d = tinggi efektif balok (mm)

h = tinggi total balok (mm)

d = diameter tulangan transversal (mm)

d_b = diameter tulangan longitudinal (mm)

2. Penentuan Gaya Dalam

Gaya dalam desain diperoleh dari *envelope* kombinasi beban terfaktor LRFD hasil analisis ETABS. Gaya yang diambil adalah nilai paling kritis (*envelope* Max dan Min) pada tiga lokasi penampang kritis: tumpuan kiri (*station* awal), lapangan (*station* tengah), dan tumpuan kanan (*station* akhir). Kolom output ETABS yang relevan adalah M3 (momen lentur kuat), V2 (geser kuat), dan P (gaya aksial).

3. Penulangan Lentur Balok

Penulangan lentur didesain untuk empat kondisi momen kritis: tumpuan negatif (atas), tumpuan positif (bawah), lapangan positif (bawah), dan lapangan negatif (atas). Prosedur berikut diterapkan untuk setiap kondisi secara berurutan.

a. Luas Tulangan Terpasang

Untuk n tulangan berdiameter d_b yang dipasang dalam satu lapis, luas tulangan terpasang dan jarak bersih antar tulangan disajikan dalam rumus 108 dan rumus 109 berikut:

$$A_{\{s, pasang\}} = n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_b^2 \quad (108)$$

$$s_{bersih} = \frac{b_w - 2c_c - 2d_s - n \cdot d_b}{n - 1} \geq \max(d_b ; 25 \text{ mm}) \quad (109)$$

Apabila syarat jarak bersih tidak terpenuhi dalam satu lapis, tulangan dipasang dalam dua lapis - yang menggeser titik berat tulangan ke atas sehingga tinggi efektif berkurang dan perlu dihitung ulang.

b. Tulangan Minimum

Luas tulangan minimum diambil nilai terbesar dari dua persamaan berikut (SNI 2847-2019 Pasal 9.6.1.2) disajikan dalam rumus 110 berikut:

$$A_{\{s,min\}} = \max \left[\frac{\sqrt{f_c}}{4f_y} b \cdot d ; \frac{1}{4, f_y} b \cdot d \right] \quad (110)$$

Luas tulangan terpasang harus memenuhi $A_{s,pasang} \geq A_{s,min}$.

c. Luas Tulangan Maksimum

Batas tulangan maksimum pada SRPMK ditetapkan SNI 2847-2019 Pasal 18.6.3.1 yang disajikan dalam persamaan 111 berikut:

$$A_{\{s,max\}} = 0,025 \cdot b \cdot d \quad (111)$$

Luas tulangan terpasang harus memenuhi $A_{s,pasang} \leq A_{s,max}$.

d. Luas Tulangan Diperlukan

As perlu dapat dihitung menggunakan rumus 112 berikut:

$$A_{s,hitung} = \left(\frac{0.85f'_c \cdot b}{f_y} \right) \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2(M_u/\phi)}{0.85f'_c \cdot b}} \right) \quad (112)$$

e. Luas Tulangan Digunakan

As digunakan ditentukan dengan persyaratan 113 berikut:

$$A_{s,digunakan} = \max (A_{\{s,pasang\}} ; A_{s,hitung}) \quad (113)$$

f. Tinggi Blok Tegangan, Garis Netral, dan Regangan Tarik

Tinggi blok tegangan, garis netral, dan regangan tarik dapat ditentukan menggunakan persamaan 114 berikut:

$$\begin{aligned} \text{g. } a &= \frac{A_{\{s,pasang\}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b_w} ; c = \frac{a}{\beta_1} \\ \varepsilon_s &= \frac{d - c}{c} \cdot 0,003 \end{aligned} \quad (114)$$

Kondisi dikendalikan tarik ($\varepsilon_s \geq 0,005$) wajib dipenuhi untuk elemen lentur SRPMK, memastikan daktilitas yang memadai sebelum keruntuhan beton. Faktor reduksi ϕ ditentukan dari zona regangan (SNI 2847-2019 Tabel 21.2.2) ditunjukkan oleh **Tabel 2.55** berikut:

Tabel 2.55 Faktor Reduksi ϕ Lentur Berdasarkan Zona Regangan

Zona Penampang	Kondisi ε_s	Nilai ϕ
Dikendalikan tekan	$\varepsilon_s < 0,002$	0,65
Transisi	$0,002 \leq \varepsilon_s \leq 0,005$	$0,65 + \frac{\varepsilon_s - 0,002}{0,003} \cdot 0,25$
Dikendalikan tarik	$\varepsilon_s > 0,005$	0,90

Sumber: SNI 2847-2019 Tabel 21.2.2

h. Kapasitas Momen dan Verifikasi

Kapasitas momen dan verifikasi disajikan pada rumus 115 sebagai berikut:

$$M_n = A_{\{s,pasang\}} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) ; \phi \cdot M_n \geq M_u \quad (115)$$

4. Penulangan Transversal Balok

a. Gaya Geser Desain - *Capacity Design (Probable Moment)*

Pada SRPMK, gaya geser desain balok tidak diambil langsung dari analisis, melainkan dihitung berdasarkan momen probable (M_{pr}) di kedua ujung balok (SNI 2847-2019 Pasal 18.6.5.1). Pendekatan ini memastikan balok tidak runtuh akibat geser sebelum sendi plastis sempurna terbentuk di ujung-ujungnya yang disajikan pada rumus 116, rumus 117, dan rumus 118 sebagai berikut:

$$M_{pr} = A_{\{s,pasang\}} \cdot 1,25f_y \cdot \left(d - \frac{a_{pr}}{2}\right) \quad (116)$$

$$a_{pr} = \frac{A_{\{s,pasang\}} \cdot 1}{25f_y, 0,85 \cdot f_c \cdot b_w} \quad (117)$$

$$V_e = \frac{M_{\{pr,kiri\}} + M_{\{pr,kanan\}}}{l_n} \pm \frac{w_u \cdot l_n}{2} \quad (118)$$

Keterangan:

$M_{pr, kiri}; M_{pr, kanan}$ = momen *probable* di ujung kiri dan kanan balok (kN·m)

w_u = beban merata gravitasi terfaktor pada balok (kN/m)

Komponen V_g diambil dari gaya geser akibat beban gravitasi terfaktor kombinasi 1,2D + L (*Commentary* SNI 2847-2019 R18.6.5), bukan beban merata seragam $w_u \cdot l_n/2$.

Gaya geser desain akhir diambil nilai terbesar antara V_e dengan gaya geser maksimum dari kombinasi ETABS. Hal ini dapat dilihat pada syarat 119 berikut:

$$V_u = \max(V_e ; V_{\{u,ETABS\}}) \quad (119)$$

b. Penulangan Transversal

Sebelum menghitung kapasitas geser beton, SNI 2847-2019 Pasal 18.6.5.2 mewajibkan pengecekan apakah V_c harus diambil nol.

Kondisi $V_c = 0$ berlaku apabila syarat 120 berikut terpenuhi secara bersamaan:

$$V_{pr} \geq \frac{V_e}{2} \text{ dan } P_u < \frac{A_g \cdot f_c}{20} \text{ maka } V_c = 0 \quad (120)$$

Keterangan:

V_{pr} = gaya geser akibat momen *probable* = $(M_{pr+} + M_{pr-}) / \ln(N)$

V_e = gaya geser desain total = $V_g + V_{pr}$ (N)

P_u = gaya aksial terfaktor terkecil pada balok (paling mendekati nol) (N)

Apabila $V_{pr} < 1/2 V_e$ atau P_u lebih besar sama dengan $A_g \cdot f_c / 20$, maka V_c diperhitungkan. Ketentuan ini memastikan bahwa pada kondisi sendi plastis berpotensi terbentuk, seluruh gaya geser dipikul oleh sengkang.

