

SKRIPSI

PERENCANAAN ULANG STRUKTUR GEDUNG HOTEL GOLDEN TULIP  
DENGAN PORTAL BAJA BETON KOMPOSIT “ENCASED COMPOSITE  
MEMBERS”

Diajukan Sebagai Syarat Menyelesaikan Studi

Pada program Studi Teknik Sipil Jenjang Strata I

Fakultas Teknik

Universitas Muhammadiyah Mataram



DISUSUN OLEH :

BAHRI ANWAR

416110014

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MATARAM

2020

## LEMBAR PERNYATAAN

Dengan ini menyatakan dengan sebenarnya bahwa :

1. Skripsi dengan judul "*Perencanaan Ulang Struktur Gedung Hotel Golden Tulip dengan Portal Baja Beton Komposit "Encased Composite Members"*" adalah benar merupakan karya saya sendiri dan saya tidak melakukan penjiplakan atau pengutipan atas karya penulis lain dengan cara yang tidak sesuai tata etika ilmiah yang berlaku dalam masyarakat atau disebut plagiatisme.
2. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan tugas akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah ditulis dalam sumbernya secara jelas dan disebut dalam daftar pustaka.

Atas pernyataan ini, apabila dikemudian hari ternyata ditemukan adanya ketidak benaran, saya bersedia menanggung akibat dan sanksi yang diberikan kepada saya dan saya sanggup dituntut sesuai hukum yang berlaku.

Mataram, Agustus 2020

Pembuat pernyataan,



**BAHRI ANWAR**  
NIM : 416110014



**HALAMAN PENGESAHAN PEMBIMBING**  
**TUGAS AKHIR/SKRIPSI**  
**PERENCANAAN ULANG STRUKTUR GEDUNG HOTEL GOLDEN TULIP DENGAN**  
**PORTAL BAJA BETON KOMPOSIT “ENCASED COMPOSITE MEMBERS”**

Disusun Oleh:

**BAHRI ANWAR**  
416110014

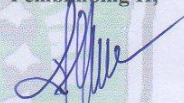
Mataram, 8 Agustus 2020

Pembimbing I,



**Dr. Eng. Harvadi, ST., M.Eng**  
NIDN.0027107301

Pembimbing II,

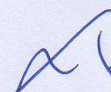


**Maya Saridewi P, ST., MT**  
NIDN.0820098001

Mengetahui,

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MATARAM  
FAKULTAS TEKNIK

Dekan,



**Dr. Eng. M. Islamy Rusyda, ST., MT**  
NIDN. 0824017501



HALAMAN PENGESAHAN PENGUJI

SKRIPSI

PERENCANAAN ULANG STRUKTUR GEDUNG HOTEL

GOLDEN TULIP DENGAN PORTAL BAJA BETON

KOMPOSIT “ENCASED COMPOSITE MEMBERS”

Yang Dipersiapkan dan Disusun Oleh:

Nama : Bahri Anwar

Nim : 416110014

Telah dipertahankan didepan Tim Penguji

Pada hari : Jumat, 12 Agustus 2020

Dan dinyatakan telah memenuhi syarat

Susunan Tim Penguji

1. Penguji I : Dr. Eng. Hariyadi, ST., M.Sc (Eng)

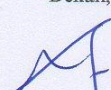
2. Penguji II : Maya Saridewi P, ST, MT

3. Penguji III : Agustini Ernawati, ST., M. Tech

Mengetahui,

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MATARAM  
FAKULTAS TEKNIK

Dekan,

  
Dr. Eng. M. Islamy Rusyda, ST., MT  
NIDN. 0824017501

## MOTTO

“ Jangan pergi mengikuti kemana jalan akan berujung. Buat jalanmu sendiri dan tinggalkanlah jejak.



## KATA PENGANTAR

Puji syukur penyusun panjatkan kehadiran Tuhan Yang Maha Esa, atas segala berkat, bimbingan dan karunia-Nya, sehingga penyusun Tugas Akhir dengan judul “*Perencanaan Ulang Struktur Gedung Hotel Golden Tulip Mataram dengan Portal Baja Beton Komposit “Encased Composite Members”*” dapat terselesaikan. Tugas akhir ini merupakan salah satu persyaratan akademis yang wajib dibuat untuk menyelesaikan program S-1 pada jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Mataram.

Penulis menyadari bahwa penulisan Tugas Akhir ini masih banyak kekurangannya dan masih jauh dari kesempurnaan, oleh karena itu pendapat dan saran yang membangun dari berbagai pihak sangat diharapkan untuk kelancaran penelitian dan penyempurnaan penulisan selanjutnya. Ucapan terima kasih yang tak terhingga disampaikan kepada semua pihak yang telah membantu dalam penyusunan penulisan Tugas akhir ini. Akhir kata semoga karya ini bisa bermanfaat bagi pembacanya.

Tugas akhir ini dapat terselesaikan berkat bantuan dan dorongan baik moril maupun materil dari berbagai pihak, oleh karena itu pada kesempatan ini penulis mengucapkan terimakasih yang setulus-tulusnya kepada :

1. Dr. H. Arsyad Abd Gani, M.Pd selaku Rektor Universitas Muhammadiyah Mataram.
2. Dr. Eng. M. Islamy Rusyda, ST., MT. selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Mataram.
3. Titik Wahyuningsih, S.T.,M.T., selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Mataram.
4. Dr. Eng. Hariyadi, ST., M.Sc (Eng). selaku Dosen Pembimbing Utama.
5. Maya Saridewi P, ST, MT., selaku Dosen Pembimbing Pendamping.
6. Seluruh staf dan pegawai sekretariat Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Mataram.

7. Semua pihak yang tidak dapat disebutkan satu persatu yang juga telah memberikan bantuan dan dukungannya dalam penyusunan Tugas Akhir ini

Mataram, Agustus 2020

Penulis,

Bahri Anwar  
Nim : 416110014





# DAFTAR ISI

	Halaman
<b>HALAMAN JUDUL .....</b>	<b>i</b>
<b>HALAMAN PENGESAHAN.....</b>	<b>ii</b>
<b>PRAKATA.....</b>	<b>iii</b>
<b>UCAPAN TERIMA KASIH .....</b>	<b>iv</b>
<b>DAFTAR ISI.....</b>	<b>v</b>
<b>DAFTAR GAMBAR.....</b>	<b>ix</b>
<b>DAFTAR TABEL .....</b>	<b>xiii</b>
<b>DAFTAR NOTASI DAN SIMBOL.....</b>	<b>xvi</b>
<b>ABSTRAK .....</b>	<b>xx</b>
<b>BAB I PENDAHULUAN.....</b>	<b>1</b>
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Perumusan Masalah .....	2
1.3 Tujuan Perencanaan .....	2
1.4 Batasan Perencanaan.....	2
1.5 Manfaat Perencanaan .....	2
<b>BAB II LANDASAN TEORI .....</b>	<b>3</b>
2.1 Tinjauan Pustaka .....	3
2.2 Landasan Teori .....	3
2.2.1 Bangunan tinggi tahan gempa.....	3
2.2.2 Struktur komposit .....	4
2.2.3 Kriteria perencanaan .....	5
2.2.3.1 Sistem struktur.....	5



2.2.3.2	Persyaratan desain .....	5
2.2.3.3	Kombinasi beban terfaktor .....	6
2.2.3.4	Analisis beban dinamik respon <i>spectrum</i> .....	6
2.2.3.5	Analisis beban gempa <i>statik ekuivalen</i> .....	7
2.2.3.6	Analisis beban angin SNI .....	15
2.2.4	Metode analisa langsung “ <i>Direct Analysis Method (DAM)</i> ” .....	19
2.2.4.1	Perancangan stabilitas .....	19
2.2.4.2	persyaratan analisis struktur .....	19
2.2.5	Perencanaan struktur komposit .....	22
2.2.5.1	Sifat – sifat mekanis beton bertulang .....	22
2.2.5.2	Perencanaan balok komposit .....	30
2.2.5.3	Perencanaan kolom komposit .....	32
2.2.5.4	Persyaratan pendetailan komponen struktur komposit terbungkus beton .....	38
2.2.5.5	Batang portal (balok-kolom) .....	41
2.2.6	Perencanaan sambungan .....	44
2.2.6.1	Sambungan baut mutu tinggi .....	45
2.2.6.2	Sambungan momen pelat ujung “ <i>end-plate</i> ” .....	48
2.2.6.3	Sambungan baja ke beton pada <i>base plate</i> .....	51
2.2.7	Perencanaan pondasi .....	55
2.2.7.1	Daya dukung tiang tunggal .....	56
2.2.7.2	Kapasitas dukung tiang kelompok .....	59
2.2.7.3	kontrol gaya geser .....	60
<b>BAB III METODOLOGI PERENCANAAN .....</b>		<b>62</b>
3.1	Lokasi dan Deskripsi Model Struktur .....	62
3.2	Data Perencanaan .....	64
3.2.1	Data umum bangunan .....	64
3.2.2	Data redesign .....	64
3.2.3	Data bahan .....	65

3.2.4 Data tanah .....	65
3.3 <i>Preliminary Desain</i> dan Pembebanan .....	65
3.3.1 <i>Preliminary desain</i> .....	65
3.3.2 Pembebanan .....	65
3.3.2.1 Beban mati .....	65
3.3.2.2 Beban hidup lantai dan atap.....	65
3.3.2.3 Beban gempa.....	66
3.3.2.4 Kombinasi pembebanan.....	66
3.3.3 Analisa struktur dengan <i>SAP2000</i> .....	66
3.4 Perencanaan Struktur.....	67
3.4.1 Perencanaan pelat .....	73
3.4.2 Perencanaan balok .....	74
3.4.3 Perencanaan kolom .....	74
3.4.4 Perencanaan sambungan .....	74
3.4.5 Perencanaan pondasi.....	74
3.4.6 Bagan alir.....	75
<b>BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN .....</b>	<b>83</b>
4.1 Umum.....	83
4.2 Data Perencanaan .....	83
4.2.1 Material struktur .....	83
4.2.1.1 Beton.....	83
4.2.1.2 Baja profil dan tulangan.....	83
4.2.2 Dimensi komponen struktur.....	84
4.2.2.1 Dimensi balok.....	84
4.2.2.2 Dimensi kolom .....	85
4.2.2.3 Pelat.....	87
4.2.3 Pembebanan struktur.....	87

4.2.3.1 Kombinasi pembebanan .....	87
4.2.3.2 Perhitungan beban mati .....	87
4.2.3.3 Beban hidup .....	89
4.2.3.4 Beban gempa .....	89
4.2.3.5 Beban angin .....	95
4.3 Perencanaan Komponen Struktur .....	97
4.3.1 Perencanaan pelat beton bertulang .....	97
4.3.2 Perencanaan balok komposit .....	105
4.3.3 Perencanaan kolom komposit .....	111
4.4 Perencanaan Sambungan Antara Komponen Struktur .....	122
4.4.1 Sambungan balok-kolom .....	122
4.4.2 Sambungan balok-balok .....	131
4.4.3 Sambungan kolom-kolom .....	133
4.4.4 Sambungan pelat dasar “base plate” .....	136
4.5 Perencanaan Pondasi .....	142
<b>BAB V PENUTUP .....</b>	<b>161</b>
5.1 Kesimpulan .....	161
5.2 Saran .....	162
<b>DAFTAR PUSTAKA .....</b>	<b>163</b>
<b>LAMPIRAN 1 - HASIL ANALISA SAP2000</b>	
<b>LAMPIRAN 2 - GAMBAR HASIL ANALISA</b>	
<b>LAMPIRAN 3 – DATA TANAH</b>	



## DAFTAR GAMBAR

	Hal.
Gambar 2.1	4
Gambar 2.2	7
Gambar 2.3	18
Gambar 2.4	21
Gambar 2.5	25
Gambar 2.6	29
Gambar 2.7	30
Gambar 2.8	36
Gambar 2.9	37
Gambar 2.10	38
Gambar 2.11	38
Gambar 2.12	39
Gambar 2.13	44
Gambar 2.14	45

Gambar 2.15 Perilaku sambungan momen pada struktur baja (sumber: AISC 1994 dalam Dewobroto, 2016) .....	49
Gambar 2.16 Konfigurasi sambungan pelat ujung tipe Flush end-plate (sumber: AISC Steel Design Guide No.16) .....	49
Gambar 2.17 Momen kopel baut tarik terhadap sayap tekan .....	50
Gambar 2.18 Pelat dasar ( <i>Base Plate</i> ) kolom komposit (sumber: <i>Load and Resistance Factor Design of W-Shapes Encased in Concrete Design Guide06, 1992</i> ) .....	51
Gambar 2.19 <i>Distribusi</i> tegangan segitiga akibat <i>eksentrisitas</i> kecil .....	52
Gambar 2.20 <i>Desain Base-Plate</i> dengan beban tekan .....	53
Gambar 2.21 Distribusi tegangan segitiga akibat eksentrisitas besar .....	54
Gambar 2.22 Perbandingan nilai <i>rasio friksi</i> dan nilai <i>qc</i> .....	57
Gambar 2.23 Grafik defleksi tiang .....	59
Gambar 2.24 Tinjauan Gaya geser satu arah pada <i>Pile Cap</i> .....	60
Gambar 2.25 Tinjauan Gaya geser Pons Pada <i>Pile Cap</i> .....	61
Gambar 3.1 Lokasi pembangunan Hotel Golden Tulip (Sumber: Google Maps) .....	62
Gambar 3.2 Denah lantai dasar .....	62
Gambar 3.3 Potongan memanjang portal struktur .....	63
Gambar 3.4 Potongan melintang portal struktur .....	63
Gambar 3.5 Dimensi dan Penulangan Balok Struktur Eksisting.....	64
Gambar 3.6 Lokasi desain <i>spectra</i> indonesia.....	67
Gambar 3.7 <i>Grafik spektral</i> percepatan.....	67
Gambar 3.8 <i>Grafik spektral</i> percepatan tanah sedang.....	68
Gambar 3.9 Tabel perhitungan percepatan tanah.....	68
Gambar 3.10 Respon <i>spectrum</i> .....	69

Gambar 3.11	<i>Respon spectrum</i> .....	69
Gambar 3.12	Pemasukan data <i>respon spectrum</i> .....	70
Gambar 3.13	Menentukan massa gedung .....	70
Gambar 3.14	Menentukan jenis <i>analisis respon spectrum</i> .....	71
Gambar 3.15	Menentukan <i>scale faktor</i> .....	71
Gambar 3.16	Memasukkan skala <i>factor</i> untuk <i>kombinasi beban</i> .....	72
Gambar 3.17	Menentukan <i>set analysis option</i> .....	73
Gambar 3.18	<i>Analisis case to run</i> .....	73
Gambar 3.19	Bagan alir perencanaan struktur baja beton komposit .....	76
Gambar 3.20	<i>Flowchart Analisa &amp; desain SAP 2000</i> .....	77
Gambar 3.21	<i>Flowchart Analisa dan Desain SAP 2000 Lanjutan</i> .....	78
Gambar 3.22	Pemodelan dan Analisa struktur dengan <i>SAP2000</i> .....	79
Gambar 3.23	<i>Displacement</i> Maksimum dan Gaya-gaya dalam.....	80
Gambar 3.24	<i>Displacement</i> Maksimum dan Gaya-gaya dalam lanjutan.....	81
Gambar 3.25	<i>Displacement</i> Maksimum dan Gaya-gaya dalam lanjutan.....	82
Gambar 4.1	<i>Preliminary</i> ukuran balok baja profil (sumber: <i>Appendix B; Preliminary Sizing of Structural Members - Building Construction; Principles, Materials, and Systems</i> ).....	84
Gambar 4.2	<i>Grafik respon spectrum</i> tanah sedang.....	89
Gambar 4.3	Penampang komposit pelat lantai bondek .....	105
Gambar 4.4	Rencana awal <i>konfigurasi</i> pelat .....	122
Gambar 4.5	<i>konfigurasi</i> sambungan flush end-plate .....	125
Gambar 4.6	<i>Konfigurasi</i> sambungan rigid balok - kolom .....	126



Gambar 4.7 <i>Konfigurasi</i> sambungan balok - web kolom .....	130
Gambar 4.8 Sambungan balok - kolom .....	131
Gambar 4.9 <i>Konfigurasi</i> sambungan balok - balok .....	131
Gambar 4.10 Sambungan perpanjangan WF kolom .....	135
Gambar 4.11 <i>Konfigurasi base plate</i> .....	137
Gambar 4.12 Parameter <i>desain base plate</i> .....	138
Gambar 4.13 Distribusi tegangan dibawah pelat landasan .....	139
Gambar 4.14 Hasil desai sambungan base plat.....	141
Gambar 4.15 Hasil uji sondir pada 6 titik.....	142
Gambar 4.16 Hasil uji Nspt Sampai kedalaman 21 m.....	143
Gambar 4.17 Jumlah tiang pancang yang digunakan .....	148
Gambar 4.18 Tinjauan geser arah X .....	150
Gambar 4.19 Tinjauan geser arah Y .....	152
Gambar 4.20 Daerah geser pons .....	154

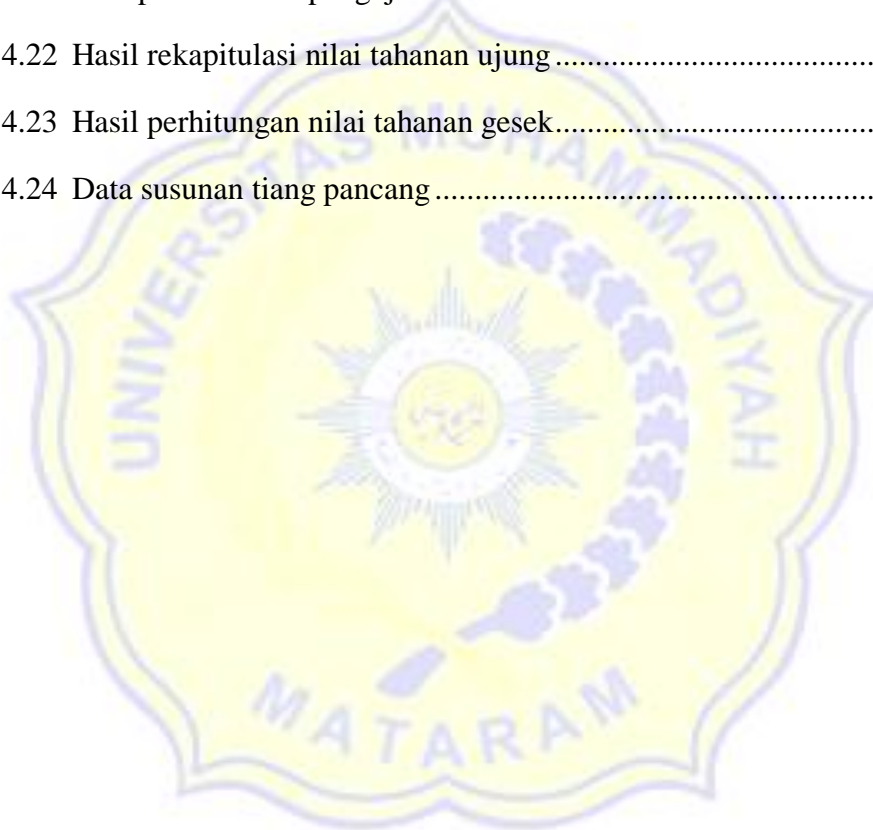
## DAFTAR TABEL

	Hal.
Tabel 2.1	Koefisien situs, $F_a$ (sumber: SNI 1726:2012 pasal 6.2) ..... 8
Tabel 2.2	Koefisien situs, $F_v$ (sumber: SNI 1726:2012 pasal 6.2)..... 8
Tabel 2.3	Kategori resiko II bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa (sumber: SNI 1726:2012)..... 9
Tabel 2.4	Faktor Keutamaan gedung (sumber: SNI 1726:2012) ..... 9
Tabel 2.5	Kategori Desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada periode pendek (sumber: SNI 1726:2012)..... 9
Tabel 2.6	Kategori Desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada periode 1 detik (sumber: SNI 1726:2012) ..... 10
Tabel 2.7	Sistem penahan gaya seismik pada sistem rangka baja pemikul momen (sumber: SNI 1726:2012 Pasal 7.2.2) ..... 10
Tabel 2.8	Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung (sumber: SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2.1) ..... 11
Tabel 2.9	Nilai parameter periode pendekatan $C_t$ dan $x$ (sumber: SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2.1)..... 11
Tabel 2.10	Simpangan antar lantai ijin $\Delta_a$ (sumber: SNI 1729:2012 Pasal 7.12.1) 12
Tabel 2.11	Faktor arah angin, $K_d$ (sumber: SNI 1727:2013 Pasal 26.6)..... 13
Tabel 2.12	Konstanta eksposur daratan (sumber: pasal 26.9.4 SNI 1727:2013) ..... 14
Tabel 2.13	Koefisien Tekanan Internal $GC_{pi}$ (sumber: Tabel 26.11-1 Pasal 26.11).14
Tabel 2.14	Koefisien tekanan angin eksternal, $C_p$ (sumber: SNI 1727:2013 pasal 27.4.1) ..... 15
Tabel 2.15	Respon modifikasi faktor ..... 19
Tabel 2.16	Tebal Minimum Pelat (sumber: Tabel 9.5(a) SNI 2847:2013) ..... 23
Tabel 2.17	Batasan Lendutan Pelat (sumber: Tabel 9.5(b) SNI 2847:2013) ..... 23

Tabel 2.18	Persyaratan Tulangan Susut dan Suhu untuk Pelat .....	24
Tabel 2.19	Distribusi Momen pada Pelat Ujung .....	26
Tabel 2.20	Persyaratan Penulangan Badan Balok Beton Bertulang (sumber: Nasution, Analisis dan Desain Struktur Beton Bertulang).....	35
Tabel 2.21	Tinggi Las Sudut minimum (AISC 2010).....	40
Tabel 2.22	Kuat nominal baut dan batang berulir (sumber: Tabel J3.2 AISC (2010) dalam Dewobroto, 2016).....	42
Tabel 2.23	Prategang baut minimum (sumber: Tabel J3.1 – AISC 2010 dalam Dewobroto, 2016).....	43
Tabel 2.24	Nilai rasio friksi berdasarkan jenis tanah .....	52
Tabel 4.1	<i>Preliminary desain profil</i> balok baja komposit.....	75
Tabel 4.2	<i>Preliminary profil</i> baja berdasarkan luas lantai maksimum (sumber: <i>Building Construction Principles, Material, and System 2nd Edition</i> <i>2013</i> ).....	76
Tabel 4.3	Ukuran profil baja kolom berdasarkan luas lantai lantai maksimum komulatif pada tiap lantai .....	76
Tabel 4.4	Tipe pelat lantai.....	77
Tabel 4.5	Kombinasi beban analisa struktur .....	78
Tabel 4.6	Data <i>spesifikasi lift LARSSON Elevator Co.,Ltd</i> .....	81
Tabel 4.7	Berat Struktur tiap lantai .....	91
Tabel 4.8	Perhitungan Selisih periode ( $\Delta T$ ) setiap periode .....	93
Tabel 4.9	Jumlah <i>Partisipasi Massa</i> .....	93
Tabel 4.10	Distribusi gaya gempa tiap lantai arah x .....	94
Tabel 4.11	Distribusi gaya gempa tiap lantai arah y .....	95
Tabel 4.12	Rekapitulasi nilai gaya geser dasar gempa statik dan dinamik .....	95
Tabel 4.13	Rekapitulasi besaran simpangan arah X (sumber: <i>output SAP2000</i> ).....	96
Tabel 4.14	Rekapitulasi besaran simpangan arah Y (sumber: <i>output SAP2000</i> ).....	97
Tabel 4.15	Hasil perhitungan momen dan tulangan.....	101



Tabel 4.16 Presentase Momen pada Lajur kolom untuk pelat dalam (SNI 2847:2013, Pasal 13.6.4) (sumber: Setiawan, Perancangan Struktur Beton Bertulang (Bersasarkan SNI 2847:2013) .....	104
Tabel 4.17 Penulangan Pelat Arah memanjang .....	106
Tabel 4.18 Penulangan Pelat Arah Pendek .....	106
Tabel 4.19 Properti Penampang baja IWF .....	109
Tabel 4.20 Properti penampang profil baja WF.....	114
Tabel 4.21 Rekapitulasi hasil pengujian tanah.....	137
Tabel 4.22 Hasil rekapitulasi nilai tahanan ujung.....	138
Tabel 4.23 Hasil perhitungan nilai tahanan gesek.....	139
Tabel 4.24 Data susunan tiang pancang.....	140



## DAFTAR NOTASI DAN SIMBOL

$A_b$	luas penampang baut, bagian berulir atau polos, tergantung tegangan geser nominal yang dipakai
$A_c$	luas bersih penampang beton
$A_g$	luas bruto komponen struktur komposit
$A_v$	luas tulangan geser
$A_{gv}$	luas utuh (tanpa lubang) potongan mengalami gaya geser
$A_{nt}$	luas netto (dengan lubang) potongan mengalami gaya tarik
$A_{nv}$	luas netto (dengan lubang) potongan mengalami gaya geser
$A_s$	luas profil baja
$A_{sr}$	luas seluruh batang tulangan menerus
$A_{srs}$	luas batang tulangan menerus pada centerline
$A_1$	luas beton yang dibebani gaya tekan konsentris, mm <sup>2</sup>
$A_2$	luas permukaan beton landasan mm <sup>2</sup>
$c_s$	selimut beton
$C_1$	koefisien untuk perhitungan kekuatan dari suatu komponen struktur tekan komposit terbungkus beton
$D$	beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen
$d_b$	diameter baut
$d_{br}$	diameter tulangan utama
$d_{bs}$	diameter tulangan sengkang
$D_u$	1,13 adalah factor pengali yang mempresentasikan gaya prategang baut rata-rata terpasang dengan gaya Tarik baut prategang minimum
$e$	eksentrisitas
$E$	beban gempa

$E_c$	modulus elastisitas beton
$EI_{eff}$	kekakuan efektif penampang komposit
$E_s$	modulus elastisitas baja
$f_p$	tegangan tumpu beton
$F_a$	Getaran periode pendek
$F'_c$	kekuatan tekan beton yang disyaratkan
$F_{nt}$	kuat tarik baut
$F_{nv}$	tegangan geser nominal baut
$F_r$	tahanan gesek kerucut statis rata-rata
$F_{up}$	kuat tarik minimum pelat sambung
$F_v$	Percepatan periode 1 detik
$F_y$	Tegangan leleh profil baja
$F_{yc}$	tegangan leleh pelat sayap kolom
$F_{yp}$	kuat leleh minimum pelat sambung
$F_{ysr}$	tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari batang tulangan
$G$	Modulus geser
$h_f$	faktor terkait adanya pelat pengisi (filler)
$I_c$	momen inersia dari penampang beton di sumbu netral elastis dari penampang komposit
$I_s$	momen inersia profil baja disumbu netral elastis dari penampang komposit
$I_{sr}$	momen inersia batang tulangan disumbu netral elastis dari penampang
$K$	faktor panjang efektif
$L$	beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung
$L_r$	beban hidup yang diakibatkan oleh pembebanan atap
$M_{np}$	kapasitas sambungan end-plate didasarkan pada kuat baut tarik tanpa efek prying



$M_{pl}$	besarnya momen pada sambungan agar penampang pelat ujung mencapai kondisi plastis
$N_i$	beban notional yang digunakan pada level $i$ dari kombinasi beban DFBK
$n_s$	jumlah permukaan yang menimbulkan bidang kontak
$P_e$	beban tekuk kritis elastis
$P_{no}$	kekuatan tekan aksial momen nominal tanpa memperhitungkan efek kelangsingan
$P_t$	gaya reaksi tarik baut
$q_c$	Tahanan penetrasi
$R$	beban hujan
$R_n$	Kekuatan nominal
$R_u$	Kekuatan perlu menggunakan kombinasi beban DFBK
$S$	beban salju
$SDS$	parameter percepatan respon spektral pada periode pendek, redaman 5%
$SDI$	parameter percepatan respon spektral pada periode 1 detik, redaman 5%
$SMS$	parameter spektrum respon percepatan pada periode pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
$SMI$	parameter spektrum respon percepatan pada periode 1 detik yang sudah disesuaikan dengan kelas situs
$T_b$	gaya Tarik baut prategang minimum
$t_p$	tebal pelat ujung
$V_{ns}$	kapasitas geser pada profil baja
$W$	beban angin
$W_c$	berat beton per unit volume
$W_S$	Berat tanah diatas pilecap
$Y_c$	parameter kuat batas pelat sayap kolom berdasarkan pola garis leleh

$Y_p$	parameter kuat batas pelat berdasarkan pola garis leleh
$Z_s$	modulus penampang plastis dari profil baja
$\nu$	Angka poisson
$\omega$	Faktor reduksi nilai tahanan ujung nominal tiang pancang
$\mu$	Koefisien slip rata-rata
$\Phi$	faktor ketahanan
$\phi R_n$	Kekuatan desain



## ABSTRAK

Hotel Golden Tulip terdiri dari 12 lantai dengan tinggi total gedung 43,2m berada di Daerah Rembige Kota Mataram yang berdiri pada lokasi tanah sedang (SE) wilayah gempa 5 “zona gempa kuat”, sistem struktur yang digunakan dalam pembangunan hotel ini menggunakan struktur beton bertulang dengan keadaan eksisting elemen struktur relatif berukuran besar. Kemudian untuk merencanakan gedung dengan kemampuan atruktur yang lebih kuat dalam menahan beban gempa, maka dilakukan perencanaan ulang menggunakan struktur portal baja beton komposit yaitu desain elemen profil baja yang diselubungi beton “*encased composite members*” baik pada elemen balok maupun kolom. Kelebihan dari struktur komposit tersebut dapat menghasilkan dimensi baja yang lebih efisien dan memberikan ketahanan terhadap api apabila terjadi kebakaran pada struktur bangunan, diharapkan kinerja komposit dapat menambah kekakuan pada struktur dengan elemen struktur yang relatif lebih efisien.

Perencanaan ini menggunakan bantuan program analisa dan desain struktur “*SAP2000 V.14*” yang meliputi permodelan, pembebanan, dan Analisa struktur. Hasil analisis struktur komposit didasarkan pada peraturan perencanaan struktur baja SNI 1729-2015 yaitu digunakan metode perencanaan *DAM* “*Direct Analysis Method*” dan peraturan kegempaan SNI 1726-2012. Material yang digunakan adalah mutu beton  $f'c$  30 MPa, mutu baja profil BJ 41 ( $f_y$  250 MPa), mutu pelat siku BJ 37 ( $f_y$  240 MPa), mutu baja tulangan ( $f_y$  400 MPa) dengan tulangan D25 pada kolom komposit, D16 pada Balok Komposit dan sengkang  $\emptyset 10$ .

Dari hasil perencanaan struktur komposit, didapat dimensi kolom komposit K1 650/650 dengan profil WF456.418.42.67, K2 600/600 dengan profil WF393.399.23.37, K3 550/550 dengan profil WF340.315.20.32, K4 500/500 dengan profil WF300.300.12.19, K5 425/425 dengan profil WF222.209.13.21 dan dimensi balok komposit dimensi B1 400/650 dengan profil WF450.200.9.14, K2 600/600 dengan profil WF393.399.23.37, K3 550/550 dengan profil WF340.315.20.32, K4 500/500 dengan profil WF300.300.12.19, K5 425/425 dengan profil WF222.209.13.21. Sambungan pada elemen balok dan kolom komposit digunakan sambungan momen pelat ujung dan digunakan spesifikasi baut mutu tinggi A325 M16 diameter  $\phi 16$ . Sambungan antar balok induk dan anak menggunakan sambungan tipe geser, kemudian sambungan pelat dasar “*base plate*” menghasilkan dimensi pelat dasar 550/550 dengan 8 baut angkur spesifikasi ASTM A449  $\phi 25$ . Pada perencanaan pondasi pile cap dimensi 5,5 x 5,5 m dengan 16 tiang pancang diameter 0,5m sedalam 21m.

**Kata kunci:** *Encased Composite Member, Direct Analysis Method, SAP2000 V.14, Hotel Golden Tulip Mataram.*



## ABSTRACT

The Golden Tulip Hotel consists of 12 floors with a total building height of 43.2 m. It is located in the Rembiga Area of Mataram City, which stands on a medium ground location (SE) earthquake area 5 "strong earthquake zone". The structural system used in the construction of this hotel is reinforced concrete structures, with the existing state of the fundamental elements are relatively large. Later, to plan a building with a stronger structural ability to withstand earthquake loads, a re-planning is carried out using a composite steel-concrete portal structure, namely the design of steel profile elements covered with "encased composite members" both on beam and column elements. The advantages of this composite structure can produce a more efficient steel dimension and provide fire resistance in the event of building structure fire, it is hoped that the performance of the composite can increase the stiffness of the structure with relatively more efficient structural elements.

This planning uses the assistance of structural analysis and design program "SAP2000 V.14" which includes modeling, loading, and structural analysis. The results of the composite structure analysis are based on the SNI 1729-2015 steel structure planning regulations, namely the DAM planning method "Direct Analysis Method" and the SNI 1726-2012 seismic regulations. The material applied is the quality of the concrete  $f_c$  30 MPa, the quality of the profile steel BJ 41 ( $f_y$  250 MPa), the quality of the angled plate BJ 37 ( $f_y$  240 MPa), the quality of reinforcing steel ( $f_y$  400 MPa) with D25 reinforcement on the composite column, D16 on Composite Beams and stirrups  $\phi$ 10.

From the results of the composite structure planning, the dimensions of the composite column K1 650/650 with profiles WF456.418.42.67, K2 600/600 with WF393.399.23.37 profiles, K3 550/550 with WF340.315.20.32 profiles, K4 500/500 are obtained, with profile WF300.300.12.19, K5 425/425 with profile WF222.209.13.21 and composite beam dimensions of dimensions B1 400/650 with profile WF450.200.9.14, K2 600/600 with profile WF393.399.23.37, K3 550 / 550 with profile WF340.315.20.32, K4 500/500 with profile WF300.300.12.19, K5 425/425 with profile WF222.209.13.21. The joints in the composite beam and column elements used end plate moment joints, and the high strength bolts specification A325 M16 diameter  $\phi$ 16 was used. The connection between the main beam and the child uses a shear-type connection. The base plate connection "base plate" produces the dimensions of the base plate 550/550 with 8 anchor bolts of ASTMA449 specification 25, on the planning of the pile cap foundation, dimensions of 5.5 x 5.5 m with 16 piles and a diameter of 0.5m with a depth of 21m.

Keywords: Encased Composite Member, Direct Analysis Method, SAP2000 V.14, Hotel Golden Tulip Mataram.

MENGESAHKAN  
SALINAN FOTO COPY SESUAI ASLINYA  
MATARAM  
KEPALA  
LABORATORIUM BAHASA  
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MATARAM  
Moh. Fauzi Berfabal, M.Pd.

# BAB I

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Material baja dan beton umumnya menjadi material utama pada bangunan gedung, dengan perbedaan kedua material tersebut mempengaruhi karakteristik pada bangunan gedung. Material baja secara alami mempunyai rasio kuat berbanding berat- volume yang tinggi, sehingga dihasilkan bangunan yang relatif ringan. Selain itu, material baja punya karakter kekuatan tinggi, relatif kaku dan sangat daktail. Pada satu sisi penggunaan material baja memerlukan detail sambungan yang baik karena sulit dihasilkan struktur yang monolit.

Material beton berbeda dari segi kekuatan, kekakuan atau daktilitasnya, masih kurang jika dibandingkan material baja. Material beton punya rasio kuat dibanding berat-volume yang rendah, hasilnya sistem strukturnya relatif lebih berat. Sisi lain, secara alami beton punya karakter lebih awet, ketahanan lingkungan yang baik, tidak korosi, tahan panas (tidak terbakar), dan mudah untuk dibentuk. Ini yang menyebabkan konstruksi beton lebih monolit atau menerus.