Kapasitas geser beton dan tulangan geser (SNI 2847-2019 Pasal 22.5.5.1) disajikan pada persamaan 121, persamaan 122, dan persamaan 123 berikut:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d; \quad (121)$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yw} \cdot d}{s}; V_{\{s, \max\}} = 0,66 \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (122)$$

$$\phi(V_c + V_s) \geq V_u \quad (\phi = 0,75) \quad (123)$$

Apabila $V_s > V_{s, \max}$, dimensi penampang balok harus diperbesar, penambahan sengkang saja tidak mencukupi (SNI 2847-2019 Pasal 22.5.1.2). Spasi maksimum tulangan transversal balok SRPMK pada daerah sendi plastis dan luar sendi plastis sesuai SNI 2847-2019 Pasal 18.6.4 disajikan pada **Tabel 2.56** berikut:

Tabel 2.56 Spasi Maksimum Tulangan Transversal Balok SRPMK

Daerah	Zona	Spasi Maksimum s
Sendi plastis (0 s.d. 2h dari muka kolom)	Zona 1	$\min(d/4 ; 6 \cdot d_b ; 150 \text{ mm})$
Luar sendi plastis	Zona 2	$\min(d/2 ; 300 \text{ mm})$

Sumber: SNI 2847-2019 Pasal 18.6.4.1 dan 18.6.4.4

Sengkang pertama dipasang ≤ 50 mm dari muka kolom (SNI 2847-2019 Pasal 18.6.4.1).

5. Desain Torsi Balok

Selain lentur dan geser, balok pada bangunan gedung bertingkat umumnya menerima momen puntir (torsi) yang berasal dari beban gravitasi pelat atau balok anak yang bertumpu secara eksentris, maupun dari komponen momen gempa yang menghasilkan puntiran terhadap sumbu longitudinal balok. SNI 2847-2019 Pasal 22.7.3 membedakan dua jenis torsi berdasarkan kondisi kesetimbangan struktur.

Torsi kesetimbangan (*equilibrium torsion*) terjadi pada struktur statis tertentu di mana torsi mutlak diperlukan untuk kesetimbangan dan tidak dapat didistribusikan; komponen harus didesain memikul T_u penuh. Sebaliknya, torsi kompatibilitas (*compatibility torsion*) terjadi pada struktur statis tak tentu akibat kompatibilitas deformasi antara elemen-elemen yang saling terhubung. Setelah retak torsi terjadi, gaya puntir dapat didistribusikan ke elemen lain, sehingga SNI 2847-2019 Pasal 22.7.3.2 mengizinkan reduksi T_u hingga ϕT_{cr} . Gaya dalam pada elemen-elemen berdampingan harus disesuaikan dengan torsi yang telah direduksi tersebut (SNI 2847-2019 Pasal 22.7.3.3).

a. Parameter Geometri Penampang untuk Torsi

Parameter geometri penampang yang digunakan dalam perhitungan torsi ditetapkan berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 22.7.6.1. Untuk penampang persegi panjang digunakan persamaan 124, persamaan 125, dan persamaan 126 sebagai berikut:

$$A_{cp} = b \cdot h ; P_{cp} = 2 \cdot (b + h) \quad (124)$$

Keterangan:

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

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

$$x_o = b - 2c_c - d_s ; y_o = h - 2c_c - d_s \quad (125)$$

$$A_{oh} = x_o \cdot y_o ; A_o = 0,85 \cdot A_{oh} ; P_h = 2 \cdot (x_o + y_o) \quad (126)$$

Keterangan:

$x_o ; y_o$ = dimensi inti beton terkekang arah x dan y, ke as sengkang terluar (mm)

A_{oh} = luas daerah yang dibatasi oleh as tulangan transversal terluar (mm²)

A_o = luas bruto yang dibatasi garis geser (mm²)

P_h = keliling as tulangan transversal terluar (mm)

b. Pengecekan Kebutuhan Tulangan Torsi

Desain tulangan torsi perlu diperiksa apakah momen torsi terfaktor T_u cukup signifikan untuk memerlukan tulangan torsi. Berdasarkan SNI 2847-2019 Tabel 22.7.4.1, tulangan torsi dapat diabaikan apabila T_u tidak melebihi seperempat momen retak torsi ϕT_{cr} .

Momen retak torsi untuk komponen non-prategang dihitung sebagai (SNI 2847-2019 Tabel 22.7.5.1) yang disajikan dalam persamaan 127 sebagai berikut:

$$T_{cr} = 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad (127)$$

Keterangan:

T_{cr} = momen retak torsi (N·mm)

λ = faktor beton ringan (= 1,0 untuk beton normal)

Tulangan torsi tidak diperlukan jika persamaan 126 terpenuhi dan disajikan sebagai berikut:

$$T_u \leq \frac{\phi \cdot T_{cr}}{4} (\phi = 0,75) \quad (128)$$

Untuk torsi kompatibilitas (struktur statis tak tentu), T_u yang digunakan dalam desain dapat direduksi hingga ϕT_{cr} apabila $T_u \geq \phi T_{cr}$ (SNI 2847-2019 Pasal 22.7.3.2). Gaya dalam pada elemen-elemen berdampingan harus disesuaikan dengan torsi yang telah direduksi tersebut (SNI 2847-2019 Pasal 22.7.3.3) dapat diformulasikan sebagai syarat 129 berikut:

$$T_{u,pakai} = \min(T_u ; \phi \cdot T_{cr}) \quad (\text{Torsi kompatibilitas}) \quad (129)$$

c. Pengecekan Kecukupan Dimensi Penampang

Dimensi penampang balok harus memenuhi persyaratan kecukupan terhadap kombinasi geser dan torsi (SNI 2847-2019 Pasal 22.7.7.1). Tegangan geser kombinasi yang terjadi tidak boleh melebihi kapasitas tegangan beton yang dapat diformulasikan dalam persamaan 130 berikut:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot P_h}{1,7 \cdot A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \cdot \left(\frac{V_c}{b_w \cdot d} + 0,66 \cdot \sqrt{f_c}\right) \quad (130)$$

Keterangan:

V_u = gaya geser terfaktor dari analisis ETABS (N)

V_c = kapasitas geser beton = $(1/6) \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$ (N)

T_u = momen torsi terfaktor pakai (N·mm)

P_h = keliling as tulangan transversal terluar (mm)

A_{oh} = luas daerah yang dibatasi as tulangan transversal terluar (mm²)

Apabila syarat ini tidak terpenuhi, dimensi penampang balok harus diperbesar sebelum desain tulangan dilanjutkan. Persamaan ini secara fundamental menyatakan bahwa tegangan geser ekuivalen akibat torsi dan geser tidak boleh melampaui kapasitas tekan diagonal beton.

d. Penulangan Transversal Torsi

Parameter sudut diagonal retak θ untuk komponen non-prategang diambil 45° (SNI 2847-2019 Pasal 22.7.6.1.2). Kebutuhan tulangan transversal torsi A_t/s dihitung sebagai rumus 131 berikut:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{2 \cdot \phi \cdot A_o \cdot f_{yw}} ; \phi = 0,75 \quad (131)$$

Keterangan:

A_t = luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan torsi (mm²)

s = spasi tulangan transversal (mm)

f_{yw} = tegangan leleh tulangan transversal (MPa)

Tulangan transversal memikul geser dan torsi secara bersamaan. Kebutuhan tulangan gabungan diperoleh dengan menjumlahkan keduanya (SNI Commentary R9.5.4.3) yang telah diformulasikan dalam persamaan 132 berikut:

$$\frac{A_{\{v+t\}}}{s} = \frac{A_v}{s} + 2 \cdot \frac{A_t}{s} \quad (132)$$

Keterangan:

$A_v ; s$ = kebutuhan tulangan geser per satuan panjang = $Vs/(f_{yw} \cdot d)$ (mm^2/mm)

Kebutuhan tulangan transversal minimum untuk kombinasi geser dan torsi (SNI 2847-2019 Pasal 9.6.4.2) yang disajikan dalam persamaan 133 berikut:

$$\left(\frac{A_{\{v+t\}}}{s}\right)_{min} = \max \left[0,062 \cdot \frac{\sqrt{f_c} \cdot b_w}{f_{yw}} ; 0,35 \cdot \frac{b_w}{f_{yw}} \right] \quad (133)$$

Syarat spasi maksimum tulangan transversal untuk torsi (SNI 2847-2019 Pasal 9.7.6.3.3) disajikan dalam rumus 134 berikut:

$$s_{max} = \min \left(\frac{P_h}{8} ; 300 \text{ mm} \right) \quad (134)$$

Kapasitas tulangan transversal terpasang harus memenuhi persamaan 135 berikut:

$$\frac{A_{\{v+t\}}}{s}_{pasang} \geq \max \left(\left(\frac{A_{\{v+t\}}}{s}\right)_{perlu} ; \left(\frac{A_{\{v+t\}}}{s}\right)_{min} \right) \quad (135)$$

Perlu dicatat bahwa sengkang torsi harus berupa sengkang tertutup dengan kait seismik 135° di kedua ujungnya, bukan sengkang terbuka. Hal ini diperlukan untuk mengaktifkan mekanisme *space truss analogy* di seluruh perimeter penampang.

e. Penulangan Longitudinal Torsi

Torsi juga memerlukan tulangan longitudinal tambahan yang didistribusikan merata di sekeliling perimeter penampang (SNI 2847-2019 Pasal 22.7.6.1). Tulangan ini bekerja berpasangan dengan sengkang untuk membentuk mekanisme *space truss analogy*, di mana tegangan tarik diagonal dari torsi diseimbangkan oleh

gaya tarik aksial pada sengkang dan tulangan longitudinal secara simultan yang diformulasikan pada rumus 136 berikut:

$$A_l = \frac{A_t}{s} \cdot P_h \quad (136)$$

Keterangan:

A_l = luas total tulangan longitudinal torsi (mm²)

f_y = tegangan leleh tulangan longitudinal (MPa)

Luas tulangan longitudinal minimum untuk torsi (SNI 2847-2019 Pasal 9.6.4.3) disajikan pada rumus 137 berikut:

$$A_{\{l,min\}} = 0,42 \frac{\sqrt{f_c} \cdot A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{s} \cdot P_h \quad (137)$$

Keterangan:

$A_{\{l,min\}}$ = luas tulangan longitudinal minimum (mm²)

Tulangan longitudinal torsi dipasang bersama-sama dengan tulangan lentur, sehingga kebutuhan tulangan longitudinal total pada tiap penampang kritis dihitung pada rumus 138 berikut:

$$A_{\{s+l,perlu\}} = A_{\{s,lentur\}} + \max(A_l ; A_{\{l,min\}}) \quad (138)$$

Keterangan:

$A_{\{s,lentur\}}$ = luas tulangan longitudinal akibat lentur dari desain momen (mm²)

Syarat diameter minimum tulangan longitudinal torsi (SNI 2847-2019 Pasal 9.7.5.2) memastikan bahwa tulangan mampu mengangkurkan gaya tarik yang tersalurkan dari sengkang yang disyaratkan pada persamaan 139 berikut:

$$d_b \geq \max(0,042 \cdot s ; 10 \text{ mm}) \quad (139)$$

Keterangan:

d_b = diameter tulangan longitudinal torsi (mm)

$0,042 \cdot s$ = batas diameter berdasarkan spasi sengkang yang digunakan

Spasi tulangan longitudinal torsi di sekeliling perimeter tidak boleh melebihi 300 mm (SNI 2847-2019 Pasal 9.7.5.1). Apabila spasi melebihi batas ini, tulangan

pinggang (*skin reinforcement*) dengan diameter dbt harus dipasang di antara tulangan atas dan bawah yang disyaratkan pada persamaan 140 berikut:

$$s_{longitudinal} = \frac{b - 2c_c - 2d_s - d_b}{\min(n_{atas} ; n_{bawah}) - 1} \leq 300 \text{ mm} \quad (140)$$

f. Kombinasi Lentur dan Torsi

Setelah luas tulangan total A_{s+l} ditetapkan, verifikasi akhir dilakukan untuk memastikan tulangan yang terpasang memenuhi kebutuhan gabungan lentur dan torsi pada setiap penampang kritis (tumpuan atas, tumpuan bawah, lapangan atas, lapangan bawah) yang disyaratkan pada persamaan 141 berikut:

$$A_{\{s+l,pasang\}} \geq A_{\{s+l,perlu\}} \text{ (semua penampang kritis)} \quad (141)$$

Apabila syarat T18 tidak terpenuhi pada suatu penampang, penyelesaian yang dapat dilakukan adalah menambah jumlah batang tulangan longitudinal, meningkatkan diameter tulangan longitudinal, atau memasang tulangan pinggang tambahan di sisi balok. Pemasangan tulangan pinggang dianjurkan apabila penambahan tulangan di zona tarik atau tekan sudah tidak efisien karena keterbatasan lebar penampang. Tulangan longitudinal torsi tidak boleh digabungkan dengan tulangan tekan kecuali penampang memang memerlukan kedua fungsi tersebut secara bersamaan.

2.7.4 Struktur Kolom

Desain kolom pada SRPMK dilakukan dalam lima tahap berurutan: (1) verifikasi syarat geometri; (2) pengecekan *strong column-weak beam*; (3) perhitungan diagram interaksi aksial-lentur (P-M); (4) desain tulangan kekangan dan spasi daerah sendi plastis; serta (5) desain kuat geser daerah sendi plastis. Seluruh prosedur mengacu pada SNI 2847-2019 Pasal 18.7.

1. Syarat Desain Geometri Kolom

Berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 18.7.2.1, adapun syarat geometri dalam mendesain struktur kolom adalah sebagai persamaan 142 berikut:

$$b \geq 300 \text{ mm} ; \frac{b}{h} \geq 0,4 ; l_n = L - h_{\{b, \max\}} \quad (142)$$

Dalam mendesain tulangan longitudinal kolom, rasio tulangan (ρ) harus memenuhi persamaan dalam SNI 2847-2019 Pasal 18.7.4.1 sebagai persamaan 143 berikut:

$$1\% \leq \rho \leq 6\%; \text{ Rasio tulangan } (\rho) = \frac{A_{st}}{b \cdot h} \quad (143)$$

Keterangan:

A_{st} = Luasan tulangan total longitudinal (mm^2), $A_{st} = \frac{1}{4} \pi \cdot d_b^2 \cdot n$

2. Desain Strong Column Weak Beam

SNI 2847-2019, struktur kolom harus didesain lebih kuat daripada struktur balok atau dengan kata lain apabila terjadi beban gempa, keruntuhan awal direncanakan terjadi pada struktur horizontal terlebih dahulu untuk mengantisipasi terjadinya keruntuhan total struktur bangunan. Adapun persamaan dalam mendesain struktur *strong column weak beam* berdasarkan Pasal 18.7.3.2 adalah sebagai persamaan 144 berikut:

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \cdot \Sigma (M_n^- + M_n^+) \quad (144)$$

Keterangan:

M_{nc} = Jumlah momen nominal kolom atas dan bawah joint, dievaluasi pada kondisi gaya aksial ($P_{\max}$) dan gaya aksial minimum ($P_{\min}$)

M_n^- = Momen nominal balok area tumpuan

M_n^+ = Momen nominal balok area tumpuan

3. Perhitungan Diagram Interaksi

Diagram P-M diperhitungkan dengan memvariasikan posisi garis netral c dari nol (tarik murni) hingga tak hingga (tekan murni).

a. Menentukan faktor distribusi tegangan

Faktor distribusi tegangan ditentukan untuk menentukan nilai tinggi blok tegangan tekan beton (a) yang dipengaruhi oleh mutu beton yang digunakan. Berikut ini adalah syarat penggunaan faktor distribusi tegangan kolom.

(1) $\beta_1 = 0,85$ untuk mutu beton $f'_c \leq 28$ MPa.