Karakter berbeda oleh material beton dan baja pada kondisi tertentu memiliki sifat yang saling melengkapi, gabungan antara kedua material baja dan beton dapat dihasilkan elemen struktur komposit yang menggabungkan keunggulan beton-bertulang dengan pemakaian profil baja, yang biasa dipakai pada konstruksi baja, untuk bersama-sama memikul gaya-gaya yang bekerja sehingga pemakaian material menjadi efisien.

Salah satu alternatif penggunaan struktur baja beton komposit yaitu dengan komposit profil baja diselubungi beton "*encased composite members (AISC)*" baik pada elemen kolom maupun balok. Selain menambah kekakuan pada elemen struktur, penggunaan komposit tersebut juga memberikan ketahanan terhadap api apabila terjadi kebakaran pada struktur bangunan.

Sebagai bahan studi perencanaan, struktur baja beton komposit *encased composite members* akan dijadikan struktur utama dalam perencanaan ulang struktur bangunan gedung yaitu pada perencanaan ini dipilih gedung Hotel Golden Tulip. Komposit kolom dan balok yang diselubungi beton akan direncanakan untuk menggantikan struktur utama gedung Hotel Golden Tulip yang menggunakan struktur beton bertulang.



## 1.2 Perumusan Masalah

Rumusan masalah yang ada dalam redesign gedung hotel Golden Tulip dengan struktur baja beton komposit adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana merencanakan elemen struktur komposit “*encased composite members*” yang meliputi balok dan kolom komposit.
2. Bagaimana merencanakan sambungan antar komponen struktur balok, kolom, dan pondasi yang memenuhi kriteria perancangan struktur.
3. Bagaimana permodelan dan analisa struktur dengan menggunakan program *SAP 2000*.

## 1.3 Tujuan Perencanaan

Adapun tujuan dari redesign gedung hotel Golden Tulip dengan struktur baja beton komposit adalah sebagai berikut:

1. Mengetahui cara perencanaan bangunan gedung menggunakan struktur baja beton komposit “*encased composite member (ECM)*” yang meliputi elemen balok dan kolom.
2. Mengetahui perencanaan sambungan antar komponen struktur balok, kolom, dan pondasi yang memenuhi kriteria perancangan struktur.
3. Mengetahui cara permodelan dan analisa struktur dengan menggunakan program *SAP 2000*.

## 1.4 Batasan Perencanaan

Batasan perencanaan dalam studi kasus ini yaitu :

1. Perencanaan struktur gedung meliputi pelat, balok, kolom, pondasi dan *joint*.
2. Perencanaan tidak meliputi instalasi mekanikal, elektrikal dan plumbing.
3. Tidak meninjau dari segi metode pelaksanaan, analisa biaya, arsitektural dan manajemen konstruksi.
4. Analisa gempa menggunakan Respons Spectrum.
5. Program permodelan struktur komposit menggunakan program *SAP 2000*.

## 1.5 Manfaat Perencanaan

Manfaat yang bisa didapatkan dari perencanaan ini adalah :

1. Dapat merencanakan struktur komposit “*encased composite members*” yang memenuhi persyaratan keamanan struktur.
2. Hasil perencanaan ini dapat dijadikan acuan untuk perencanaan bangunan dengan struktur komposit “*encased composite members*” selanjutnya.

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Tinjauan Pustaka**

Sistem struktur komposit sendiri terbentuk akibat adanya interaksi antara komponen struktur baja dengan beton, yang karakteristik dasar masing-masing bahan dimanfaatkan secara optimal. Beberapa karakteristik penting yang dimiliki oleh struktur baja adalah kekuatan tinggi, modulus elastisitas tinggi, serta daktilitas tinggi. Sedangkan karakteristik penting yang dimiliki oleh struktur beton adalah ketahanan yang baik terhadap api, mudah dibentuk, dan murah. (Kim,2005 Wiseso,2010).

Balok profil baja yang dicor dalam beton banyak digunakan sejak awal abad ke- 19 sampai ditemukannya bahan berbobot ringan untuk perlindungan terhadap api pada 25 tahun terakhir. Beberapa balok seperti ini direncanakan secara komposit, sedangkan lainnya tidak. Pada awal dekade 1930, konstruksi jembatan mulai menggunakan penampang komposit. Sebelum awal dekade 1960, konstruksi komposit untuk gedung tidak ekonomis. Namun praktek dewasa ini memanfaatkan aksi komposit pada hampir semua keadaan dimana profil baja dan beton saling melekat, baik pada perencanaan jembatan maupun pada gedung (Salmon dan Johnson 1991).

Ketentuan perencanaan Lantai komposit pada bangunan gedung pertama kali diberlakukan dalam spesifikasi AISC 1952. Bentuk komposit pada sistem ini baja dapat diselubungi beton secara keseluruhan, atau tanpa diselubungi beton yaitu menggunakan penghubung geser. Pada kondisi komposit baja diselubungi beton, kondisi geser diterima oleh ikatan dan gesekan antara profil baja dan beton. (McCormac dan Csernack 2012).

#### **2.2 Landasan Teori**

##### **2.2.1 Bangunan tinggi tahan gempa**

Pada dasarnya terdapat tiga filosofi bangunan tahan gempa. Pertama, apabila terjadi gempa ringan, bangunan tidak boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non-struktural maupun struktural. Kedua, apabila terjadi gempa sedang, bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non-struktural maupun strukturalnya, akan tetapi komponen struktur tidak boleh rusak. Ketiga, apabila terjadi gempa besar, bangunan boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non-struktural maupun strukturalnya, akan tetapi jiwa penghuni bangunan tetap selamat. Artinya, sebelum bangunan runtuh masih ada waktu bagi penghuni bangunan untuk mengungsi ke tempat aman. (Tular, 1984)



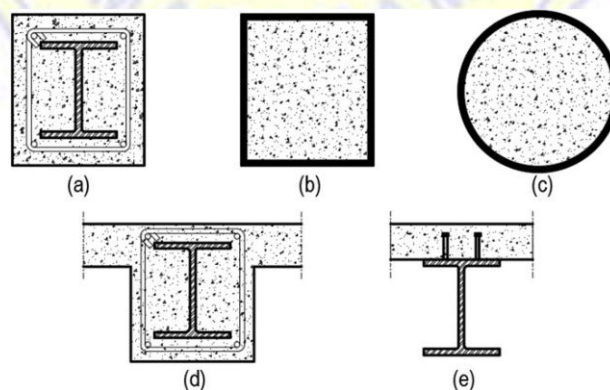
Bangunan yang dikatakan tahan gempa adalah bangunan yang merespon gempa dengan sifat daktilitas yang mampu bertahan dari keruntuhan, fleksibilitas dalam meredam getaran gempa. Prinsip-prinsip perencanaan bangunan tahan gempa: (Tular, 1984)

- a. Daktilitas
- b. Konfigurasi bentuk bangunan
- c. Diagfragma dan ikatan lantai
- d. Hubungan dinding antar lantai dan atap
- e. Hubungan antar pondasi
- f. Bobot yang ringan
- g. Ketahanan terhadap kebakaran

### 2.2.2 Struktur komposit

Batang komposit adalah batang yang terdiri dari profil baja dan beton yang digabung bersama untuk memikul beban tekan dan atau lentur. Batang yang memikul lentur umumnya disebut dengan balok komposit. Sedangkan batang yang memikul beban tekan umumnya disebut dengan kolom komposit.

Perpaduan baja dengan beton juga dapat menjadi salah satu material konstruksi sistem komposit. Dengan asumsi bahwa baja dan beton bekerja secara bersamaan dalam memikul beban yang bekerja pada suatu struktur, sehingga diharapkan akan menghasilkan desain profil atau elemen yang lebih ekonomis. Konstruksi komposit balok dan kolom komposit dapat memikul berat sendiri, berbeda dengan beton bertulang maupun beton prategang karena tulangan bajanya tidak secara struktur memikul beban. Macam - macam struktur komposit dapat dilihat pada gambar 2.1



**Gambar 2.1** Macam-macam struktur komposit

( Sumber : SNI 03-1729-2002 )

- 1) Kolom baja terbungkus beton atau balok baja terbungkus beton (Gambar 1.a dan 1.d)
- 2) Kolom baja terisi beton atau tiang pancang (Gambar 1.b dan 1.c)
- 3) Balok baja yang menahan slab beton (Gambar 1.e)

### 2.2.3 Kriteria Perencanaan

#### 2.2.3.1 Sistem struktur

Sistem rangka pemikul momen (SPRM) adalah sistem rangka ruang dimana komponen-komponen struktur balok, kolom dan join-joinnya menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser dan aksial. Sistem pemikul momen dapat dibagi menjadi:

a. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

Sistem rangka ini pada dasarnya memiliki tingkat daktilitas terbatas dan hanya cocok digunakan di daerah dengan resiko gempa yang rendah (zona 1 dan 2)

b. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

Sistem rangka ini pada dasarnya memiliki tingkat daktilitas sedang dan dapat digunakan di daerah dengan zona gempa 1 hingga zona 4.

c. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Sistem ini memiliki daktilitas penuh dan diterapkan pada wilayah gempa zona 5 dan 6.

Pada perencanaan gedung hotel Golden Tulip ini akan menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus karena wilayah bangunan termasuk pada wilayah gempa kuat zona 5.

#### 2.2.3.2 Persyaratan desain

SNI 1729:2015 Pasal B1 tentang ketentuan umum persyaratan desain yaitu desain dari komponen struktur dan sambungan harus konsisten dengan perilaku dimaksud dari sistem portal dan asumsi yang dibuat dalam analisis struktur, kecuali dibatasi oleh peraturan bangunan gedung yang berlaku, ketahanan terhadap beban lateral dan stabilitas bisa menggunakan setiap kombinasi komponen struktur dan sambungan.

Desain harus dibuat sesuai dengan ketentuan desain faktor beban dan ketahanan (DFBK) atau dengan ketentuan untuk Desain Kekuatan Izin (DKI). Pada tugas akhir ini dalam perencanaannya didasarkan pada ketentuan DFBK, persyaratan DFBK pada SNI 1729:2015 Pasal B3.3 bahwa persyaratan spesifikasi ini bila kekuatan setiap komponen struktural sama atau melebihi kekuatan perlu yang ditentukan

berdasarkan kombinasi beban DFBK. Desain harus dilakukan sesuai dengan persamaan 2-1.

$$R_u \leq \phi R_n \quad (2-1)$$

dengan:

$R_u$  = kekuatan perlu menggunakan kombinasi beban DFBK

$R_n$  = kekuatan nominal

$\phi$  = faktor ketahanan

$\phi R_n$  = kekuatan desain

### 2.2.3.3 Kombinasi beban terfaktor

Kombinasi beban nominal yang digunakan dalam metode desain kekuatan (DFBK) menurut SNI 1727:2013 pasal 2.3.2 dengan menggunakan persamaan 2-2 sampai dengan persamaan 2-8.

1.  $1,4 D$  (2-2)

2.  $1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$  (2-3)

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

4.  $1,2 D \pm 1,0 W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$  (2-5)

5.  $1,2 D \pm 1,0 E + L + 0,2 S$  (2-6)

6.  $0,9 D \pm 1,0 W$  (2-7)

7.  $0,9 D \pm 1,0 E$  (2-8)

dengan :

D = beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen

L = beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung

$L_r$  = beban hidup yang diakibatkan oleh pembebanan atap

R = beban hujan

W = beban angin

E = beban gempa

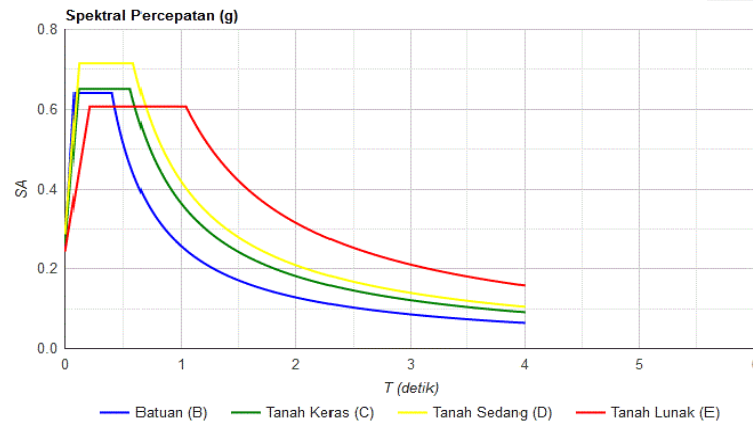
S = beban salju

### 2.2.3.4 Analisis beban dinamik *respon spectrum* SNI 1726:2012

*Response spectrum* adalah suatu *spectrum* yang disajikan dalam bentuk grafik antara periode getar struktur dengan respon-respon maksimum berdasarkan rasio redaman dan gempa tertentu. Respon-respon maksimum dapat berupa simpangan maksimum (*Spectral displacement, SD*), Kecepatan maksimum (*Spectral Velocity, SV*) atau percepatan maksimum (*Spectral acceleration, SA*) dari massa struktur.

Berdasarkan SNI 1726:2012 Analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling

sedikit 90 persen dari massa aktual dalam masing masing arah. Sedangkan parameter respon ragam menurut SNI 1726:2012. Nilai untuk masing masing parameter desain terkait gaya yang ditinjau, termasuk simpangan antar lantai tingkat, gaya dukung, dan gaya elemen struktur individu untuk masing masing ragam respon. Adapun Gambar *response spectrume* bisa dilihat pada Gambar 2.2.



**Gambar 2.2** Spektrum respon desain

(Sumber: [puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain\\_spektra\\_indonesia\\_2011](http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011))

#### 2.2.3.5 Analisis beban gempa *statik ekuivalen* SNI 1726:2012

Analisis statik pada prinsipnya adalah menggantikan beban gempa dengan gaya-gaya statik ekuivalen yang bertujuan menyederhanakan dan memudahkan perhitungan. Metode ini disebut juga metode gaya lateral ekuivalen (*equivalent lateral force method*), yang mengasumsikan besarnya gaya gempa berdasarkan hasil perkalian suatu konstanta / massa dari elemen tersebut.

Untuk mendapatkan gaya geser yang ditimbulkan oleh beban gempa maka diperlukan sejumlah parameter yang dapat dihitung secara matematis. Parameter yang digunakan dalam perencanaan pembebanan gempa pada struktur gedung menurut SNI 1726:2012 adalah:

- a) Kelas lokasi tanah

Dalam perumusan kriteria design seismic suatu bangunan dipermukaan tanah atau penentuan ampfikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar kepermukaan tanah untuk suatu situs diperlukan klasifikasi kelas situs.

- b) Koefisien amplifikasi getaran

Faktor amplifikasi getaran meliputi getaran periode pendek ( $F_a$ ) dan percepatan periode 1 detik ( $F_v$ ), dapat dilihat pada tabel 2.1 dan tabel 2.2.



Tabel 2.1 Koefisien situs,  $F_a$

Kelas situs	Parameter respon spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_1 \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

(Sumber: SNI 1726:2012 pasal 6.2)

Tabel 2.2 Koefisien situs,  $F_v$

Kelas situs	Parameter respon spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode 1 detik, $S_1$				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,1$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>b</sup>				

(Sumber: SNI 1726:2012 pasal 6.2)

dengan:

- (a) Untuk nilai-nilai antara  $S_s$  dan  $S_1$  dapat dilakukan interpolasi linier
- (b) SS = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs spesifik, lihat Pasal 6.10.1 SNI 1726:2012

c) Parameter percepatan *respon spektra*

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 6.2, nilai parameter percepatan respon spektra dapat dihitung dengan persamaan 2-9 dan persamaan 2-10.

$$SMS = F_a \cdot S_s \quad (2-9)$$

$$SMI = F_v \cdot S_1 \quad (2-10)$$

dengan:

$SMS$  = parameter spektrum respon percepatan pada periode pendek yang

sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs

$SMI$  = parameter spektrum respon percepatan pada periode 1 detik yang sudah disesuaikan dengan kelas situs

d) Parameter percepatan respon desain

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 6.4, nilai percepatan respon desain dapat dihitung dengan persamaan 2-11 dan persamaan 2-12 :

$$SDS = \frac{2}{3} \cdot SMS \quad (2-11)$$

$$SDI = \frac{2}{3} \cdot SMI \quad (2-12)$$

dengan:

$SDS$  = parameter percepatan respon spektral pada periode pendek, redaman 5%

$SDI$  = parameter percepatan respon spektral pada periode 1 detik, redaman 5%

e) Periode fundamental

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 6.4, nilai periode getar fundamental gedung yang didesain dapat dihitung dengan persamaan 2-13 dan 2-14 :

$$T_0 = 0,2 \frac{SDI}{SDS} \quad (2-13)$$

$$T_s = \frac{1}{SDS} \quad (2-14)$$

f) Faktor keutamaan

Faktor keamanan bergantung pada kategori resiko bangunan gedung, pada SNI 1726:2012 Pasal 7.2.2 kategori resiko bangunan gedung dan non gedung tercakup secara lengkap dalam tabel 2.3 dan tabel 2.4.

**Tabel 2.3** Kategori resiko II bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori Risiko
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II

(Sumber: SNI 1726:2012)

**Tabel 2.4** Faktor Keutamaan gedung

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa, <i>I</i>
I atau II	1
III	1,25
IV	1,5

(Sumber: SNI 1726:2012)

g) Kategori *desain seismik*

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori *desain seismik* yang mengikuti pasal 6.5 SNI 1726:2012 yang ditentukan dalam tabel 2.5 dan tabel 2.6.

**Tabel 2.5** Kategori *Desain seismik* berdasarkan parameter respon percepatan pada periode pendek

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

(Sumber: SNI 1726:2012)

**Tabel 2.6** Kategori *desain seismik* berdasarkan parameter respon percepatan pada periode 1 detik

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

(Sumber: SNI 1726:2012)

h) Sistem penahan gaya seismik

Jenis penahan gaya seismik ditentukan oleh tipe material dan kategori resiko yang diijinkan. Setiap ragam dan jenis penahan gaya mempunyai harga faktor reduksi gempa dan faktor pembesaran defleksi yang berbeda seperti pada tabel 2.7.



**Tabel 2.7** Sistem penahan gaya seismik pada sistem rangka baja pemikul momen

Sistem Penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons,	Faktor kuat lebih sistem	Faktor pembebanan defleksi	Batasan struktur batasan struktur, pada kategori seismik					sistem dan tinggi $h_n$ (m) desain
				B	C	Dd	Ed	Fe	
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB	
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5,5	TB	TB	48	30	TI	
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4,5	3	4	TB	TB	10 <sup>h</sup> <sub>I</sub>	TI <sup>h</sup>	TI <sup>I</sup>	
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3,5	3	3	TB	TB	TI <sup>h</sup>	TI <sup>h</sup>	TI <sup>I</sup>	
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB	
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI	
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI	
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB	
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen Menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI	
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5,5	48	48	30	TI	TI	
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI	
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3,5	3 <sup>o</sup>	3,5	10	10	10	10	10	

(Sumber: SNI 1726:2012 Pasal 7.2.2)

i) Periode Fundamental pendekatan

Periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ), harus ditentukan dalam persamaan 2-15.

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \quad (2-15)$$

dengan:

$h_n$  = ketinggian struktur (m) diatas dasar sampai akhir tingkat tertinggi struktur

$C_t, x$  = ditentukan dari tabel 2.9

**Tabel 2.8** Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,3	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

(Sumber: SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2.1)

**Tabel 2.9** Nilai parameter periode pendekatan  $C_t$  dan  $x$

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

(Sumber: SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2.1)

j) Koefisien respon seismik

Koefisien respon seismik “ $C_S$ ” harus ditentukan sesuai persamaan pada Pasal 7.8.1.1 SNI 1726:2012:

$$C_S = \frac{SDS}{R} I_e \quad (2-16)$$

Nilai  $C_S$  yang dihitung sesuai dengan persamaan 2-16 tidak perlu melebihi berikut ini:

$$C_S = \frac{SD1}{T^R(I_e)} \quad (2-17)$$

$C_S$  harus tidak kurang dari,

$$C_S = 0,044 \cdot SDS \cdot I_e \quad (2-18)$$

k) Gaya geser dasar ( $V$ )

Gaya geser dasar seismik  $V$  dalam arah yang ditetapkan harus dihitung sesuai dengan pasal 7.8.1 SNI 1726:2012 dengan persamaan 2-19 dan persamaan 2-20).

$$V = s \cdot W \quad (2-19)$$

dengan:

$V$  = Gaya geser dasar

$W$  = Berat lantai

$C_s$  = Koefisien *response seismic*

$$s = \frac{SDS \cdot I}{R} \quad (2-20)$$

dengan :

$SDS$  = Parameter percepatan *response spektrume desain*

pendek  $I$  = Faktor keutamaan

$R$  = Faktor modifikasi *response*

l) Batas simpangan

Simpangan antar lantai tingkat desain ( $\Delta$ ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat ijin ( $\Delta_a$ ) seperti didapatkan dari tabel 2.10 untuk semua tingkat.

**Tabel 2.10** Simpangan antar lantai ijin  $\Delta_a$

Struktur	Kategori Risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit – langit dan system dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025h_s^c$ x	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata.	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya.	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya.	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

(Sumber: SNI 1729:2012 Pasal 7.12.1)

m) Skala gaya

Bila periode fundamental yang dihitung melebihi  $C_u \cdot T_a$ , maka  $C_u \cdot T_a$  harus digunakan sebagai pengganti dari  $T$  dalam arah itu. Kombinasi respons untuk geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil 85% dari geser dasar yang dihitung ( $V$ ) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka harus dikalikan dengan  $0,85 \cdot V_t$

Dengan:

$V$  = geser dasar prosedur gaya lateral ekivalen

$V_t$  = geser dasar dari kombinasi ragam yang disyaratkan

#### 2.2.3.6 Analisis beban angin SNI 1727:2013

Bangunan gedung dan struktur lain, termasuk Sistem Penahan Beban Angin Utama (SPBAU) serta seluruh komponen dan klading gedung, harus dirancang dan dilaksanakan untuk menahan beban angin seperti yang ditetapkan menurut Pasal 26 sampai Pasal 31 SNI 1727:2013, parameter-parameter untuk menentukan beban angin SPBAU untuk bangunan gedung tertutup, tertutup sebagian, dan terbuka dari semua ketinggian berdasarkan Pasal 27.2.1 adalah sebagai berikut:

- Kecepatan angin dasar,  $V$
- Faktor arah angin,  $K_d$
- Kategori eksposur
- Faktor topografi,  $K_{zt}$
- Faktor efek - tiupan angin
- Klasifikasi ketertutupan
- Koefisien tekanan internal,  $GC_{pi}$

Langkah-langkah dalam analisis beban angin SPBAU untuk bangunan gedung tertutup, tertutup sebagian, dan terbuka dari semua ketinggian meliputi:

- a) Menentukan kategori resiko bangunan gedung atau struktur lain, terlihat pada tabel 2.3
- b) Menentukan kecepatan angin dasar,  $V$  untuk kategori resiko yang sesuai
- c) Menentukan parameter beban angin:
  - Faktor arah angin,  $K_d$  dapat dilihat pada tabel 2.11.

**Tabel 2.11** Faktor arah angin,  $K_d$

Tipe struktur	Faktor arah angin $k_d^*$
Bangunan gedung	
sistem penahan beban angin utama	0,85
komponen dank landing bangunan gedung	0,85
Atap lengkung	0,85
Cerobong asap, tangki, dan struktur yang sama	
Segi empat	0,90
Segi enam	0,95
Bundar	0,95
Dinding pejal berdiri bebas dan papan reklame	
Pejal berdiri bebas dan papan reklame terikat	0,85
Rangka batang menara	
Segi tiga, segi empat, persegi panjang	0,85
Penampang lainnya	0,85

(Sumber: SNI 1727:2013 Pasal 26.6)



- Penentuan kategori eksposur berdasarkan pasal 26.7 SNI 1727:2013 dibagi menjadi 3 kategori yaitu:
  - Eksposur B adalah untuk bangunan gedung dengan tinggi atap rata-rata kurang dari atau sama dengan 30ft (9,1m), Eksposur B berlaku bilamana kekasaran permukaan tanah, sebagaimana ditentukan oleh Kekasaran Permukaan B (Daerah perkotaan dan pinggiran kota, daerah berhutan, atau daerah lain dengan penghalang berjarak dekat yang banyak memiliki ukuran dari tempat tinggal keluarga-tunggal atau lebih besar), berlaku diarahlawan angin untuk jarak yang lebih besar dari 1.500ft (457m). Untuk bangunan dengan tinggi atap rata-rata lebih besar dari 30ft(9,1m), Eksposur B berlaku bilamana Kekasaran Permukaan B berada dalam arah lawan angin untuk jarak lebih besar dari 2.600ft (792 m) atau 20kali tinggi bangunan, pilih yang terbesar.
  - Eksposur C berlaku untuk semua kasus di mana Eksposur B atau D tidak berlaku. Eksposur D berlaku bilamana kekasaran permukaan tanah, sebagaimana ditentukan oleh Kekasaran Permukaan D (Area datar, area tidak terhalang dan permukaan air. Kategori ini berisi lumpur halus, padang garam, dan es tak terputus), berlaku diarah lawan angin untuk jarak yang lebih besar dari 5.000ft (1.524m) atau 20 kali tinggi bangunan, pilih yang terbesar pada tabel 2.12.

**Tabel 2.12** Konstanta eksposur daratan

Exposure	$\alpha$	$z_s$ (m)	$\hat{\alpha}$	$\hat{b}$	$\bar{\alpha}$	$\bar{b}$	c	$\ell$ (m)	$\bar{\epsilon}$	$z_{min}$ (m)*
<b>B</b>	7.0	365.76	1/7	0.84	1/4.0	0.45	0.30	97.54	1/3.0	9.14
<b>C</b>	9.5	274.32	1/9.5	1.00	1/6.5	0.65	0.20	152.4	1/5.0	4.57
<b>D</b>	11.5	213.36	1/11.5	1.07	1/9.0	0.80	0.15	198.12	1/8.0	2.13

(Sumber: pasal 26.9.4 SNI 1727:2013)

- Faktor topografi  $K_{zt}$  disyaratkan 1,0 jika kondisi situs dan lokasi gedung dan struktur bangunan lain tidak memenuhi semua kondisi yang disyaratkan pada pasal 26.8.1.
- Faktor efek tiupan angin  $G$  disyaratkan pada pasal 26.9.1 untuk suatu bangunan gedung dan struktur lain yang kaku boleh diambil sebesar 0,85.
  - Klasifikasi tertutup dibagi menjadi tiga kategori berdasarkan kondisi gedung:
  - Bangunan gedung terbuka

- Bangunan gedung tertutup sebagian
  - Bangunan gedung tertutup
- Koefisien tekanan internal  $GC_{pi}$  berdasarkan pasal 26.11, berdasarkan klasifikasi ketertutupan maka koefisien tekanan internal disyaratkan pada tabel 2.13.

**Tabel 2.13** Koefisien Tekanan Internal  $GC_{pi}$

Kalisifikasi Ketertutupan	$GC_{pi}$
Bangunan gedung terbuka	0
Bangunan gedung tertutup sebagian	0,55 -0,55
Bangunan gedung tertutup	0,18 -0,18

(Sumber: Tabel 26.11-1 Pasal 26.11)

- d) Menentukan koefisien eksposur tekanan velositas,  $K_z$  atau  $K_h$   
 Persyaratan pada pasal 27.3.1, untuk menentukan koefisien eksposur tekanan velositas  $K_z$  dapat dihitung dari persamaan 2-22 dan persamaan 2-23.

Untuk  $15 \text{ ft} \leq z \leq z_g$

$$K_z = 2,01 \left( \frac{z}{z_g} \right)^\alpha \quad (2-22)$$

Untuk  $z < 15 \text{ ft}$

$$K_z = 2,01 \left( \frac{15}{z} \right)^\alpha \quad (2-23)$$

dengan:

$z$  = tinggi gedung di atas elevasi tanah (m)

$z_g$  = tinggi nominal lapisan batas atmosfer yang sudah ditentukan pada tabel 2.12

$\alpha$  = eksponen pangkat kecepatan tiupan angin dapat dilihat pada tabel 2.12

e) Menentukan tekanan velositas  $q$  atau  $q_h$

Tekanan velositas  $q_z$  atau  $q_h$  untuk atap datar,  $q_z$  dievaluasi pada ketinggian  $z$  harus dihitung dengan persamaan 2-24 :

$$q_z = 0,613 K_z K_{zt} K_d V^2, \text{ dengan } V \text{ dalam m/s} \quad (2-24)$$

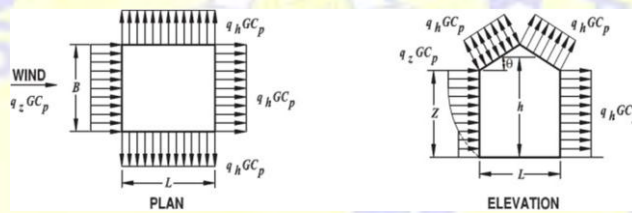
f) Menentukan koefisien tekanan eksternal  $C_p$  atau  $C_N$

Pada gambar 2.3, ditentukan  $C_p$  seperti yang disyaratkan pada tabel 2.14.

**Tabel 2.14** Koefisien tekanan angin eksternal,  $C_p$

Koefisien tekanan dinding, $C_p$			
Permukaan	$L/B$	$C_p$	Digunakan dengan
Dinding di sisi angin datang	Seluruh nilai	0,8	$q_z$
Dinding di sisi angin pergi	0 – 1	- 0,5	$q_h$
	2	- 0,3	
	$\geq 4$	- 0,2	
Dinding tepi	Seluruh nilai	- 0,7	$q_h$

(Sumber: SNI 1727:2013 pasal 27.4.1)



**Gambar 2.3** Tekanan yang diterapkan secara bersamaan pada dinding di sisi angin datang dan di sisi angin pergi

(Sumber: SNI 1727:2013 pasal 27.4.1)

g) Menghitung tekanan angin  $P$  pada setiap permukaan bangunan gedung

Untuk bangunan gedung kaku disyaratkan tekanan angin  $P$  dihitung dengan persamaan 2-25 :

$$P = q \cdot G \cdot C_p - q_i \cdot (GC_{pi}) \quad (2-25)$$

dengan:

$q$  =  $q_z$  dan  $q_h$  adalah  $q$  untuk ketinggian  $z$  dan  $h$  dari atas permukaan tanah.

$q_i$  =  $q_h$  untuk dinding datang, dinding samping, dinding sisi angin pergi dan atap.

- $G$  = faktor efek tiup angin  
 $C_p$  = koefisien tekanan eksternal  
 $GC_{pi}$  = Koefisien tekanan internal

#### 2.2.4 Metode Analisa Langsung “*Direct Analysis Method (DAM) AISC 2010*”

Perencanaan struktur baja yang umumnya langsing, memerlukan analisis stabilitas. Hasilnya dipengaruhi adanya *imperfection* (non-linier geometri) dan kondisi inelastis (non-linier material). Oleh sebab non-linier, analisisnya dikerjakan secara *incremental* dan iterasi. Sekarang ini dukungan teknologi komputer canggih tetapi terjangkau menyebabkan cara analisis non-linier bukan kendala. Sehingga berbagai jenis analisis berbasis komputer berkembang mulai analisis tekuk elastis, analisis elastis orde-2, analisis plastis, analisis elastis-plastis, dan analisis inelastis orde-2 juga disebut *Advance Analysis*. Umumnya jenis analisis seperti itu sudah tersedia sebagai opsi pada program analisis struktur modern.

*AISC* (2010) menetapkan *Direct Analysis Method (DAM)* sebagai cara analisis baru pada struktur baja yang telah memasukkan prinsip modern dalam analisis stabilitas. Memang untuk itu diperlukan analisis struktur berbasis komputer. Tetapi analisis yang dipilih bukan yang rumit seperti *Advanced Analysis*, cukup yang minimalis, yaitu *second- Order Elastic Analysis*. (Dewobroto, 2016)

##### 2.2.4.1 Perancangan stabilitas

Cara perancangan struktur baja saat ini, *Effective Length Method*, didasarkan analisa struktur elastis-linear. Pemakaiannya terbatas pada struktur yang rasio pembesaran momen akibat perpindahan titik nodal,  $\Delta_{2nd\ order} / \Delta_{1st\ order} \leq 1,5$  (*AISC* 2005). Jika melebihi batasan tersebut berarti strukturnya relatif langsing, yang mana pengaruh non-linier geometri akan menjadi signifikan. Sedangkan cara *DAM* tidak ada pembatasan, sehingga cocok digunakan untuk perancangan struktur baja modern, yang pada umumnya langsing akibat proses optimasi atau mengikuti estetika bangunan. (Dewobroto, 2016)

##### 2.2.4.2 Persyaratan analisis struktur

Dalam desain stabilitas harus disediakan untuk struktur secara keseluruhan dan untuk setiap elemennya. Desain yang digunakan dalam ketentuan ini adalah kombinasi dari analisis untuk menentukan kekuatan perlu dari komponen dan memproporsikan komponen agar kekuatan cukup. Istilah *Direct Analisis Method (DAM)* mulai muncul di *Chapter C- Design for Stability (AISC 2010)*, yang mensyaratkan bahwa stabilitas adalah hal penting pada perencanaan struktur baja, dan harus ditinjau secara keseluruhan, baik sebagai struktur (global) atau sebagai elemen-elemen penyusunnya (lokal). Dalam memperhitungkan stabilitas, perlu dimasukkan juga faktor-faktor yang mempengaruhi yaitu:

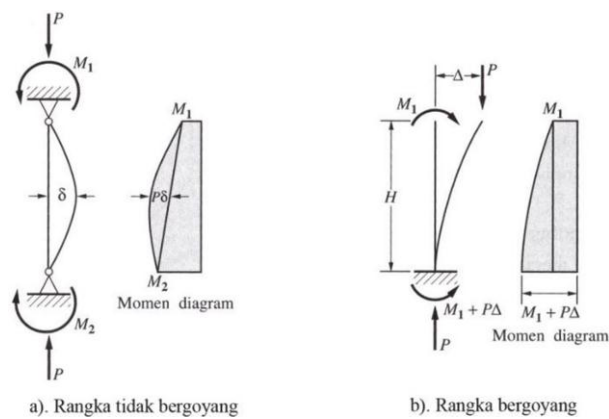
- Deformasi elemen akibat momen lentur, gaya aksial atau gaya geser, juga bentuk deformasi lain yang dapat mempengaruhi perilaku struktur



- Pengaruh orde-kedua baik efek  $P-\Delta$  (global-struktur) atau  $P-\delta$  (lokal-elemen)
- Ketidaktepatan geometri
- Reduksi kekakuan akibat inelastisitas
- Ketidakpastian dalam kekakuan dan kekuatan. Semua efek yang bergantung beban harus dihitung di level pembebanan sesuai dengan kombinasi DFBK.

Analisa struktur dengan metode matrik kekakuan menunjukkan bahwa perilaku struktur yang dievaluasi terbatas pada kondisi elastik-linier. Agar valid, salah satu persyaratan yang harus dipenuhi adalah deformasi struktur relatif kecil sedemikian sehingga geometri sebelum dan sesudah pembebanan dianggap tidak berubah. Itulah mengapa salah satu syaratnya adalah evaluasi terhadap deformasi maksimum yang terjadi. Jika deformasinya relatif besar sedemikian sehingga konfigurasi geometri berubah, maka hasil analisis menjadi tidak valid. Kasusnya menjadi non-linier geometri, jika demikian cara analisis elastis-linier yang biasa dipakai akan memberikan hasil yang tidak tepat. Untuk mengatasi, penyelesaiannya harus memasukkan pengaruh deformasi struktur. Analisisnya lebih kompleks dibanding analisis elastik-linier, untuk itu umumnya perlu iterasi dan tahapan beban. Oleh sebab itu analisa strukturnya disebut sebagai analisis struktur order ke-2. Istilah lain yang sepadan adalah analisis non-linier geometri. (Dewobroto, 2014)





**Gambar 2.4** Momen yang dipengaruhi efek P-delta

(Sumber: Dewobroto, 2014)

Dalam SNI 1729 2015 pasal bagian C2 bahwa harus menggunakan analisis orde-kedua memperhitungkan efek  $P-\Delta$  dan  $P-\delta$ , kecuali boleh mengabaikan  $P-\delta$  pada respon struktur apabila kondisi pada pasal bagian C2.1.2 terpenuhi. Selain itu analisis harus mempertimbangkan semua beban gravitasi dan beban-beban lainnya yang dapat mempengaruhi stabilitas struktur termasuk beban pada kolom-kolom miring dan elemen-elemen lainnya yang bukan merupakan bagian dari sistem penahan gaya lateral.