(2) $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot (f'_c - 28) / 7$ untuk mutu beton $28 \text{ MPa} < f'_c \leq 55 \text{ MPa}$, dengan batas bawah $\beta_1 = 0,65$ (SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.4.3).

b. Menentukan luas tulangan berdasarkan baris pemasangannya

Dalam menentukan gaya dalam tulangan baja, luas masing-masing tulangan setiap barisnya harus diperhitungkan dengan menggunakan persamaan 145 dan persamaan 146 dibawah ini:

$$A_{si} = \frac{\text{Banyak tulangan tiap baris}}{\text{Jumlah tulangan total}} \cdot A_s \text{ tulangan} \quad (145)$$

$$\text{Jarak antar tulangan (x)} = \frac{h - 2 \cdot \text{selimut beton}}{\text{Banyak sela antar tulangan}} \quad (146)$$

Sehingga, berdasarkan persamaan di atas maka jarak tulangan menuju sisi luar permukaan kolom (d_i) adalah sebagai persamaan 147 berikut.

$$d_i = \text{banyak sela} \cdot \text{jarak antar tulangan} + \text{tebal selimut beton} \quad (147)$$

c. Menentukan gaya aksial nominal kolom

Dalam mendesain gaya aksial nominal (P_n) kolom, maka resultan gaya internal tulangan (C_s) dan gaya internal beton tekan (C_c) harus diperhitungkan. Adapun

persamaan dalam menentukan masing-masing gaya adalah sebagai persamaan 148 berikut:

$$F_{si} = A_{si} \cdot f_{si} \quad (148)$$

Keterangan:

F_{si} = gaya dalam tulangan (N)

f_{si} = tegangan pada lapisan ke-i pada permukaan tulangan (MPa)

A_{si} = luas total tulangan pada lapisan ke-I (mm^2)

Berdasarkan persamaan di atas, maka resultan gaya dalam tulangan dapat diformulasikan sebagai rumus 149 berikut:

$$C_s = \Sigma F_{si} \quad (149)$$

Keterangan:

C_s = Resultan gaya dalam tulangan (N)

Sementara itu, dalam menentukan gaya dalam beton tekan menggunakan persamaan 150 sebagai berikut:

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \quad (150)$$

Keterangan:

C_c = gaya dalam beton tekan (N)

a = tinggi blok tegangan tekan beton (mm); $a = \beta_1 \cdot c$

b = lebar kolom (mm)

Sehingga, gaya aksial nominal kolom (P_n) adalah akumulasi dari resultan gaya dalam tulangan baja dengan gaya dalam tekan beton yang diformulasikan sebagai rumus 151 berikut:

$$P_n = C_c + C_s \quad (151)$$

d. Menentukan momen akibat gaya dalam masing-masing tulangan

Dalam menghitung momen akibat gaya dalam pada tulangan kolom, digunakan persamaan 152 sebagai berikut:

$$M_{si} = F_{si} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \quad (152)$$

Dengan persamaan jumlah momen akibat gaya dalam masing-masing tulangan yang disajikan dalam rumus 153 sebagai berikut:

$$M_s = \sum M_{si} \quad (153)$$

e. Menentukan momen akibat gaya dalam tekan beton

Dalam menentukan momen akibat gaya dalam tekan beton (M_c) digunakan persamaan 154 sebagai berikut:

$$M_c = C_c \cdot \left(\frac{h - a}{2} \right) \quad (154)$$

Sehingga, dalam menentukan momen nominal kolom menggunakan persamaan 155 sebagai berikut:

$$M_n = M_c + M_s \text{ (N}\cdot\text{mm)} \quad (155)$$

f. Menentukan Kurva Kapasitas Desain ($\phi P_n - \phi M_n$)

Setiap titik (P_n , M_n) yang diperoleh dari variasi c direduksi dengan faktor $\phi = 0,65$ (kolom bersengkang, SNI 2847-2019 Pasal 21.2.2) untuk menghasilkan kurva kapasitas desain. Seluruh kombinasi gaya dalam (P_u , M_u) dari output ETABS harus berada di dalam kurva $\phi P_n - \phi M_n$. Hasil nilai P_n dan M_n reduksi dapat dihitung menggunakan rumus 156 dan rumus 157 berikut:

$$\phi P_n = \phi \cdot P_n \text{ (kapasitas aksial desain pada titik kurva, N)} \quad (156)$$

$$\phi M_n = \phi \cdot M_n \text{ (kapasitas momen desain pada titik kurva, N}\cdot\text{mm)} \quad (157)$$

g. Menentukan gaya tekan aksial sentris (P_{n0})

Kondisi gaya tekan aksial sentris terjadi pada saat momen nominal bernilai 0. Kapasitas aksial sentris maksimum kolom bersengkang dihitung berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 22.4.2.2 yang disajikan dalam rumus 158, persamaan 159, dan persamaan 160 sebagai berikut:

$$P_o = 0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \quad (158)$$

$$P_{n0} = 0,80 \cdot P_o \quad (159)$$

$$\phi P_{n,max} = 0,65 \cdot P_{n0} \quad (160)$$

Untuk mengonstruksi diagram interaksi P-M, nilai c divariasikan dari kecil (dominasi tarik) hingga besar (dominasi tekan). Pada setiap nilai c , tinggi blok tegangan ekuivalen, regangan, dan tegangan masing-masing lapisan tulangan dihitung sebagai persamaan 161 berikut:

$$a = \beta_1 \cdot c \quad (161)$$

Regangan pada lapisan tulangan ke- i , diukur dari serat tekan terluar (positif = tekan) dapat dihitung dengan persamaan 162 berikut:

$$\epsilon_{si} = 0.003 \cdot \frac{(c - d_i)}{c} \quad (162)$$

Tegangan tulangan dibatasi oleh kuat leleh (positif = tekan, negatif = tarik) dapat dihitung dengan persamaan 163 berikut:

$$f_{si} = E_s \cdot \epsilon_{si}, \text{dibatasi} - f_y \leq f_{si} \leq f_y \text{ (MPa)} \quad (163)$$

$E_s = 200.000 \text{ MPa}$ (modulus elastisitas baja tulangan)

4. Desain Tulangan Kekangan Dan Spasi Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 18.7.5.1, tulangan longitudinal kolom harus dipasang dengan tulangan transversal yang lebih rapat di sepanjang daerah sendi plastis kolom (l_o) untuk meningkatkan tahanan kolom terhadap gaya geser dan gaya aksial kolom tersebut. Selain itu, dengan pemasangan tulangan transversal di

sepanjang daerah sendi plastis kolom dapat memberikan pengaruh pengekanan pada beton dan juga penyediaan dukungan gaya lateral pada tulangan longitudinal kolom (Pasal 18.7.5).

Dalam menentukan daerah sendi plastis kolom. Panjang daerah sendi plastis l_o (SNI 2847-2019 Pasal 18.7.5.1), diambil nilai terbesar dari persamaan 164 berikut:

$$l_o = \max \left(h ; \frac{l_n}{6} ; 450 \text{ mm} \right) \quad (164)$$

a. Desain Tulangan Transversal Daerah Sendi Plastis Kolom

Tulangan transversal pada daerah sendi plastis kolom, sumbu x dan sumbu y pada kolom harus sama-sama diperhitungkan dengan asumsi jarak tulangan transversal harus lebih rapat daripada jarak tulangan transversal diluar daerah sendi plastis kolom yang dapat dihitung dengan persamaan 165 berikut:

$$Ash = \frac{1}{4} \pi \cdot d_n^2 \cdot n; \text{ Jarak tulangan} = \frac{Ash}{s} \quad (165)$$

Keterangan:

Ash = Luas total penampang tulangan transversal kolom

Ash/s = Jarak tulangan transversal daerah sendi plastis

b. Desain Kekangan Daerah Sendi Plastis (*Confinement*)

Berdasarkan SNI 2847 Tahun 2019 Pasal 18.7.5.4, daerah sendi plastis kolom harus dipastikan memiliki kekangan rencana yang lebih besar daripada syarat kekangan yang ditentukan ($Ash/s \geq Ash/s_{min}$). Dalam menentukan batas kekangan daerah sendi plastis dapat digunakan persamaan 166 dan persamaan 167 berikut:

$$\frac{Ash}{s} min1 \geq 0,3 \cdot \frac{b_c/h_c}{f_{yv}} \cdot f_c \cdot \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \quad (166)$$

$$\frac{Ash}{s} min2 \geq 0,09 \cdot \frac{b_c/h_c}{f_{yv}} \cdot f_c \quad (167)$$

Keterangan:

bc = Lebar penampang inti beton (mm)

bc = $b - 2 \times$ tebal selimut beton

hc = Panjang penampang inti beton (mm)

hc = $h - 2 \times$ tebal selimut beton

Ach = Luas penampang inti beton (mm²)

Ach = bc x hc

f_{yv} = Tegangan leleh tulangan transversal (MPa)

c. Syarat Desain Jarak Spasi Tulangan Transversal

Spasi sengkang di daerah sendi plastis harus memenuhi tiga syarat jarak spasi tulangan transversal kolom maksimum berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 18.7.5.3. Syarat spasi maksimum tulangan transversal kolom pada daerah sendi plastis disajikan pada **Tabel 2.57** berikut:

Tabel 2.57 Spasi Maksimum Sengkang Daerah Sendi Plastis Kolom SRPMK

Syarat ke-	Ekspresi	Keterangan
1	$s \leq b / 4$	Berdasarkan dimensi penampang terkecil
2	$s \leq 6 \cdot db$	db = diameter tulangan longitudinal terkecil
3	$s \leq s_o = 100 + \frac{350 - h_x}{3}$	100 mm $\leq s_o \leq$ 150 mm; h _x = spasi kaki sengkang terbesar

Sumber: SNI 2847-2019 Pasal 18.7.5.3

5. Desain Kuat Geser Daerah Sendi Plastis Kolom

Gaya geser desain kolom dihitung berdasarkan probable moment kolom, bukan dari analisis langsung (SNI 2847-2019 Pasal 18.7.6.1) yang dapat dihitung dengan persamaan 168 berikut:

$$V_u = \frac{2 \cdot M_{\{pr,kolom\}}}{l_n} ; M_{\{pr,kolom\}} = 1,25 \cdot M_{\{n,kolom\}} \quad (168)$$

Keterangan:

M_{pr} = Kekuatan lentur kolom

a. Ketahanan Kuat Geser Kolom

Dalam menentukan nilai ketahanan kuat geser kolom (V_c) berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 22.5.6.1 digunakan persamaan 169 sebagai berikut:

$$V_c = 0,17 \cdot \left[1 + \frac{N_u}{14A_g} \right] \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h \cdot d \quad (169)$$

Keterangan:

N_u = Gaya aksial kolom terkecil (kN)

A_g = Luas penampang kolom (mm²)

h = Tinggi efektif kolom

d = h kolom – selimut beton kolom – d_s – $d_b/2$

d_s = Diameter tulangan transversal

d_b = Diameter tulangan longitudinal

b. Jarak Maksimum Berdasarkan Kuat Geser Perlu

Berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 10.6.2.2, dijelaskan bahwa jarak tulangan transversal daerah sendi plastis harus diperhitungkan terhadap jarak maksimum tulangan (A_{sh}/s) yang dipengaruhi oleh ketahanan kuat geser kolom perlu yang disajikan dalam persamaan 170 sebagai berikut:

$$\frac{A_{sh}}{s} \geq \max \left[\frac{V_{\{s,pertu\}}}{f_{yw} \cdot d} ; \frac{0,062 \sqrt{f'_c} \cdot b}{f_{yv}} ; \frac{0,35b}{f_{yv}} \right] ; V_{s,pertu} = \frac{V_u}{\phi} \quad (\phi = 0,75) \quad (170)$$

2.7.5 Struktur Pelat Lantai

Langkah pertama dalam desain pelat lantai adalah mengidentifikasi jenis pelat berdasarkan rasio bentang panjang terhadap bentang pendek yang dapat diformulasikan dalam persamaan 171 berikut:

$$\frac{L_y}{L_x} \leq 2 \Rightarrow \text{two-way slab} \quad ; \quad \frac{L_y}{L_x} > 2 \Rightarrow \text{one-way slab} \quad (171)$$

Untuk pelat satu arah nonprategang, ketebalan minimum diatur dalam SNI 2847-2019 Tabel 7.3.1.1 disajikan pada **Tabel 2.58** sebagai berikut:

Tabel 2.58 Ketebalan Minimum Pelat Satu Arah Nonprategang

Kondisi Tumpuan	h Minimum
Tumpuan sederhana	1 / 20
Satu ujung menerus	1 / 24
Kedua ujung menerus	1 / 28
Kantilever	1 / 10

Sumber: SNI 2847-2019 Tabel 7.3.1.1

Untuk pelat dua arah nonprategang tanpa balok interior, ketebalan minimum diatur dalam SNI 2847-2019 Tabel 8.3.1.1 disajikan pada **Tabel 2.59** sebagai berikut:

Tabel 2.59 Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Nonprategang Tanpa Balok Interior

Mutu Tulangan, fy (MPa)	Tanpa Drop Panel			Dengan Drop Panel		
	Panel Eksterior		Panel Interior	Panel Eksterior		Panel Interior
	Tanpa Balok Tepi	Dengan Balok Tepi		Tanpa Balok Tepi	Dengan Balok Tepi	
280	ln/33	ln/36	ln/36	ln/36	ln/40	ln/40
420	ln/30	ln/33	ln/33	ln/33	ln/36	ln/36
520	ln/28	ln/31	ln/31	ln/31	ln/34	ln/34

Sumber: SNI 2847-2019 Tabel 8.3.1.1

Untuk pelat dua arah dengan balok di semua sisinya, ketebalan minimum bergantung pada nilai α_{fm} (nilai rata-rata rasio kekakuan lentur balok terhadap pelat) sebagaimana diatur SNI 2847-2019 Tabel 8.3.1.2. Nilai α_{fm} menunjukkan tingkat kekakuan relatif balok terhadap pelat, sehingga semakin besar nilainya maka semakin kecil ketebalan minimum pelat yang diperkenankan.

Adapun tabel yang mengatur mengenai ketebalan minimum plat yang ditunjukkan pada **Tabel 2.60** berikut:

Tabel 2.60 Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah dengan Balok di Semua Sisi

α_{fm}	Tebal Minimum	
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Tabel 8.3.1.1 berlaku	
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Nilai terbesar dari	$\frac{\ln \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$ 125
$\alpha_{fm} > 2.0$	Nilai terbesar dari	$\frac{\ln \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$ 90

Sumber: SNI 2847-2019 Tabel 8.3.1.2

Nilai α_f merupakan rasio kekakuan lentur balok ($E_{cs}I_b$) terhadap kekakuan lentur pelat ($E_{cs}I_s$), karena mutu beton balok dan pelat umumnya sama dan dicor monolit, modulus elastisitas keduanya bernilai sama sehingga rasio kekakuan lentur balok terhadap pelat diformulasikan pada persamaan 172 dan persamaan 173 sebagai berikut:

$$\alpha_f = \frac{E_{cs} I_b}{E_{cs} I_s} = \frac{I_b}{I_s} \quad (172)$$

Keterangan:

I_b = momen inersia penampang balok efektif terhadap sumbu lemah (mm⁴)

I = momen inersia penampang pelat (mm⁴)

$$\begin{aligned}
 I^b &= k \times (bc \times h_b^3) / 12 \\
 I_s &= L \times t_s^3 / 12
 \end{aligned}
 \tag{173}$$

Keterangan:

k = koefisien penampang balok T (bergantung rasio dimensi sayap dan badan)

bc = lebar badan balok (mm)

h_b = tinggi total balok (mm)

L = lebar *tributary* pelat (mm)

t_s = tebal pelat (mm)

1. Syarat Desain Struktur Pelat Dua Arah (*Two Way Slab*)

Pelat lantai dua arah (*two-way slab*) adalah pelat yang ditumpu oleh balok di keempat sisinya dengan $L_2/L_1 \leq 2$, sehingga distribusi beban dan lendutan terjadi signifikan pada kedua arah bentang. Perencanaan dilakukan dalam lima tahap: (1) penentuan properti penampang; (2) ekstraksi gaya dalam dari ETABS (M11, M22, Vu); (3) desain penulangan lentur untuk empat kondisi momen; (4) verifikasi kapasitas geser; dan (5) pemeriksaan lendutan. Seluruh prosedur mengacu pada SNI 2847-2019 Pasal 7, 8, dan 24. Analisis penulangan dilakukan per meter ($b = 1000$ mm).

Tinggi efektif pelat berbeda untuk dua arah karena tulangan dipasang dua lapis dapat dihitung dengan rumus 174 dan rumus 175 sebagai berikut:

$$d_1 = t - c_c - \frac{d_b}{2} \quad (\text{arah sumbu 1, lapis bawah}) \tag{174}$$

$$d_2 = t - c_c - d_b - \frac{d_b}{2} \quad (\text{arah sumbu 2}) \tag{175}$$

Keterangan:

t = tebal pelat (mm)

cc = selimut bersih ≥ 20 mm pelat interior (SNI 2847-2019 Tabel 20.6.1.3.1)

2. Penentuan Gaya Dalam

Komponen gaya dalam pelat dari output ETABS beserta penggunaannya dalam desain penulangan disajikan pada **Tabel 2.61** berikut.