Ketidak sempurnaan geometri disebutkan dalam SNI 1729 2015 pasal bagian C2.2 bahwa ketidaksempurnaan pada lokasi titik perpotongan dari komponen struktur atau pengaruh cacat bawaan. Pada struktur bangunan gedung tipikal, ketidaksempurnaan dari tipe ini adalah kemiringan kolom dan ketidaksempurnaan pemodelan langsung. Ketidaksempurnaan geometri diwakili dengan penggunaan beban nasional. Beban nasional harus digunakan sebagai beban lateral pada semua level. Beban nasional harus ditambahkan ke beban lateral lainnya dan harus digunakan pada semua kombinasi beban, dengan persamaan 2-26.

$$N_i = 0,002 \cdot \alpha \cdot Y_i \quad (2-26)$$

Dengan :

$$\alpha = 1,0 \text{ (DFBK)}$$

$N_i$  = beban notional yang digunakan pada level i dari kombinasi beban DFBK dengan satuan Newton

Beban notional merupakan beban lateral yang diberikan pada titik nodal di semua level, berdasarkan prosentasi beban vertikal yang bekerja di level tersebut, dan diberikan pada sistem struktur penahan beban gravitasi melalui rangka atau kolom vertikal, atau dinding, sebagai simulasi pengaruh adanya cacat bawaan (*initial imperfection*). (Dewobroto, 2014)

Dengan catatan, untuk struktur dimana rasio dari simpangan orde-kedua maksimum terhadap simpangan orde-pertama maksimum pada semua tingkat adalah sama dengan atau

kurang dari 1,7 maka diizinkan menggunakan beban national  $N$  hanya dalam kombinasi beban gravitasi saja dan bukan dalam kombinalsi yang dimasukkan beban-beban lateral lainnya.

#### 2.2.4.3 Penyesuaian kekakuan

Adanya leleh setempat (*partial yielding*) akibat tegangan sisa pada profil baja (*hot rolled* atau *welded*) akan menyebabkan pelemahan kekuatan saat mendekati kondisi batasnya. Kondisi tersebut pada akhirnya menghasilkan efek destabilizing seperti yang terjadi akibat adanya geometry imperfection. Kondisi tersebut pada *Direct Analysis Method (DAM)* akan diatasi dengan penyesuaian kekakuan struktur, yaitu memberikan

faktor reduksi kekakuan. Nilainya diperoleh dengan cara kalibrasi dengan membandingkannya dengan analisa distribusi plastisitas maupun hasil uji test empiris (*Galambos 1998*). Faktor reduksi kekakuan,  $EI^*=0.8\tau bEI$  dan  $EA^*=0.8E$ .

Untuk kondisi,  $P_r \leq 0,5 P_y$ , dapat dilihat pada persamaan 2-27 dan persamaan 2-28.

$$\tau b = 1,0 \quad (2-27)$$

jika gaya tekananya besar, yaitu  $P_r > 0,5 P_y$ , maka

$$\tau b = 4 \frac{P_r}{P_y} (1 - \frac{P_r}{P_y}) \quad (2-28)$$

Pemakaian reduksi kekakuan hanya berlaku untuk memperhitungkan kondisi batas kekuatan dan stabilitas struktur baja, dan tidak digunakan pada perhitungan *drift* (pergeseran), lendutan, vibrasi dan penentuan periode getar. Untuk kemudahan pada kasus  $\tau b = 1,0$ , reduksi  $EI^*$  dan  $EA^*$  dapat diberikan dengan cara memodifikasi nilai  $E$  dalam analisis. Tetapi jika komputer program bekerja semi otomatis, perlu diperhatikan bahwa reduksi  $E$  hanya diterapkan pada *2nd order analysis*. Adapun nilai modulus elastis untuk perhitungan kuat nominal penampang tidak boleh dikurangi, seperti misal saat perhitungan tekuk torsi lateral pada balok tanpa tumpuan lateral. (*Dewobroto, 2014*)

#### 2.2.5 Perencanaan Struktur Komposit Pelat Lantai

##### 2.2.5.1 Sifat-sifat mekanis beton bertulang

Nilai modulus elastisitas beton, baja tulangan dan tendon di tentukan sbb:

(Sumber: SNI 2847 – 2002 pasal 10.5 )

- 1) Untuk nilai  $W_c$  di antara  $1500 \text{ Kg/m}^3$  dan  $2500 \text{ Kg/m}^3$ , nilai modulus elastisitas beton  $E_c$  dapat diambil sebesar, berdasarkan pada persamaan 2-29.

$$(W_c)^{1,5} 0,043 \sqrt{f'_c} \quad \text{dalam Mpa.} \quad (2-29)$$

Untuk beton normal  $E_c$  dapat diambil sebesar, berdasarkan pada persamaan 2-30.

$$(4700) \sqrt{f'_c} \quad (2-30)$$

- 2) Modulus elastisitas untuk tulangan non prategang  $E_s$  boleh diambil sebesar  $200000 \text{ Mpa}$

- 3) Modulus untuk tendon prategang Es, ditentukan melalui pengujian atau dari data pabrik.
- a. Batasan desain pelat satu arah SNI 2847:2013
- (1) Desain dilakukan dengan menggunakan asumsi lebar 1 meter.
  - (2) Ketebalan minimum pelat satu arah yang menggunakan  $f_y = 400$  MPa sesuai SNI 2847:2013, dapat dilihat pada tabel 2.16.

**Tabel 2.16** Tebal Minimum Pelat

Komponen struktural	Tebal minimum, $h$			
	Tertumpu sederhana	Satu ujung mene rus	Kedua ujung mene rus	Kantile ver
	Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat massif satu arah	L/20	L/24	L/28	L/10
Balok atau pelat rusuk satu arah	L/16	L/18,5	L/21	L/8
<p><b>CATATAN :</b>            Panjang bentang dalam mm.            Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan tulangan mutu 420 Mpa. Untuk kondisi lain, nilai diatas harus dimodifikasikan sebagai berikut:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>(a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis (<i>equilibrium density</i>), <math>W_c</math>, diantara 1440 sampai 1840 kg/m<sup>3</sup>, nilai tadi harus dikalikan dengan <math>(1,65 - 0.0003W_c)</math> tetapi tidak kurang dari 1,90.</li> <li>(b) Untuk <math>f_y</math> selain 420 Mpa, nilainya harus dikalikan dengan <math>(0,4 + f_y/700)</math>.</li> </ol>				

(Sumber: Tabel 9.5(a) SNI 2847:2013)

- (3) Lendutan harus diperiksa apabila pelat memikul konstruksi yang akan mengalami kerusakan akibat lendutan yang besar. Batasan lendutan ditentukan sesuai dengan Tabel 2.17.

**Tabel 2.17** Batasan Lendutan Pelat



Jenis Komponen Struktur	Lendutan yang diperhitungkan	Batas lendutan
Atap datar yang tidak menumpu atau tidak disatukan dengan komponen nonstructural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar.	Lendutan seketika akibat beban hidup <b>L</b>	L/180*
Lantai yang tidak menumpu atau tidak disatukan dengan komponen nonstructural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar.	Lendutan seketika akibat beban hidup <b>L</b>	L/360
Jenis Komponen Struktur	Lendutan yang diperhitungkan	Batas lendutan
Konstruksi atap atau lantai yang menumpu atau disatukan dengan komponen nonstructural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar.	Bagian dari lendutan total yang terjadi setelah pemasangan komponen nonstructural (jumlah dari lendutan jangka panjang, akibat semua beban tetap yang bekerja dan lendutan seketika, akibat penambahan beban hidup)	L/480 <sup>+</sup>
Konstruksi atap atau lantai yang menumpu atau disatukan dengan komponen nonstructural yang mungkin tidak akan rusak oleh lendutan yang besar.		L/240 <sup>§</sup>

(Sumber: Tabel 9.5(b) SNI 2847:2013)

- (4) Selimut beton untuk struktur pelat tidak boleh kurang dari 20 mm, untuk pelat yang tidak berhubungan langsung dengan cuaca dan tanah.
- (5) Struktur pelat satu arah, harus disediakan tulangan susut dan suhu yang memiliki arah tegak lurus terhadap tulangan lentur. Persyaratan ini diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 7.12. Harus paling sedikit memiliki rasio luas tulangan terhadap luas bruto penampang beton seperti ditunjukkan dalam tabel 2.18 berikut.

**Tabel 2.18** Persyaratan Tulangan Susut dan Suhu untuk Pelat

Pelat yang menggunakan tulangan ulir dengan mutu $f_y = 280$ atau $350$ MPa	0.002
pelat yang menggunakan tulangan ulir atau jaring kawat las dengan mutu $f_y = 420$ MPa	0.0018
pelat yang menggunakan tulangan dengan tegangan luluh melebihi 420 MPa yang diukur pada regangan leleh sebesar 0,35%	0.0018 (420/ $f_y$ )

(Sumber: SNI 2847 - 2013 pasal 7.12 )

- (6) Kecuali untuk pelat rusuk, maka jarak antar tulangan utama pada pelat tidak boleh lebih dari 3 kali ketebalan pelat atau tidak lebih dari 450 mm (SNI 2847:2013,

pasal 7.6.5)

(7) Tinggi pelat lantai, di hitung dengan persamaan 2-31, dan persamaan 2-32.

(Sumber: SNI 2847 – 1992 pasal 9.5.3

$$l_n = L_n = L - 2 (0,5 b) \quad (2-31)$$

$$h_{\min} = \frac{L_n}{24} + \left( 0,4 + \frac{F_y}{700} \right) \quad (2-32)$$

Dengan :

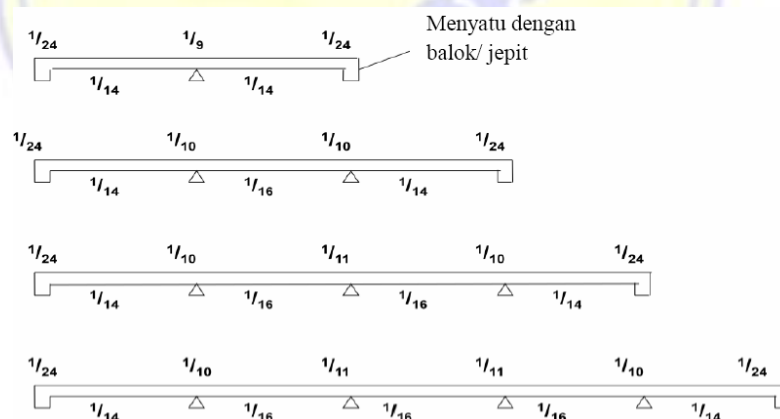
$l_n$  = Panjang bentang bersih dalam arah momen yang ditinjau,  
diukur dari muka ke muka tumpuan (mm)

$F_y$  = Tegangan leleh baja tulangan

(4) Menghitung momen rencana ( $M_u$ )

Sebagai alternatif untuk analisis rangka, momen dan geser pendekatan berikut diizinkan untuk perancangan balok dan slab satu arah menerus (slab yang ditulangi untuk menahan tegangan lentur hanya dalam satu arah), asalkan (a) sampai dengan (e) dipenuhi:

- Terdapat dua bentang atau lebih.
- Bentang-bentangnya mendekati sama dengan bentang yang lebih besar dari dua bentang yang bersebelahan, tidak lebih besar dari yang bentang pendek dengan lebih dari 20%.
- Beban terdistribusi merata.
- Beban hidup terfaktor, L, tidak melebihi tiga kali beban mati terfaktor, D, dan
- Komponen struktur adalah prismatic.



**Gambar 2.5** Pendekatan momen

( Vis dan Gedeon : 1993;75)

$$M = x \cdot qu \cdot Ln^2 \quad (2-33)$$

Dengan :

M = momen (tumpuan atau lapangan), kNm

qu = beban terbagi rata yang berkerja pada pelat, kN/m<sup>2</sup>

- 4) Perencanaan terhadap geser harus di dasarkan pada persamaan 2-34 sampai dengan persamaan 2-36.

$$\Theta V_n \geq V_u \quad (2-34)$$

$$V_u = 0.5 \times Q_u \times L_n \quad (2-35)$$

$$\Theta V_n = 0.17 \times \sqrt{f'_c} \times 1000 \times \phi \text{ geser} \quad (2-36)$$

V<sub>u</sub> = gaya geser terfaktor pada penampang yang di tinjau

ΘV<sub>n</sub> = Kuat geser nominal

( Sumber: SNI 2842 - 2002, pasal 11.4.6 )

- 5) Menentukan tinggi efektif (d),dihitung dengan persamaan 2-37,dan persamaan 2- 38.

$$ds = Pb + 1/2 D \quad (2-37)$$

$$d = h - ds \quad (2-38)$$

dengan :

ds = Jarak dari serat tarik terluar kepusat tulangan tarik

d = Jarak yang diukur dari serat terluar hingga titik berat tulangan tarik

Pb = tebal selimut beton

(Sumber: SNI 2842-2002, pasal 3.48)

- 6) Menghitung rasio tulangan (ρ),dihitung dengan didasarkan pada persamaan 2-39 sampai dengan persamaan 2-44.

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} \quad (2-39)$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} \quad (2-40)$$

$$\rho_{balance} = \frac{0.85 \times f_y \times \epsilon_{cu}}{\beta} \quad (2-41)$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad (2-42)$$

$$\rho_{Maks} = \frac{\epsilon_{cu} \times \epsilon_y}{\epsilon_y \times \epsilon_t} \times \rho_{balance} \quad (2-43)$$

$$\rho_{Perlu} = \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \quad (2-44)$$

dengan :

f<sub>y</sub> = Kuat leleh yang di syatkan

√f'<sub>c</sub> = Nilai akar dari kuat tekan beton yang di syatkan,Mpa

β = 0,85 untuk f'<sub>c</sub> ≤ 30 Mpa

$\epsilon_{cu}$  = Regangan beton

(Sumber: SNI 2847-2002, pasal 12.5.1)

- 7) Menghitung tinggi beton kekang ( $a$ ), ditentukan pada persamaan 2-45, sampai dengan persamaan 2-47.

$$M_n = \left[ 0.85 \times f_c \times a \times b \times d - a \left( \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2-45)$$

Untuk mendapatkan nilai  $a$ :

$$a_1 = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (2-46)$$

$$a_2 = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (2-47)$$

$a_1 > H$  pelat

(Sumber: SK-SNI T-15-1991-03, 3.3.7)

- 8) Menghitung tinggi garis netral ( $x$ ), didasarkan pada persamaan 2-48.

$$X = \frac{a}{\beta} \quad (2-48)$$

dengan:

$a$  = Tinggi beton kekang

$\beta = 0,85$  untuk  $f'_c \leq 30$  Mpa

(Sumber: SK-SNI T-15-1991-03, 3.3.7)

- 9) Regangan leleh baja ( $\epsilon_s$ ), dihitung dengan persamaan 2-49.

$$\epsilon_s = \left[ \frac{\epsilon_c \times (d - x)}{\beta} \right] \quad (2-49)$$

$d$  = Jarak yang diukur dari serat terluar hingga titik berat tulangan tarik

$\epsilon_c$  = tegangan beton

$x$  = tinggi garis netral

$\beta = 0,85$  untuk  $f'_c \leq 30$  Mpa

( Sumber: SK-SNI T-15-1991-03, 3.3.7 )

- 10) Menghitung Luas tulangan pokok, didasarkan pada persamaan 2-50.

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d \quad (2-50)$$

Dengan :

$b$  = Lebar komponen (mm)

$\rho$  = rasio penulangan

$d$  = tinggi efektif pelat (mm)

( Sumber: SNI 2847 - 2002, pasal 12.5.1)

- 11) Jarak tulangan, dihitung dengan persamaan 2-51, dan persamaan 2-52.

$$A_d = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \quad (2-51)$$



$$s = \frac{Ad \times 1000}{As} \quad (2-52)$$

( Sumber: SNI 2847 - 2002, pasal 12.6.16)

- 12) Kontrol jarak tulangan, dihitung dengan persamaan 2-53, dan persamaan 2-54.

$$As \text{ pakai} = \frac{Ad \times 1000}{s} \quad (2-53)$$

$$S < 3h \quad (2-54)$$

( Sumber: SNI 2847 - 2002, pasal 12.6.16)

- 13) Luas tulangan susut ( $As_{\text{susut}}$ ), didasarkan pada persamaan 2-55 sampai dengan persamaan 2-57.