Tabel 2.61 Output Gaya Dalam Pelat dari ETABS dan Penggunaannya

Output ETABS	Makna Fisik	Digunakan untuk Desain
M11 Max (+)	Momen positif arah sumbu 1 (per meter)	Tulangan lapangan bawah arah sumbu 1
M11 Min (-)	Momen negatif arah sumbu 1	Tulangan tumpuan atas arah sumbu 1
M22 Max (+)	Momen positif arah sumbu 2 (per meter)	Tulangan lapangan bawah arah sumbu 2
M22 Min (-)	Momen negatif arah sumbu 2	Tulangan tumpuan atas arah sumbu 2
Vu (Max)	Gaya geser maksimum pada pelat	Verifikasi kapasitas geser pelat

Sumber: ETABS

3. Penulangan Lentur Pelat

Prosedur desain berikut diterapkan untuk keempat kondisi momen secara terpisah. Analisis dilakukan per meter ($b = 1000 \text{ mm}$).

a. Spasi, Jumlah, dan Luas Tulangan Terpasang

Spasi, jumlah, dan luas tulangan terpasang dapat dihitung dengan persamaan 176 berikut:

$$A_{\{s,pasang\}} = \frac{1000}{s} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_b^2 \text{ (mm}^2\text{/m)} \quad (176)$$

Spasi maksimum (SNI 2847-2019 Pasal 8.7.2.2) dan jarak bersih antar tulangan (SNI 2847-2019 Pasal 25.2.1) dapat dihitung dengan persamaan 177 berikut:

$$s_{\max} = \min(2t ; 450 \text{ mm}) ; s_{\text{bersih}} = s - d_b \geq \max(d_b ; 25 \text{ mm}) \quad (177)$$

b. Tulangan Minimum Pelat

Berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 7.6.1.1 dan 8.6.1.1, untuk $f_y \geq 420 \text{ Mpa}$ disyaratkan pada persamaan 178 berikut:

$$A_{\{s,\min\}} = \max[0,0018 \cdot 420/f_y \cdot b \cdot d ; 0,0014 \cdot b \cdot d] \text{ (mm}^2\text{/m)} \quad (178)$$

c. Tulangan Diperlukan Pelat

Tulangan perlu pelat dapat dihitung menggunakan rumus 179 sebagai berikut:

$$A_{s,\text{hitung}} = \left(\frac{0,85f'_c \cdot 1000}{f_y} \right) \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2(M_u/\phi)}{0,85f'_c \cdot 1000}} \right) \quad (179)$$

d. Tulangan Digunakan Pelat

Tulangan digunakan pelat diambil nilai terbesar antara $A_{s,\text{pasang}}$ dan $A_{s,\text{hitung}}$ yang diformulasikan pada persamaan 180 sebagai berikut:

$$A_{s,\text{digunakan}} = \max(A_{\{s,\text{pasang}\}} ; A_{s,\text{hitung}}) \quad (180)$$

e. Tinggi Blok Tegangan, Garis Netral, Regangan, dan Faktor ϕ

Tinggi blok tegangan, garis netral, dan regangan dapat dihitung menggunakan persamaan 181 sebagai berikut:

$$f. \quad a = \frac{A_{\{s,\text{pasang}\}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} ; c = \frac{a}{\beta_1} ; \epsilon_s = \frac{d-c}{c} \cdot 0,003 \quad (181)$$

Faktor reduksi ϕ ditentukan dari zona regangan menggunakan tabel yang sama dengan balok (SNI 2847-2019 Tabel 21.2.2).

g. Kapasitas Momen dan Verifikasi

Kapasitas momen dan verifikasi dapat dihitung dengan persamaan 182 sebagai berikut:

$$M_n = A_{\{s,pasang\}} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) ; \phi \cdot M_n \geq M_u \quad (\phi = 0,9) \quad (182)$$

4. Pemeriksaan Kapasitas Geser Pelat

Kapasitas geser beton pelat (SNI 2847-2019 Pasal 22.5.5.1) dapat dihitung dengan persamaan 183 berikut:

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d \quad (183)$$

Ambang batas yang menentukan kebutuhan tulangan geser (SNI 2847-2019 Pasal 7.6.3.1) dapat dihitung dengan persamaan 184 berikut:

$$V_{batas} = 0,5 \cdot \phi \cdot V_c ; V_u \leq V_{batas} \quad (\phi = 0,75) \quad (184)$$

Apabila $V_u > V_{batas}$, tebal pelat harus diperbesar karena penambahan tulangan geser pada pelat tipis tidak praktis.

5. Pemeriksaan Lendutan Pelat

Lendutan pelat diperiksa terhadap dua batas: lendutan seketika akibat beban hidup, dan lendutan jangka panjang. Momen inersia efektif dihitung dengan formula Branson (SNI 2847-2019 Pasal 24.2.3.5) yang disajikan pada persamaan 185 berikut:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{cr} \leq I_g \quad (185)$$

Keterangan:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} = \text{momen retak penampang ; } f_r = 0,62 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \text{ (MPa) ; } y_t = t/2$$

$$M_a = \text{momen maksimum akibat beban yang ditinjau (kN·m/m)}$$

$$I_g = \frac{b \cdot t^3}{12} = \text{momen inersia bruto per meter lari (mm⁴/m)}$$

$$I_{cr} \approx 0,25 \cdot I_g = \text{momen inersia retak - pendekatan untuk pelat (mm⁴/m)}$$

Ie rata-rata dihitung sebagai rata-rata Ie lapangan dan Ie tumpuan untuk mencerminkan variasi kekakuan sepanjang bentang yang dapat dihitung dengan persamaan 186 berikut:

$$I_{\{e,rata\}} = 0,5 \cdot I_{\{e,lap\}} + 0,5 \cdot I_{\{e,tum\}} \quad (186)$$

Lendutan seketika akibat beban DL, SIDL, dan LL dihitung menggunakan persamaan setara balok dua ujung terjepit dengan rumus 187 sebagai berikut:

$$\delta_i = \frac{5}{48} \cdot \frac{(M_{lap} + 0,2 \cdot M_{tum}) \cdot L^2}{E_c \cdot I_{\{e,rata\}}} \quad (187)$$

Batas lendutan izin (SNI 2847-2019 Tabel 24.2.2) dan faktor lendutan jangka panjang diatur pada syarat 188 dan syarat 189 sebagai berikut:

$$\delta_{\{i,LL\}} \leq \frac{L}{360} ; \delta_{jk} \leq \frac{L}{240} ; \delta_{jk} = \lambda_{\Delta} \cdot (\delta_{\{i,DL\}} + \delta_{\{i,SIDL\}}) + \delta_{\{i,LL\}} \quad (188)$$

$$\lambda_{\Delta} = \frac{2}{1+50 \cdot \rho'} ; \quad \rho' = \frac{A_{\{s,r\}}}{b \cdot d} \text{ (rasio tulangan tekan terpasang)} \quad (189)$$

Rasio tulangan tekan terpasang = 0 apabila tidak ada tulangan tekan.

2.7.6 Sambungan Balok – Kolom

Daerah sambungan (*joint*) balok-kolom merupakan zona kritis dalam struktur SRPMK karena mengalami konsentrasi tegangan geser yang sangat tinggi saat gempa menyebabkan sendi plastis terbentuk di ujung balok. Desain *joint* dilakukan dalam empat tahap: (1) penentuan dimensi dan lebar efektif *joint*; (2) verifikasi persyaratan dimensional; (3) perhitungan gaya geser total *joint* dari gaya tulangan balok dan geser kolom; serta (4) verifikasi kapasitas geser nominal. Seluruh prosedur mengacu pada SNI 2847-2019 Pasal 18.8.

1. Dimensi dan Persyaratan *Joint*

Panjang bersih kolom dan dimensi dasar *joint* dapat dihitung dengan rumus 190 sebagai berikut:

$$l_n = L - h_{\{b,max\}} ; A_{\{j,X\}} = b_j \cdot h_{kolom} ; A_{\{j,Y\}} = b_{kolom} \cdot h_j \quad (190)$$

Lebar efektif *joint* untuk setiap sisi ke-i (SNI 2847-2019 Pasal 18.8.4.3) dapat dihitung dengan rumus 191 dan rumus 192 sebagai berikut:

$$x_{\{i,min\}} = \min(x_{ia} ; x_{ib}) ; b_{ji} = \min(b_{bi} + h_{kol} ; b_{bi} + 2 \cdot x_{\{i,min\}}) \quad (191)$$

$$b_j = \min(b_{\{j,sisi1\}} ; b_{\{j,sisi2\}}) ; h_j = \min(b_{\{j,sisi3\}} ; b_{\{j,sisi4\}}) \quad (192)$$

Keterangan:

l_n = panjang bersih kolom (mm)

$h_{b\ max}$ = tinggi balok terbesar yang bertemu pada *joint* (mm)

$A_{jx}; A_{jy}$ = luas efektif *joint* arah X dan Y (mm²)

$x_{ia}; x_{ib}$ = eksentrisitas balok terhadap sisi kolom a dan b (mm)

b_{ji} = lebar efektif *joint* sisi ke-i (mm)

Dua syarat dimensional yang wajib dipenuhi (SNI 2847-2019 Pasal 18.8.2.3 dan 18.8.2.4) disajikan pada syarat 193 sebagai berikut:

$$h_j \geq \frac{h_{\{b,max\}}}{2} ; b_{kolom} \geq 20 \cdot d_{\{b,balok\}} \quad (193)$$

2. Gaya Akibat Tulangan Balok

Berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 18.8.2.1, tegangan tulangan balok dalam *joint* diasumsikan $f_{pr} = 1,25 \cdot f_y$ untuk memperhitungkan penguatan regangan (*strain hardening*) yang dapat dihitung dengan persamaan 194 sebagai berikut:

$$F_{pr} = A_{\{s,balok\}} \cdot f_{pr} ; f_{pr} = 1,25 \cdot f_y \quad (194)$$

Keterangan:

A_s = Luas penampang tulangan tumpuan atau tulangan lapangan

Gaya geser akibat tulangan balok pada setiap arah gempa dapat dihitung dengan persamaan 195, persamaan 196, persamaan 197, dan persamaan 198 sebagai berikut:

$$V_{\{s,balok,X-\}} = F_{\{pr,atas,3\}} + F_{\{pr,bawah,4\}} \text{ (balok 3 tekan, balok 4 tarik)} \quad (195)$$

$$V_{\{s,balok,X+\}} = F_{\{pr,atas,4\}} + F_{\{pr,bawah,3\}} \text{ (balok 4 tekan, balok 3 tarik)} \quad (196)$$

$$V_{\{s,balok,Y-\}} = F_{\{pr,atas,1\}} + F_{\{pr,bawah,2\}} \text{ (balok 1 tekan, balok 2 tarik)} \quad (197)$$

$$V_{\{s,balok,Y+\}} = F_{\{pr,atas,2\}} + F_{\{pr,bawah,1\}} \text{ (balok 2 tekan, balok 1 tarik)} \quad (198)$$

Gaya geser *joint* yang digunakan dalam verifikasi kapasitas diambil nilai terbesar dari keempat kondisi arah gempa dengan persamaan 199 sebagai berikut:

$$V_{\{s,balok,max\}} = \max(V_{\{s,balok,X-\}} ; V_{\{s,balok,X+\}} ; V_{\{s,balok,Y-\}} ; V_{\{s,balok,Y+\}}) \quad (199)$$

3. Gaya Geser Kolom – *Beam Hinging*

Geser kolom dihitung berdasarkan kondisi beam hinging semua ujung balok di joint membentuk sendi plastis secara serentak yang dapat dihitung dengan persamaan 200 sebagai berikut:

$$V_{kolom} = \frac{(M_{\{pr,1\}} + M_{\{pr,2\}}) + (V_{\{e,1\}} + V_{\{e,2\}}) \cdot h_{kolom}/2}{l_n} \quad (200)$$

Keterangan:

M_{pr} = Momen *probable* balok (Nmm)

V_e = Gaya geser balok (N)

4. Gaya Geser Total *Joint*

Gaya geser total *joint* adalah selisih antara gaya tulangan balok dan geser kolom, dihitung untuk keempat kondisi arah gempa (X+, X-, Y+, Y-) yang dihitung dengan persamaan 201 dan persamaan 202 sebagai berikut:

$$V_{\{u,joint\}} = V_{\{s,balok\}} - V_{kolom} \quad (201)$$

$$V_{\{u,\max\}} = \max(V_{\{u,x+\}} ; V_{\{u,x-\}} ; V_{\{u,y+\}} ; V_{\{u,y-\}}) \quad (202)$$

5. Kapasitas Geser Nominal *Joint*

Nilai koefisien c dan kapasitas geser nominal *joint* berdasarkan konfigurasi kekangan sesuai SNI 2847-2019 Pasal 18.8.4.1 disajikan pada **Tabel 2.62** berikut:

Tabel 2.62 Kuat Geser Nominal Sambungan Balok-Kolom

Konfigurasi <i>Joint</i>	Koefisien c	V_n
Balok mengekang keempat sisi (interior)	1,7	$1,7 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_j$
Balok mengekang tiga sisi atau dua sisi berlawanan	1,2	$1,2 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_j$
Kasus lain (tepi, sudut)	1,0	$1,0 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_j$

Sumber: SNI 2847-2019 Pasal 18.8.4.1

Syarat kapasitas dan faktor keamanan yang dapat dihitung dengan rumus 203 sebagai berikut:

$$V_{nx} = c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_{jx} ; \phi \cdot V_n \geq V_{\{u,joint\}} \quad (\phi = 0,85) \quad (203)$$

Keterangan:

V_{ux} = gaya geser *joint* gempa maksimum arah x

V_{uy} = gaya geser *joint* gempa maksimum arah y

6. Tulangan Transversal dan Panjang Penyaluran

Tulangan transversal di dalam *joint* menggunakan ketentuan kekangan kolom (SNI 2847-2019 Pasal 18.8.3.2), dengan reduksi 50% apabila *joint* dikekang balok di keempat sisinya.

Spasi maksimum dalam *joint* ≤ 150 mm yang dapat dihitung dengan persamaan 204 sebagai berikut:

$$l_{dh} = \max \left[\frac{f_y \cdot d_b}{5,4 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c}} ; 8d_b ; 150 \text{ mm} \right] \quad (204)$$

2.8 Volume Pekerjaan Struktur

Volume pekerjaan adalah kuantitas yang dihitung sebagai kebutuhan material dalam lingkup pekerjaan konstruksi (Jonathan & Anondho, 2021). Metode konvensional berbasis gambar 2D memerlukan banyak waktu pengerjaan dan rentan terhadap ketidakakuratan. Dengan sistem BIM, perhitungan volume dapat dilakukan secara otomatis, cepat, dan lebih akurat melalui integrasi berbagai dimensi bangunan dalam model digital (Reista et al., 2022). Autodesk Revit memungkinkan ekstraksi *quantity take-off* secara langsung dari model 3D, yang mencakup volume beton, luas bekisting, dan massa tulangan untuk setiap elemen struktural. Penelitian yang membandingkan metode konvensional dengan BIM 5D secara konsisten menunjukkan bahwa BIM menghasilkan kuantitas material yang lebih presisi dan efisiensi biaya yang lebih tinggi (Arifin et al., 2024).

2.9 Rencana Anggaran Biaya

Rencana Anggaran Biaya (RAB) merupakan hasil perhitungan biaya yang diperkirakan dalam pembangunan proyek konstruksi dengan mengalikan volume pekerjaan dengan harga satuan pekerjaan, meliputi biaya material, alat, dan upah pekerja (Pamungkas, 2022). Dalam kerangka BIM 5D, RAB dapat disusun secara terintegrasi dengan model 3D sehingga perubahan desain secara otomatis memperbarui estimasi biaya, mengurangi risiko deviasi anggaran yang umum terjadi dalam proyek-proyek konstruksi konvensional.

2.10 Penjadwalan (*Time Schedule*)

Penjadwalan proyek konstruksi merupakan rencana susunan waktu pelaksanaan pekerjaan yang mengacu pada data RAB dengan output bobot pekerjaan. Dengan sistem BIM, penjadwalan dapat dibuat secara otomatis, disimulasikan secara visual (4D), dan dikendalikan secara dinamis untuk meminimalkan dampak keterlambatan (Paikun et al., 2022). Integrasi antara model Revit, Microsoft Project, dan Navisworks dalam konteks BIM 5D memungkinkan simulasi urutan pekerjaan konstruksi secara visual dan deteksi potensi konflik jadwal sebelum pekerjaan dimulai di lapangan.