Tulangan bagi / tulangan susut

$$\text{Untuk } f_y \leq 300 \text{ MPa, maka } As_{\text{susut}} \geq 0,0020.b.h \quad (2-55)$$

$$\text{Untuk } f_y = 400 \text{ MPa, maka } As_{\text{susut}} \geq 0,0018.b.h \quad (2-56)$$

$$\text{Untuk } f_y \geq 400 \text{ MPa, maka } As_{\text{susut}} \geq 0,0018.b.h \cdot (400/f_y) \quad (2-57)$$

(Sumber: SNI 03 -2847-2002 pasal 9.12.2.1)

- 14) Jarak Tulangan pokok, dihitung dengan persamaan 2-58 sampai 2-62.

$$Ad = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \quad (2-58)$$

$$s = \frac{Ad \times 1000}{As} \quad (2-59)$$

$$As \text{ pakai} = \frac{Ad \times 1000}{s} \quad (2-60)$$

$$As_{\text{susut}} = 0.002 \times b \times h \quad (2-61)$$

$$\text{Kontrol jarak tulangan susut} \quad (2-62)$$

$$S < 5 \times h$$

(Sumber: SNI 2847 - 2002, pasal 12.6.16)

- 15) Perhitungan pelat lantai bondek

Bondek digunakan sebagai tulangan positif satu arah seperti yang sudah tercantum pada brosur Union Floor Deck W-1000. Untuk analisa perhitungan pelat lantai bondek, dengan menggunakan rumus dari steel Deck Institute 2011, dapat dilihat pada persamaan 2-63 sampai dengan persamaan 2-69.

$$d = h - \frac{1}{2} \times \text{tinggi gelombang} \quad (2-63)$$

$$hc = h - \text{tinggi gelombang} \quad (2-64)$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{Es}{0.043 \times Wc^{1.5} \times \sqrt{F'c}} \quad (2-65)$$

$$\rho = \frac{As}{b \times d} \quad (2-66)$$

Maka didapat :

$$Y_{cc} = d \sqrt{(2 \rho n + (\rho n)^2 - \rho n)} \quad (2-67)$$

$$= Y_{cc} < hc$$

$$Y_{cs} = d - Y_{cc} \quad (2-68)$$

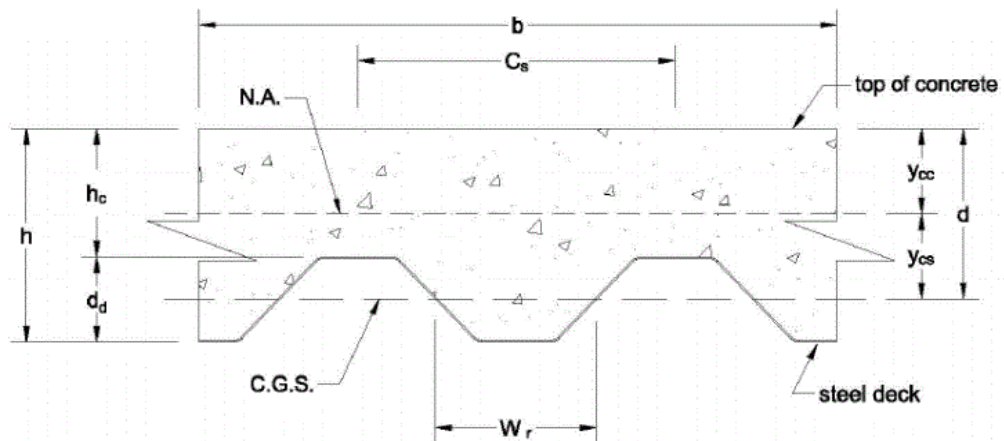
$$I_c = \frac{b}{3} \times h^3 \times Y_{cc}^3 + A_s \times Y_{cs}^2 + I_{sf} \quad (2-69)$$

16) Menghitung Flexural Strength

$$M_y = \frac{f_y \times I_c}{h - Y_{cc}} \quad (2-70)$$

$$M_{ru} = \phi \times M_y \quad (2-71)$$

Berikut adalah gambar penampang komposit pelat lantai bondek, gambar 2.6.



**Gambar 2.6** Penampang Komposit Pelat Lantai Bondek  
(Sumber: SDI-C-2011)

### 2.2.5.2 Perencanaan balok komposit

#### a. Persyaratan dan analisis balok komposit SNI 1729:2015

Dalam perencanaan struktur komposit khususnya untuk balok komposit terbungkus beton pada SNI 1729:2015 pasal I3.3 terdapat ketentuan-ketentuan terhadap kekuatan lentur dan kekuatan geser.

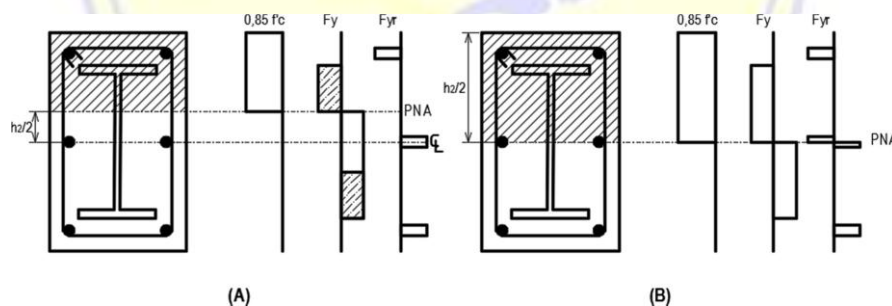
Kekuatan lentur nominal,  $M_n$ , harus ditentukan dengan menggunakan satu dari metode yang berikut:

- Superposisi dari tegangan elastis pada penampang komposit, yang memperhitungkan efek penopangnya, untuk keadaan batas dari leleh (momen leleh)
- Distribusi tegangan plastis pada penampang baja sendiri, untuk keadaan batas dari leleh (momen plastis) pada penampang baja.

$$\phi_b = 0,90 \text{ (DFBK)} \quad b = 1,67 \text{ (DKI)}$$

- Distribusi tegangan plastis pada penampang komposit atau metode kompatibilitas-regangan, untuk keadaan batas dari leleh (momen plastis) pada penampang komposit. Untuk komponen struktur terbungkus beton, angkur baja harus disediakan.

Momen yang berkerja ditahan oleh kuat lentur dari penampang komposit terhadap sumbu kuat ( $x-x$ ). Kekuatan penampang lentur murni dihitung menggunakan persamaan dari Gambar 2.10 Desain untuk penampang A pada gambar A. Harap dicatat bahwa perhitungan kuat lentur pada penampang A memerlukan terlebih dahulu perhitungan kuat lentur pada penampang B pada gambar B dapat dilihat pada gambar 2.7.



**Gambar 2.7** Kapasitas Plastis untuk persegi panjang, profil WF terbungkus beton melentur di sumbu  $x-x$

(Sumber: Petunjuk Teknis Penggunaan SNI 1729)

$$M_B = Z_{sx} \cdot F_y + Z_r \cdot f_y + \frac{Z_c}{0,85} f'_c \quad (2-72)$$

$$Z_r = (A_{sr} - A_{srs}) \left( \frac{h^2}{2} - C_s \right) \quad (2-73)$$

$$Z_c = \frac{h_1 h^2}{4} - Z_{sx} - Z_r \quad (2-74)$$

Untuk perhitungan kuat lentur pada penampang A yaitu dengan persamaan 2-75

sampai persamaan 2-82.

$$M_A = M_B - F_y \cdot Z_{gi} - \frac{,85 f'_c \cdot Z_{cn}}{2} \quad (2-75)$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn} \quad (2-76)$$

Untuk  $h_n$  dibawah sayap ( $h_n \leq d/2 - t_f$ ) (2-77)

$$h_n = \frac{,85 f'_c (A_c + A_{srs}) - 2 \cdot A_{srs}}{2 [ ,85 f'_c (h_1 - t_w) + 2 f_y \cdot t_w ]}$$

$$Z_{sn} = t_w h_n^2 \quad (2-78)$$

Untuk disayap ( $\frac{d}{2} - t_f < h_n \leq \frac{d}{2}$ )  
 $h_n$

$$h_n = \frac{,85 f'_c (A_c + A_s - b_f + A_{srs}) - 2 f_y (A_s - b_f) - 2 f_y \cdot A_{srs}}{2 [ ,85 f'_c (h_1 - b_f) + 2 f_y \cdot b_f ]} \quad (2-79)$$

$$Z_{sn} = Z_s - b_f \left( \frac{1}{2} - h_n \right) (2 + h_n) \quad (2-80)$$

Untuk  $h_n$  di atas sayap ( $h_n > \frac{d}{2}$ )

$$h_n = \frac{,85 f'_c (A_c + A_s + A_{srs}) - 2 f_y \cdot A_s - 2 \cdot A_{srs}}{2 ,85 f'_c \cdot h_1} \quad (2-81)$$

$$Z_{sn} = Z_s \quad (2-82)$$

Dengan:

$A_s$  = luas profil baja

$A_{sr}$  = luas seluruh batang tulangan menerus

$A_c$  =  $h_1 h_2 - A_s - A_{sr}$

$Z_s$  = modulus penampang plastis dari profil baja

$A_{srs}$  = luas batang tulangan menerus pada centerline

Persyaratan SNI 1729:2015 I4.1 Kekuatan geser desain,  $\phi_v V_n$ , dan kekuatan geser yang diizinkan,  $V_n / \phi_v$ , harus ditentukan berdasarkan satu dari yang berikut:

- 1) Kekuatan geser penampang baja yang tersedia

Profil ini memenuhi kriteria SNI 1729 Pasal G2.1(a) sesuai dengan catatan pengguna akhir pasal.

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \quad (2-83)$$

$$C_v = 1 \quad (2-84)$$

$$A_w = d t_w \quad (2-85)$$



$\lambda = 1,0$  untuk beton normal dari persamaan SNI 2847 Pasal 8.6.1

$$b_w = h_1$$

$$d = h_2 - c_s$$

2) Kekuatan geser yang tersedia dari profil baja dan tulangan

Kekuatan geser nominal dari penampang baja seperti dijelaskan dalam Bab G SNI 1729:2015 ditambah kekuatan nominal dari baja tulangan seperti dijelaskan oleh ACI 318 dengan kombinasi ketahanan atau faktor keamanan dari  $\phi_v = 0,75$  (DFBK) dan  $\nu = 2,00$  (DKI)

Penggunaan penampang baja saja adalah merupakan cara yang sangat berguna untuk menghitung kekuatan geser yang tersedia dan memperbolehkan penggunaan jarak sengkang ikat yang mungkin lebih besar dari pada tahanan geser dari SNI 2847. Ketika kekuatan penampang baja saja tidak kuat, pada opsi 3 perhitungan kekuatan geser yang tersedia dari profil baja dan tulangan umumnya menghasilkan reduksi persyaratan tulangan geser dibandingkan opsi 2.

Sesuai dengan SNI 1729 Pasal 11.2, efek tekuk lokal tidak perlu dipertimbangkan untuk batang komposit terbungkus beton, maka semua penampang komposit yang terbungkus beton diperlakukan sebagai penampang kompak untuk perhitungan kekuatan.

### 2.2.5.3 Perencanaan kolom komposit

a. Persyaratan SNI 1729:2015 kolom komposit

SNI 1729:2015 membagi kolom komposit menjadi 2 macam, yaitu kolom baja profil yang dibungkus dengan beton dan kolom baja profil berongga yang didalamnya diisi dengan beton. Dalam penulisan tugas akhir ini pembahasan difokuskan pada kolom komposit tipe kolom baja profil yang dibungkus beton yaitu gabungan dari kekuatan tekan aksial komponen-komponen material penyusunnya, yaitu baja profil, baja tulangan, dan beton.

Untuk komponen struktur komposit terbungkus beton, pembatasan yang berikut harus dipenuhi berdasarkan SNI 1729:2015 bab 11.3 dan 12.1a adalah sebagai berikut:

- a) Untuk menentukan kekuatan tersedia, beton harus memiliki kekuatan tekan  $f'_c$  tidak kurang dari 3 ksi (21 MPa) atau tidak lebih dari 10 ksi (70 MPa) untuk beton normal dan tidak kurang dari 3 ksi (21 MPa) atau tidak lebih dari 6 ksi (42 MPa) untuk beton ringan.
- b) Tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari baja struktural dan batang tulangan perkuatan dalam perhitungan kekuatan komponen struktur komposit tidak boleh

melebihi 75 ksi (525 MPa).

- c) Luas penampang melintang ini baja harus terdiri dari sedikitnya 1% dari penampang melintang komposit total.
- d) Selongsong beton dan inti baja harus ditulangi dengan batang tulangan longitudinal menerus dan sengkang pengikat lateral atau spiral.
  - Bila digunakan pengikat lateral, batang tulangan No.3 (10 mm) berspasi maksimum 12 in. (315 mm) pusat ke pusat, atau batang tulangan No.4 (13 mm) atau lebih besar harus digunakan spasi maksimum 16 in. (406 mm) pusat ke pusat. Boleh digunakan tulangan kawat ulir atau kawat dilas dengan luas ekuivalen.
  - Spasi maksimum dari pengikat lateral tidak boleh melebihi 0,5 kali dimensi kolom terkecil.
- e) Rasio tulangan minimum  $\rho_{sr}$  sebesar 0,004 digunakan untuk penulangan longitudinal menerus, di mana persamaan  $\rho_{sr}$  dapat dilihat pada persamaan 2-48.

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \quad (2-48)$$

keterangan:

$A_g$  = luas bruto komponen struktur komposit, in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

$A_{sr}$  = luas batang tulangan menerus, in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

Spasi bersih antara baja inti dan tulangan longitudinal harus diambil minimum sebesar 1,5 diameter batan tulangan, tetapi tidak lebih dari 1,5 in. (38 mm). Jika penampang melintang komposit tersusun dari dua atau lebih profil baja terbungkus beton, profil tersebut harus saling dihubungkan dengan pelat pengikat diagonal, pelat pengikat, pelat kopel atau komponen semacamnya untuk mencegah tekuk setiap profil akibat beban-beban yang diterapkan sebelum pengerasan beton.

b. Analisa kolom komposit SNI 1729:2015

Menurut SNI 1729 Pasal I1.2, efek tekuk lokal tidak perlu dipertimbangkan pada kasus batang komposit tipe ini, jadi diperlakukan sebagai penampang kompak.

Kekuatan tekan desain,  $\phi_c P_n$ , dan kekuatan tekan yang diizinkan,  $P_n / c$ , komponen ini dibebani secara aksial simetris ganda harus ditentukan untuk keadaan batas tarik dari tekuk lentur berdasarkan kelangsingan komponen struktur sebagai berikut:

$$\phi_c = 0,75 \text{ (DFBK)} \quad c = 2,00 \text{ (DKI)}$$

Kekuatan tekan aksial nominal tanpa mempertimbangkan efek kelangsingan,  $P_{no}$  dihitung,

$$P_{no} = F_y \cdot A_s + F_{ysr} \cdot A_{sr} + 0,85 \cdot f'_c \cdot A_c \quad (2-89)$$

Karena panjang tak terbreis terhadap sumbu  $x-x$  dan  $y-y$ , kolom akan tertekuk terhadap sumbu yang memiliki kekakuan komposit terkecil,  $EI_{eff}$ . Telah tercatat bahwa nilai momen inersia yang dihitung sebelumnya untuk beton dan tulangan adalah sama untuk kedua sumbu lentur, kolom akan tertekuk terhadap sumbu lemah dari profil baja.  $I_{cy}$ ,  $I_{sy}$  dan  $I_{sry}$  akan digunakan untuk persamaan efek kelangsingan menurut SNI 1729 Pasal I2.1b seperti pada persamaan 2-90 dan persamaan 2-94.

a) Untuk,  $\lambda_c \leq 2,25$  (2-90)

$$\text{maka } P_n = P_{no} (0,658 P_e) \frac{P_{no}}{P_e}$$

b) Untuk,  $\lambda_c > 2,25$ , maka  $P_n = 0,877 P_e$  (2-91)

Kekuatan tarik yang tersedia dari komponen struktur ini yang dibebani secara aksial harus ditentukan untuk keadaan batas leleh berdasarkan SNI 1729:2015 Pasal Ic seperti persamaan 2-52.

$$P_n = F_y \cdot A_s + F_{ysr} \cdot A_{sr} \quad (2-92)$$

dengan  $\phi_t = 0,9$

Keterangan:

$P_e$  = beban tekuk kritis elastis =  $\pi^2 \cdot (EI_{eff}) / (KL)^2$  dalam satuan newton

$A_c$  = luas beton ( $\text{mm}^2$ )

$A_s$  = luas penampang baja ( $\text{mm}^2$ )

$A_{sr}$  = luas batang tulangan baja ( $\text{mm}^2$ )

$E_c$  = modulus elastisitas beton =  $w_c^{1,5} \sqrt{f'_c}$  ksi atau  $0,043 w_c^{1,5} \sqrt{f'_c}$  MPa (2-93)

$EI_{eff}$  = kekakuan efektif penampang komposit ( $\text{N}\cdot\text{mm}^2$ )  
 $= E_s \cdot I_s + 0,5 \cdot E_s \cdot I_{sr} + C_1 \cdot E_c \cdot I_c$  (2-94)

$C_1$  = koefisien untuk perhitungan kekuatan dari suatu komponen struktur tekan komposit terbungkus beton

$E_s$  = modulus elastisitas baja = 29000 ksi atau 200000 MPa

$F_y$  = tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari batang penampang baja (MPa)

$F_{ysr}$  = tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari batang tulangan (MPa)

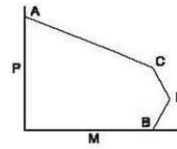
- $I_c$  = momen inersia dari penampang beton di sumbu netral elastis dari penampang komposit ( $\text{mm}^4$ )
- $I_s$  = momen inersia profil baja disumbu netral elastis dari penampang komposit ( $\text{mm}^4$ )
- $I_{sr}$  = momen inersia batang tulangan disumbu netral elastis dari penampang ( $\text{mm}^4$ )
- $K$  = faktor panjang efektif
- $L$  = panjang tanpa breising secara lateral dari komponen (mm)
- $F'_c$  = kekuatan tekan beton yang disyaratkan (MPa)
- $W_c$  = berat beton per unit volume ( $90 \leq w_c \leq 155 \text{ lbs/ft}^3$ ) atau ( $1500 \leq w_c \leq 2500$ )  $\text{kg/m}^3$ .

Pada perencanaan struktur komposit SNI Baja 1729:2015, Analisa elemen komposit terbungkus beton ditunjukkan dalam gambar 2.8 dan gambar 2.9.





## Plastic Capacities for Rectangular, Encased W-Shapes Bent About the X-X Axis

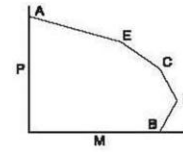


Section	Stress Distribution	Pt.	Defining Equations
<p style="text-align: center;"><b>A</b></p>		<p><b>A</b></p> $P_A = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 f'_c A_c$ $M_A = 0$ <p> <math>A_s</math> = area of steel shape  <math>A_{sr}</math> = area of all continuous reinforcing bars  <math>A_c = h_1 h_2 - A_s - A_{sr}</math> </p>	
			<p><b>C</b></p> $P_C = 0.85 f'_c A_c$ $M_C = M_B$
<p style="text-align: center;"><b>C</b></p>		<p><b>D</b></p> $P_D = \frac{0.85 f'_c A_c}{2}$ $M_D = Z_s F_y + Z_r F_{yr} + \frac{Z_c}{2} (0.85 f'_c)$ <p> <math>Z_s</math> = full x-axis plastic section modulus of steel shape  <math>A_{srs}</math> = area of continuous reinforcing bars at the centerline  <math>Z_r = (A_{sr} - A_{srs}) \left( \frac{h_2}{2} - c \right)</math>  <math>Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r</math> </p>	
			<p><b>B</b></p> <p>For <math>h_n</math> below the flange <math>\left( h_n \leq \frac{d}{2} - t_r \right)</math></p> $P_B = 0$ $M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{Z_{cn}}{2} (0.85 f'_c)$ $Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$ $h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_{srs}) - 2 F_{yr} A_{srs}}{2 [0.85 f'_c (h_1 - t_w) + 2 F_y t_w]}$ $Z_{sn} = t_w h_n^2$
<p style="text-align: center;"><b>D</b></p>		<p>For <math>h_n</math> within the flange <math>\left( \frac{d}{2} - t_r &lt; h_n \leq \frac{d}{2} \right)</math></p> $h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s - d b_t + A_{srs}) - 2 F_y (A_s - d b_t) - 2 F_{yr} A_{srs}}{2 [0.85 f'_c (h_1 - b_t) + 2 F_y b_t]}$ $Z_{sn} = Z_s - b_t \left( \frac{d}{2} - h_n \right) \left( \frac{d}{2} + h_n \right)$ <p>For <math>h_n</math> above the flange <math>\left( h_n &gt; \frac{d}{2} \right)</math></p> $h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s + A_{srs}) - 2 F_y A_s - 2 F_{yr} A_{srs}}{2 (0.85 f'_c h_1)}$ $Z_{sn} = Z_s$	
<p style="text-align: center;"><b>B</b></p>			

**Gambar 2.8** Kapasitas plastis penampang komposit terbungkus beton arah X-X

(Sumber: Design Example 4.2 AISC 7-16)

## Plastic Capacities for Rectangular, Encased W-Shapes Bent About the Y-Y Axis



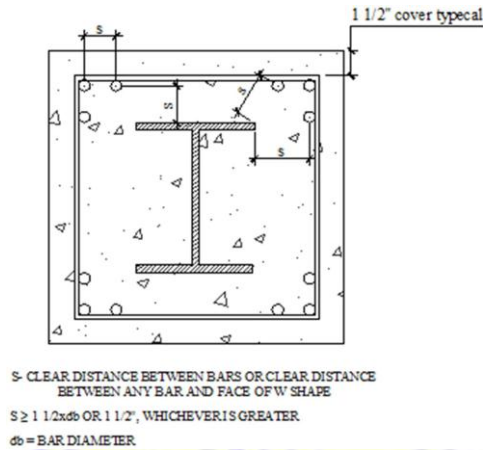
Section	Stress Distribution	Pt.	Defining Equations
	$0.85f'_c$ $F_y$ $F_{yr}$	<b>A</b>	$P_A = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85f'_c A_c$ $M_A = 0$ $A_s = \text{area of steel shape}$ $A_{sr} = \text{area of continuous reinforcing bars}$ $A_c = h_1 h_2 - A_s - A_{sr}$
<b>A</b>		<b>E</b>	$P_E = A_s F_y + (0.85f'_c) \left[ A_c - \frac{h_1}{2} (h_2 - b_f) + \frac{A_{sr}}{2} \right]$ $M_E = M_D - Z_{sE} F_y - \frac{Z_{cE}}{2} (0.85f'_c)$ $Z_{sE} = Z_s = \text{full y-axis plastic section modulus of steel shape}$ $Z_{cE} = \frac{h_1 b_f^2}{4} - Z_{sE}$
		<b>C</b>	$P_C = 0.85f'_c A_c$ $M_C = M_B$
		<b>D</b>	$P_D = \frac{0.85f'_c A_c}{2}$ $M_D = Z_s F_y + Z_r F_{sr} + \frac{Z_{cD}}{2} (0.85f'_c)$ $Z_r = A_{sr} \left( \frac{h_2}{2} - c \right)$ $Z_{cD} = \frac{h_1 h_n^2}{4} - Z_s - Z_r$
		<b>B</b>	$P_B = 0$ $M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{Z_{cn}}{2} (0.85f'_c)$ $Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$ For $h_n$ below the flange $\left( \frac{t_w}{2} < h_n \leq \frac{b_f}{2} \right)$ $h_n = \frac{0.85f'_c (A_c + A_s - 2t_f b_f) - 2F_y (A_s - 2t_f b_f)}{2[4t_f F_y + (h_1 - 2t_f) 0.85f'_c]}$ $Z_{sn} = Z_s - 2t_f \left( \frac{b_f}{2} + h_n \right) \left( \frac{b_f}{2} - h_n \right)$ For $h_n$ above the flange $\left( h_n > \frac{b_f}{2} \right)$ $h_n = \frac{0.85f'_c (A_c + A_s) - 2F_y A_s}{2[0.85f'_c h_1]}$ $Z_{sn} = Z_s$
		<b>B</b>	

**Gambar 2.9** Kapasitas plastis penampang komposit terbungkus beton arah Y-Y

(Sumber: Design Example 4.2 AISC 7-16)

#### 2.2.5.4 Persyaratan pendetailan komponen struktur komposit terbungkus beton

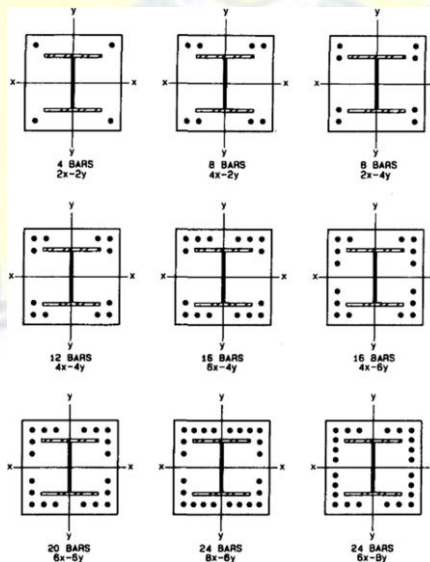
Persyaratan detail terhadap penempatan tulangan terhadap inti profil baja pada kolom komposit seperti yang terlihat pada gambar 2.10.



**Gambar 2.10** Detail kolom komposit terbungkus beton “encased composite members”

(Sumber: *Steel Design Guide Series 06 “Load and Resistance Factor Design of W-Shape Encased in Concrete”*)

Tulangan longitudinal kolom komposit seperti yang disyaratkan dalam *Steel Design Guide Series 06 “Load and Resistance Factor Design of W-Shape Encased in Concrete”*, penulangan kolom komposit terhadap tulangan memanjang dapat disesuaikan terhadap konfigurasi sambungan balok baja seperti yang terlihat pada gambar 2.11.



**Gambar 2.11** Konfigurasi tulangan memanjang kolom komposit

(Sumber: *Steel Design Guide Series 06 “Load and Resistance Factor Design of W-Shape Encased in Concrete”*)

Persyaratan penulangan badan pada pendetailan struktur balok dalam literatur perencanaan yaitu dijelaskan pada gambar 2.12 dan tabel 2.20.



**Gambar 2.12** Penulangan badan balok beton bertulang  
(Sumber: Nasution, Analisis dan Desain Struktur Beton Bertulang)

**Tabel 2.20** Persyaratan Penulangan Badan Balok Beton Bertulang

TINGGI BALOK PENULANGAN BADAN	
$H < 600$	-
$600 \leq H < 900$	2 X 1 X D10 *)
$900 \leq H < 1200$	2 X 2 X D10 *)
$1200 \leq H < 1500$	2 X 3 X D13
$1500 \leq H < 1800$	2 X 4 X D13
$1800 \leq H < 2100$	2 X 5 X D13

(Sumber: Nasution, Analisis dan Desain Struktur Beton Bertulang)

Batasan tulangan transversal yang tercantum dalam SNI 1729 Pasal II.1(3), I2.1a(2) dan SNI 2847 sebagai berikut:

a) Ukuran dan jarak tulangan pengikat:

SNI meminta baik tulangan ikat atau spiral yang digunakan sebagai tulangan transversal. Ketika digunakan sengkang ikat lateral, diameter minimum adalah 10 mm yang berjarak maksimum 300 mm pusat ke pusat atau diameter 13 mm dengan berjarak maksimum 400 mm.



- b) Pembatasan tambahan untuk ukuran sengkang ikat  
Sengkang ikat dengan diameter 13 mm atau lebih besar diperlukan bila digunakan tulangan memanjang diameter 29 mm atau lebih besar sesuai SNI 2847 Pasal 10.5.1
- c) Jarak antara sengkang ikat seharusnya tidak melampaui 0,5 kali ukuran penampang kolom terkecil.
- d) Selimut beton: SNI 2847 Pasal 7.7 berisi persyaratan selimut beton. Untuk beton yang tidak berhubungan langsung dengan cuaca atau dengan tanah, selimut beton untuk sengkang ikat adalah 40 mm.
- e) Sengkang ikat diperlukan untuk menumpu tulangan memanjang yang ditempatkan lebih dari 150 mm jarak bersih pada masing masing sisi dari tulangan yang ditumpu lateral. Untuk tulangan sudut, tumpuan secara tipikal diberikan oleh sengkang ikat keliling yang utama. Untuk tulangan di tengah, dapat digunakan sengkang ikat bentuk miring.

Batas Tulangan memanjang dan baja struktural tercantum di SNI 1729 Pasal I1.1(4), I2.1 dan SNI 2847 sebagai berikut:

- a) Rasio minimum luas baja struktural  
Pada kolom komposit, Luas penampang profil baja minimal sebesar 4% dari luas total penampang melintang kolom komposit, jika kurang maka komponen struktur tekan akan bereaksi sebagai kolom beton biasa. Rasio maksimum secara eksplisit untuk profil baja komposit tidak tersedia di SNI; walaupun demikian, telah dicatat di literatur sekirat 8 % - 12% agar diperoleh batang komposit yang ekonomis terhadap beban gravitasi (*Leon and Hajjar, 2008 dalam Pedoman Teknis Penggunaan SNI 1729:2015*).
- b) Rasio tulangan memanjang minimum:  $A_{sr} / A_g > 0,004$
- c) Rasio tulangan memanjang maksimum:  $A_{sr} / A_g < 0,08$
- d) Jumlah minimum tulangan memanjang:  
SNI 2847 Pasal 1.9.2 mensyaratkan jumlah minimum 4 tulangan untuk komponen persegi atau bundar dengan sengkang ikat dan 6 tulangan untuk kolom berspiral.
- e) Jarak bersih antara tulangan memanjang:  
SNI 2847 Pasal 7.6.3 mensyaratkan jarak bersih antara tulangan adalah 1,5 *db*.
- f) Jarak bersih antara tulangan memanjang dan inti baja:  
 $s_{min} = \max(1.5 db)$

- g) SNI 2847 Pasal 7.7 memberikan persyaratan selimut beton minimum untuk tulangan. Persyaratan selimut beton untuk sengkang ikat kolom dan tulangan utama adalah sama.

#### 2.2.5.5 Batang portal (balok-kolom)

Interaksi momen lentur dan gaya aksial pada penampang simetri ganda atau simetri tunggal dengan  $0,1 \leq I_{yc} / I_y \leq 0,9$  yang momennya dapat dipaksa melentur pada sumbu simetrinya, harus memenuhi persamaan H1-1a dan H1-1b (AISC 2010). Adapun  $I_{yc}$  adalah momen inersia sayap dengan tegangan desak terhadap sumbu y atau sumbu lemahnya. Persamaan interaksinya pada persamaan 2-95 dan persamaan 2-96. (Dewobroto, 2016)

- (a) Jika  $\frac{P_r}{P_c} > 0,2$

maka:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (2-95)$$

- (b) Jika  $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

maka:

$$\frac{P_r}{2P_c} + \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1,0 \quad (2-96)$$

Dengan :

$P_r = P_u$  = kuat aksial perlu elemen struktur, hasil analisa struktur rangka secara menyeluruh (global)

$P_c = \phi P_n$  = kuat rencana elemen struktur

$M_r = M_u$  = kuat lentur perlu elemen, hasil analisis struktur yang telah memperhitungkan efek ke-2 atau efek P- $\Delta$  pada rangka secara menyeluruh (global)

$M_c = \phi M_n$  = kuat rencana elemen struktur sebagai balok lentur

x = subskrip simbol untuk momen lentur terhadap sumbu kuat penampang

y = subskrip simbol untuk momen lentur terhadap sumbu lemah penampang

*Direct Analysis Method (DAM)* sebagai cara utama dalam analisis stabilitas rangka baja memerlukan program komputer analisis struktur elastis non-linier, dengan efek P- $\Delta$ . Jika hanya tersedia analisis struktur elastis linier, yang umum, maka cara metode panjang efektif *Effective Length Method (ELM)* dapat dipilih.

Adapun struktur yang terdiri lebih dari satu elemen, berarti harus dievaluasi terhadap

kondisi global, maka selama masih bisa didekati dengan faktor  $K=1$ , maka dengan dua cara tersebut tidak akan berbeda. Secara umum cara alternatif ELM dapat dipilih jika besarnya rasio drift orde ke-2 terhadap drift orde ke-1 adalah  $\leq 1,5$ , jika tidak dipenuhi maka cara DAM harus dipilih (AISC 2005). Rasio drift dapat diwakili oleh nilai  $B2$ . (Dewobroto, 2016)

a) Faktor pembesaran momen

Faktor pembesaran momen adalah cara manual untuk memasukkan efek P- $\Delta$  atau orde ke-2 (terdiri dari P- $\Delta$  dan P- $\delta$ ) terhadap hasil analisis elastis linier struktur dengan beban terfaktor pada batang portal. Ketentuan tentang hal itu ada di Chapter C (AISC 2005) atau di Appendix 8 (AISC 2010) pada persamaan 2-97 dan persamaan 2-98. (Dewobroto, 2016)

$$M_r = B1 M_{nt} + B2 M_{lt} \quad (2-97)$$

$$P_r = P_{nt} + B2 P_{lt} \quad (2-98)$$

Dengan :

$M_r = M_u$  = Momen lentur perlu elemen, memperhitungkan efek orde ke-2 atau efek P- $\Delta$  pada rangka secara menyeluruh (global)

$B1$  = faktor pengali untuk memperhitungkan efek P- $\delta$ , terhadap momen pada elemen struktur yang tidak bergoyang, dan hanya diterapkan untuk elemen dengan beban tekan saja

$M_{nt}$  = momen lentur perlu elemen, hasil analisis struktur elastis linier (global) untuk elemen struktur yang titik nodalnya tidak berpindahan (atau rangka tidak bergoyang)

$B2$  = faktor pengali untuk memperhitungkan efek P- $\Delta$ , terhadap momen pada elemen struktur yang titik nodalnya mengalami perpindahan (bergoyang)

$M_{lt}$  = momen lentur perlu hasil analisis elastis linier elemen struktur yang titik nodalnya berpindah (bergoyang)

$P_r = P_u$  = gaya aksial perlu yang telah memperhitungkan efek orde ke-2 atau efek P- $\Delta$  pada rangka secara menyeluruh (global)

$P_{nt}$  = gaya aksial perlu hasil analisis struktur elastis linier (global) untuk elemen struktur yang titik nodalnya tidak berpindahan (atau rangka tidak bergoyang)

$P_{lt}$  = kuat aksial perlu elemen, hasil analisis struktur elastis linier (global) untuk elemen struktur yang titik nodalnya mengalami perpindahan lateral (atau rangka bergoyang)

b) Faktor B1 untuk P-δ

Faktor  $B1$  adalah faktor pengali untuk pembesaran momen untuk mengantisipasi terjadinya efek P-δ atau efek orde ke-2 pada momen langsing, seperti pada persamaan 2-99. (Dewobroto, 2016)

$$B1 = \frac{Cm}{1 - \alpha \frac{Pr}{Pe1}} \geq 1 \quad (2-99)$$

Dengan :

$\alpha = 1,0$  = jika digunakan ketentuan DFBK

$Cm$  = koefisien untuk elemen yang tidak bergoyang. Ada dua kondisi, jika hanya ada momen pada ujung-ujung elemennya, maka:

$$Cm = 0,6 - 0,4 \frac{M1}{M2} \quad (2-100)$$

$M1$  adalah momen absolut terkecil, sedangkan  $M2$  adalah momen absolut terbesar.