2.11 Penelitian Terdahulu

Tinjauan terhadap penelitian terdahulu dilakukan untuk mengidentifikasi posisi penelitian ini dalam peta penelitian yang ada, memetakan persamaan dan perbedaan metodologi, serta mengidentifikasi celah penelitian yang diisi oleh studi ini. Hal tersebut disajikan pada **Tabel 2.63** sebagai berikut:

Tabel 2.63 Penelitian Terdahulu

No	Penulis	Judul	Metode	Hasil Utama	Persamaan/ Perbedaan
1	Paknah ad et al., (2025)	<i>A Comparative Study of Optimised Embodied carbon and Cost in RC Slab Structures.</i>	Parametric FEM, variasi grade beton C25/30– C40/50, ICE database	<i>Two-way joist slab mengurangi EC 25–35%; beton tinggi optimal untuk bentang >10m</i>	Persamaan: variasi mutu beton & EC. Perbedaan: fokus pada slab UK, bukan bangunan Indonesia dengan BIM 5D

No	Penulis	Judul	Metode	Hasil Utama	Persamaan/ Perbedaan
2	Hagras et al., (2026)	<i>Developing a BIM-Integrated Framework for Embodied carbon Assessment in Developing Countries.</i>	Systematic review 75 artikel, kerangka BIM-LCA berbasis Revit-Dynamo-Excel, validasi pakar	Kerangka BIM-LCA otomatis untuk negara berkembang, feasible secara teknis dan ekonomis	Persamaan: integrasi BIM & EC di negara berkembang. Perbedaan: Sri Lanka, tanpa analisis BIM 5D & optimasi dimensi
3	Myint & Shafique, (2024)	<i>Embodied carbon emissions of buildings: Taking a step towards net zero buildings. Case Studies in Construction</i>	BIM-based EC assessment, perbandingan material konvensional vs rendah karbon	Material rendah karbon mengurangi EC 40% dan biaya transportasi 39%; metode BIM efektif untuk kuantifikasi EC	Persamaan: BIM untuk EC assessment. Perbedaan: fokus pada material alternatif, bukan variasi mutu beton & optimasi dimensi
4	Strelets et al., (2025)	<i>BIM-Based Building LCA Using IFC File Format..</i>	BIM-LCA workflow berbasis IFC, otomatisasi	Interoperabilitas IFC meningkatkan efisiensi LCA; <i>workflow</i> dapat	Persamaan: integrasi BIM-LCA. Perbedaan:

No	Penulis	Judul	Metode	Hasil Utama	Persamaan/ Perbedaan
			perhitungan GWP tahap A1–A3	diadaptasi untuk berbagai perangkat lunak	menggunakan IFC format, bukan alur BIM 5D dengan Revit-Navisworks
5	(Nukah et al., 2022)	<i>Optimisation of Embodied carbon and Compressive Strength in Low Carbon Concrete.</i>	Algoritma optimasi MATLAB, 84 dataset campuran beton, variasi water-to-binder ratio	Reduksi 26% dengan mempertahankan kekuatan tekan; fungsi prediksi EC dari rasio air-binder	Persamaan: optimasi EC beton. Perbedaan: fokus pada campuran beton (<i>mix design</i>), bukan dimensi elemen struktural
6	Huang et al., (2023)	<i>Exploring Embodied carbon Comparison in Lightweight Building Structure Frames.</i>	Perbandingan rangka TF, SF, TSCF; FEA; LCA dan LCC terintegrasi	Rangka kayu mengurangi EC 35,56%; prinsip " <i>Build with Less</i> " melalui optimasi desain efektif	Persamaan: optimasi dimensi & EC. Perbedaan: material rangka ringan, bukan beton bertulang konvensional
7	Seo et al., (2025)	<i>Key Construction Materials for a</i>	Meta-analisis 100	Beton >85% massa material; 12 kategori	Persamaan:

No	Penulis	Judul	Metode	Hasil Utama	Persamaan/ Perbedaan
		<i>Streamlined Building LCA: Meta-Analysis of 100 G-SEED Projects.</i>	laporan LCA proyek G-SEED Korea Selatan	material kunci untuk LCA efisien	EC sebagai kriteria desain utama. Perbedaan: konteks Korea, analisis agregat tanpa variasi mutu beton
8	Li et al., (2024)	<i>BIM and Orthogonal Test Methods to Optimize the Energy Consumption of Green Buildings.</i>	BIM + metode uji ortogonal + simulasi energi (BECS) + LCC	Pengurangan konsumsi energi 4,85 kWh/m ² per tahun; framework BIM untuk optimasi desain bangunan hijau	Persamaan: BIM sebagai platform optimasi desain. Perbedaan: fokus pada energi operasional, bukan <i>embodied carbon</i>
9	Wicaksono & Bayuaji, (2025)	Evaluasi Efisiensi <i>Embodied carbon</i> dari Spesifikasi Material Bangunan Hijau.	Studi kasus bangunan eksisting Indonesia; simulasi EDGE App; metode	Efisiensi material 83% (jauh di atas threshold 20%); pemilihan material sejak awal desain	Persamaan: EC pada konteks Indonesia, relevan untuk kebijakan NZE 2060. Perbedaan: tidak menggunakan

No	Penulis	Judul	Metode	Hasil Utama	Persamaan/ Perbedaan
			deskriptif- kuantitatif	signifikan kurangi EC	BIM 5D, tidak ada variasi mutu beton
10	Hardianto et al., (2024)	Perencanaan Ulang Rumah Susun Tenaga Pendidik UGM dengan Konsep BIM 5D.	BIM 5D: Revit, Navisworks, MS Project; analisis struktur berbasis SNI	BIM 5D mempercepat perencanaan ulang dan menghasilkan estimasi biaya yang presisi	Persamaan: BIM 5D untuk perencanaan ulang. Perbedaan: tidak ada analisis <i>embodied carbon</i>

Berdasarkan matriks penelitian terdahulu yang telah disusun, dapat diidentifikasi beberapa celah penelitian (*research gap*) yang signifikan dan relevan untuk dikaji lebih lanjut. Pertama, belum terdapat penelitian yang secara komprehensif mengkaji *Building Information Modeling* (BIM) 5D yang mencakup dimensi biaya (*cost*) dan penjadwalan (*time*) dengan pertimbangan analisis *embodied carbon* berbasis variasi mutu beton serta optimasi dimensi elemen struktural dalam konteks bangunan bertingkat di Indonesia. Sebagian besar penelitian sebelumnya masih bersifat parsial, baik yang hanya berfokus pada optimasi *embodied carbon* tanpa dukungan platform BIM, maupun yang mengimplementasikan BIM tanpa memasukkan parameter lingkungan secara kuantitatif dalam proses pengambilan keputusan desain. Kemudian, penelitian mengenai *embodied carbon* berbasis BIM di negara berkembang cenderung lebih menitikberatkan pada pemilihan material alternatif atau substitusi material rendah karbon, sementara aspek optimasi parameter desain struktural seperti variasi mutu beton dan dimensi penampang elemen masih jarang dieksplorasi. Hal ini

menunjukkan bahwa pemanfaatan BIM di Indonesia belum sepenuhnya berkembang menuju pendekatan multidimensi yang holistik, khususnya dalam mendukung tujuan pembangunan berkelanjutan dan pengurangan emisi karbon di sektor konstruksi.

Penelitian ini berupaya mengisi celah tersebut melalui pendekatan studi kasus perencanaan yang menggabungkan BIM 5D dengan pertimbangan analisis *embodied carbon*, serta mengkaji pengaruh variasi mutu beton dan optimasi dimensi elemen struktural terhadap *embodied carbon* dalam konteks bangunan bertingkat di Indonesia. Pendekatan ini diharapkan tidak hanya memberikan kontribusi akademik dalam pengembangan metode analisis, tetapi juga menghasilkan rekomendasi praktis bagi perancangan bangunan yang lebih efisien, ekonomis, dan berkelanjutan menuju pencapaian *net zero emission*.