$Pe$  = Kapasitas tekuk kritis batang pada arah lentur yang ditinjau didasarkan pada perhitungan tanpa terjadi translasi pada titik nodal elemen strukturnya

$$Pe1 = \frac{\pi^2 EI^*}{(K1L)^2} \quad (2-102)$$

$EI^*$  = EI tanpa reduksi kekuatan

$K1$  = 1,0 faktor untuk panjang tekuk arah yang ditinjau

$L$  = panjang tekuk arah yang ditinjau

c) Faktor B2 untuk P-Δ

Faktor  $B2$  adalah faktor pengali pada pembesaran momen untuk mengantisipasi terjadinya efek P-Δ atau efek orde ke-2 pada struktur portal atau sistem rangka bergoyang, pada persamaan 2-103 sampai dengan persamaan 2-104. (Dewobroto, 2016)

$$B2 = \frac{1}{1 - \alpha \frac{P_{story}}{Pe_{story}}} \geq 1 \quad (2-103)$$

$$Pe_{story} = RM \frac{HL}{\Delta H} \quad (2-63)$$



$$R_M = 1 - 0,15 \left( \frac{P_{mf}}{P_{story}} \right) \quad (2-104)$$

dengan,

$\alpha = 1,0$  untuk DFBK karena sudah kondisi batas (*ultimate*)

$P_{story}$  = total beban vertikal yang didukung pada tingkat tersebut berdasarkan ketentuan beban DFBK, yang terjadi termasuk beban pada kolom yang tidak termasuk pada sistem struktur penahan lateral, (N)

$P_{e\ story}$  = kuat tekuk kritis elastis pada tingkat dalam arah perpindahan yang ditinjau (N)

$P_{mf}$  = beban vertikal total pada kolom pada tingkat yang merupakan bagian rangka momen (portal), jika ada, pada arah translasi yang ditinjau (= 0 untuk system rangka tidak bergoyang), (N)

$L$  = tinggi tingkat (mm)

$H$  = gaya geser tingkat, arah translasi yang ditinjau, hasil dari gaya lateral sewaktu menghitung  $\Delta H$ , (N)

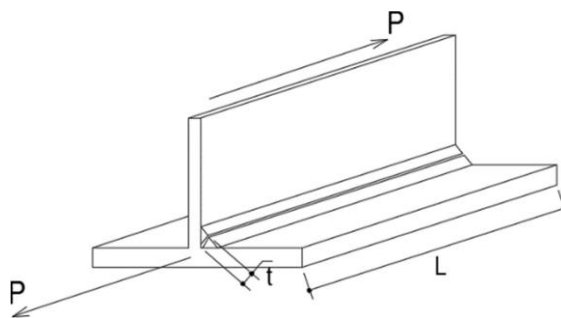
$\Delta H$  = drift antar tingkat hasil analisis elastis linier-linie, pada arah yang ditinjau akibat beban lateral (mm/mm)

$RM$  = faktor untuk memperhitungkan efek P- $\delta$  pada portal bergoyang, nilai  $RM$  0,85 sebagai batas bawah untuk tingkat dengan sistem rangka momen, dan  $Rm = 1,0$  untuk tingkat yang tidak ada rangkanya.

## 2.2.6 Perencanaan Sambungan

### 2.2.6.1 Sambungan las

Prinsip perhitungan las relatif sederhana. Jika dimensi las sudut seperti pada gambar 2.15 maka tegangan gesernya adalah  $\tau = P/(L.t)$ , harus lebih kecil dari  $\tau_{ijin}$ , menurut AWS D1.1 maka  $\tau_{ijin} = 0,4 \cdot \sigma_y$  logam dasar. Itu tentunya mengacu konsep perencanaan elastis, berdasarkan beban kerja (tanpa beban terfaktor). Untuk *LRFD- AISC* dengan beban terfaktor,  $P_u$  maka kuat nominal las sudut dapat dilihat pada gambar 2.13.



**Gambar 2.13** Dimensi las sudut untuk perhitungan tegangan geser

(Sumber : AWS D1.1-2008. Dewobroto, 2016)

$$P_u \leq \phi R_n \text{ dengan } R_n = F_{nw} \cdot A_{we} \quad (2-105)$$

Dimana  $\phi = 0,75$ ,  $A_{we} = t \cdot L$  (lihat gambar 2.17),  $F_{nw} = 0,6F_{EXX}$ , dan  $F_{EXX}$  adalah kuat tarik kawat las, untuk mutu  $E60xx$ ,  $F_{EXX} = 430$  MPa; untuk  $E70xx$ ,  $F_{EXX} = 490$  MPa, dan untuk  $E80xx$ ,  $F_{EXX} = 550$  MPa (AWS D1.1-2008), berikut adalah tabel tinggi las sudut, tabel 2.21. (Dewobroto, 2016)

**Tabel 2.21** Tinggi Las Sudut minimum

Tebal Pelat Sambung Terkecil	Las Sudut Minimum
$\leq 6$ mm	3 mm
6 mm - 13 mm	5 mm
13 mm - 19 mm	6 mm
$> 19$ mm	8 mm

( Sumber : AISC 2010)

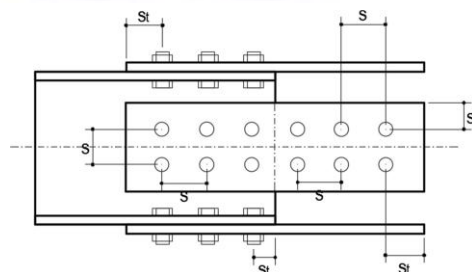
### 2.2.6.2 Sambungan baut mutu tinggi

#### a) Persyaratan spasi baut

Penempatan baut mutu tinggi, perlu dibuat teratur, berulang dan sebisa mungkin simetri. Adapun jarak atau spasi antar baut, satu dengan lainnya perlu mengikuti aturan praktis yang ada, seperti: ( Sumber : AISC 2010 )

- Syarat AISC (2010) tentang spasi ( $s$ ) minimum antar lubang baut (semua tipe) adalah  $s \geq 2,67d$ , dan rekomendasinya adalah  $s \approx 3d$ , dimana  $d$  = diameter baut nominal.
- AISC (2010) menetapkan, jarak titik pusat lubang standar ke tepi dari bagian sambungan  $s_t \geq 1,25d$ , tetapi tidak boleh lebih 12 kali tebal pelat terkecil sambungan atau 150 mm.

berikut adalah gambar 2.14 jarak dan spasi baut.



**Gambar 2.14** Jarak dan spasi baut

b) Kuat baut terhadap Tarik atau Geser

Spesifikasi baut mutu tinggi menurut ketentuan *J3.1 AISC (2010)* terdiri dari dua (2) grup utama, yaitu:

Grup A – ASTM A325, A325M, F1852, A354 Grade BC, dan A449

Grup B – ASTM A490, A490M, F2280, dan A354 Grade BD

Rumus kuat baut per satu (1) bidang geser pada persamaan 2-106.

$$R_n = F_{nv} A_b \quad (2-106)$$

Dengan :

$F_{nv}$  = tegangan geser nominal baut sesuai tabel *J3.2 (AISC 2010)*

$A_b$  = luas penampang baut, bagian berulir atau polos, tergantung tegangan geser nominal yang dipakai.

Rumus kuat geser blok baut pada persamaan 2-107.

$$R_n = 0,6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0,6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (2-107)$$

Dengan :

$F_u$  = kuat tarik minimum pelat sambung (MPa)

$F_y$  = kuat leleh minimum pelat sambung (MPa)

$A_{nv}$  = luas netto (dengan lubang) potongan mengalami gaya geser (mm<sup>2</sup>)

$A_{gv}$  = luas utuh (tanpa lubang) potongan mengalami gaya geser (mm<sup>2</sup>)

$A_{nt}$  = luas netto (dengan lubang) potongan mengalami gaya tarik (mm<sup>2</sup>)

Kuat nominal baut dan alat sambung berulir (seperti baut) untuk perencanaan sambungan tipe tarik dan tipe geser dapat dilihat pada tabel 2.22.

Tabel 2.22 Kuat nominal baut dan batang berulir

Baut atau Alat sambung berulir	Tarik, $F_{nt}$ (MPa)	Geser, $F_{nv}$ (MPa)	Keterangan
A 307 (baut mutu biasa)	310	188 165	non-struktur
A325 (Baut mutu tinggi) Jenis baut di Grup A	620	372	geser pada ulir drat
		330	geser pada
		457	grip polos
A490 (Baut mutu tinggi) Jenis baut di Grup B	780	414	geser pada ulir drat
		457	geser pada
		520	grip polos
alat sambung dengan ulir (misal : baut angkur)	$0,75 F_u$	$0,45 F_u$	geser pada ulir drat
		$0,40 F_u$	geser pada grip polos

(Sumber: Tabel J3.2 AISC (2010) dalam Dewobroto, 2016)

Besarnya tahanan slip untuk kondisi batas slip atau  $R_n$  untuk baut mutu tinggi berdasarkan AISC (2010) pada persamaan 2-108.

$$R_n = \mu D_u hf T_b n_s \quad (2-108)$$

Dengan :

$\mu$  Koefisien slip rata-rata, tergantung kondisi permukaan, pekerjaan persiapan mutu kelas-A adalah 0,3. Untuk mutu kelas-B (lebih ketat) adalah 0,5.

$D_u$  1,13 adalah factor pengali yang mempresentasikan gaya prategang baut rata-rata terpasang dengan gaya Tarik baut prategang minimum.

$hf$  faktor terkait adanya pelat pengisi (*filler*), jika tidak ada filler atau hanya 1 *filler* maka  $hf = 1,0$ . Jika ada 2 *filler* diantara pelat sambung maka  $hf = 0,85$ .

$T_b$  gaya Tarik baut prategang minimum sesuai Tabel 2.19 atau Tabel J3.1M



$n_s$  jumlah permukaan yang menimbulkan bidang kontak.

Kuat tumpu pelat sambungan dari AISC (2010) memperhitungkan pengaruh deformasi, jika besarnya itu akan mempengaruhi fungsi struktur sehingga kekuatannya perlu dibatasi maka dapat dipakai persamaan 2-109 sebagai berikut dengan mengambil nilai yang terkecil.

$$R_n = 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 dt F_u \quad (2-109)$$

Selanjutnya, jika terjadi deformasi pada sambungan dianggap tidak mempengaruhi fungsi maka kuat tumpu dapat ditingkatkan yaitu nilai terkecil pada persamaan 2-110.

$$R_n = 1,5 l_c t F_u \leq 3,0 dt F_u \quad (2-110)$$

Dengan :

$l_c$  jarak bersih (mm) searah gaya, dihitung dari tepi lubang ke tepi pelat terluar (untuk baut pinggir) atau jarak bersih antar tepi lubang (untuk baut dalam)

$F_u$  kuat Tarik minimum baja pelat yang ditinjau (MPa).

Berikut adalah tabel 2.23 prategang baut minimum.

**Tabel 2.23** Prategang baut minimum

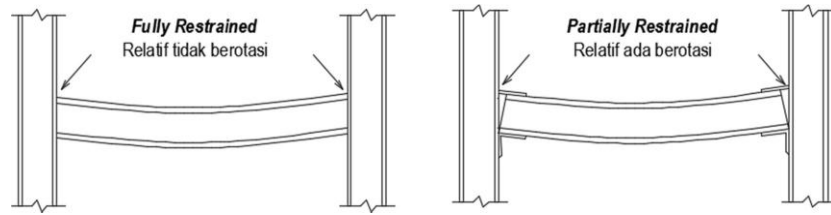
Diameter		A325 (Grup A)		A490 (Grup B)	
Inch	Mm	Kips	kN	Kips	kN
1/2	-	12	-	15	-
5/8	M16	19	91	24	114
3/4	M20	28	142	35	179
7/8	M22	39	176	49	221
1	M24	51	205	64	257
1 1/8	M27	5	26	80	334
1 1/4	M30	71	326	102	408
1 3/8	M36	85	475	121	595
1 1/2	-	103	-	148	-

(Sumber: Tabel J3.1 – AISC 2010 dalam Dewobroto, 2016)

### 2.2.6.3 Sambungan momen pelat ujung “End-Plate”

Ketentuan B3.6 (AISC 2010) tentang perencanaan, dipersyaratkan bahwa kekuatan dan deformasi suatu sambungan harus konsisten antara perilaku real dan permodelan analisa strukturnya. Maklum perilaku sambungan momen struktur baja dapat dibagi menjadi dua, yaitu:

- 1) FR atau Fully Restrained atau sambungan rigid seperti profil utuh
- 2) PR atau Partially Restrained atau sambungan semi-rigid atau elastis, dimana pada kondisi beban tertentu antara elemen-elemen sambungan bisa berotasi, dapat dilihat pada gambar 2.15



**Gambar 2.15** Perilaku sambungan momen pada struktur baja

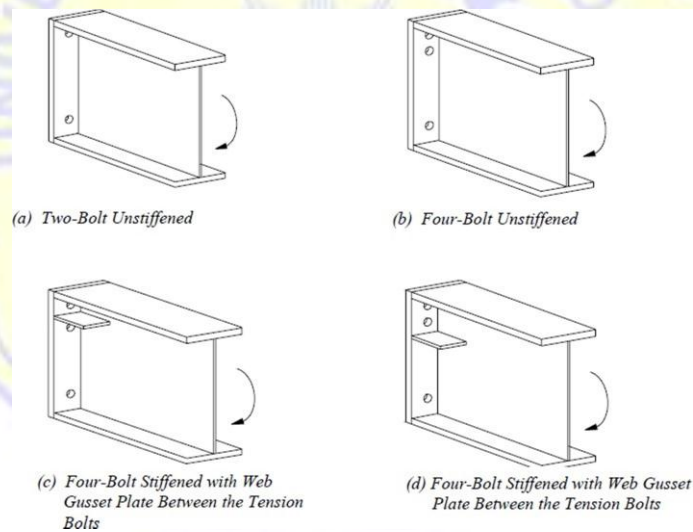
(Sumber: AISC 1994 dalam Dewobroto, 2016)

Sambungan momen tipe FR tidak perlu pemodelan khusus untuk analisis strukturnya, karena dapat dianggap sebagai penampang utuh, yang meneruskan momen sekaligus gaya geser dan aksial. (Dewobroto, 2016)

a) Perencanaan pelat ujung

Kapasitas sambungan end-plate tergantung tebal pelat ujung dan baut tariknya. Untuk menghitung kapasitas pelat maka teori yang terbukti akurat, khususnya jika dibandingkan hasil uji empiris, adalah teori garis leleh. (Zoetemeijer 1974, Murray et, al. 2003, dalam Dewobroto 2016)

Berikut adalah gambar 2.16 konfigurasi sambungan pelat ujung tipe *flush end-plate*.



**Gambar 2.16** konfigurasi sambungan pelat ujung tipe *Flush end-plate*

(Sumber: AISC MBMA Steel Design Guide No.16)

Kapasitas momen sambungan end-plate berdasarkan terjadinya leleh pada pelat ujung pada persamaan 2-111.

$$\phi_b M_n = \phi_b M_{pl} = \phi_b F_{py} t_p^2 Y_p \quad (2-111)$$

dengan,

$\phi_b$  = faktor ketahanan lentur terhadap leleh,  $\phi_b = 0,9$

- $M_{pl}$  = besarnya momen pada sambungan agar penampang pelat ujung mencapai kondisi plastis
- $F_{py}$  = tegangan leleh dari material pelat ujung
- $t_p$  = tebal pelat ujung
- $Y_p$  = parameter kuat batas pelat berdasarkan pola garis leleh yang bisa berbeda untuk tiap-tiap konfigurasi geometri.

Parameter  $Y_p$  disusun mengacu konfigurasi geometri sambungan end-plate, masing-masing akan dijabarkan pada penjelasan terlampir.

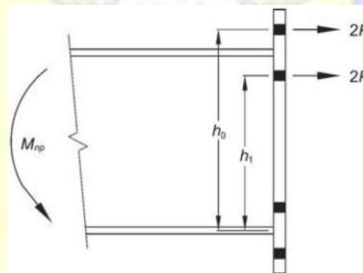
b) Perencanaan baut tarik

Gaya tarik maksimum hanya ditentukan oleh kuat tarik baut itu sendiri, seperti pada persamaan 2-112.

$$P_t = A_b F_{nt} \tag{2-112}$$

dengan  $F_{nt}$  mengikuti Tabel 2.17 atau Tabel J3-2 (AISC 2010).

Pada sambungan end-plate, setiap barisnya terdiri dari dua baut. Jika dibebani sampai kondisi batas (*ultimate*), maka gaya reaksi setiap baris bautnya adalah  $2P_t$ , dapat dilihat pada gambar 2.17.



**Gambar 2.17** Momen kopel baut tarik terhadap sayap tekan

(Sumber : AISC 2010)

Pada kondisi batas, berdasarkan kuat baut tarik tanpa efek prying maka momen kapasitas sambungan adalah jumlah kumulatif statis momen gaya reaksi baut tarik  $2P_t$  terhadap titik resultan desak di pusat berat pelat sayap profil, lihat gambar 2.21 (Dewobroto, 2016)

Jadi kuat sambungan didasarkan pada baut tanpa *efek prying* pada persamaan 2-113 dan persamaan 2-114.

$$M_{np} = 2P_t \sum_{i=1}^{i=n} d_i \tag{2-113}$$

$$M_u \leq \phi M_{np} \tag{2-114}$$

Dengan :

$M_u$  = momen perlu

$M_{np}$  = kapasitas sambungan end-plate didasarkan pada kuat baut tarik tanpa efek *prying*

$P_t$  = gaya reaksi tarik baut

$\Phi = 0,75$  keruntuhan fraktur baut

Efek *Prying* baut dapat diabaikan jika tebal pelat ujung memenuhi kriteria “pelat tebal”. Hal ini dipilih karena deformasi sambungan relatif kecil dan perhitungan lebih sederhana. Pada kondisi itu diameter baut,  $db$  yang diperlukan dapat dihitung dengan persamaan 2-115 dan persamaan 2-116.

$$P_t = \frac{1}{4} \pi d^2 F_{nt} \quad (2-115)$$

$$db \geq \sqrt{\frac{2M_n}{\pi \phi F_{nt} \sum_{i=1}^{n-1} d_i}} \quad (2-116)$$

Dengan :

$P_t$  = gaya reaksi tarik baut

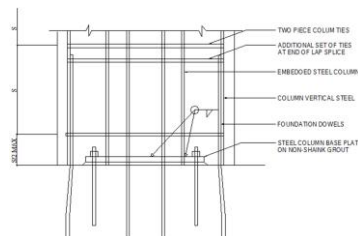
$db$  = diameter baut tarik

$d_i$  = jarak baris ke- $i$  dari baut tarik terhadap titik berat pelat sayap profil di zona tekan (lihat gambar 2.18)

$F_{nt}$  = kuat tarik baut, Tabel 2.22

#### 2.2.6.4 Sambungan baja ke beton pada *base plate*

*Base plat* yang biasa, umumnya terdiri dari pelat landasan dan baut angkur. Adapun pelat landasan tersambung ke kolom baja dengan las. Agar terjadi kontak merata antara pelat landasan dan struktur beton pondasi, diberi jarak dan diisi semen grout tipe tidak susut (non shrink grout). Secara teoritis bisa saja baut angkur tidak diperlukan, tetapi dalam pelaksanaan harus dipasang. Minimal dua buah, untukantisipasi momen tidak terduga selama masa konstruksi. Fungsi baut angkur bisa untuk leveling dan yang pasti adalah untuk menahan gaya geser, seperti pada gambar 2.18.. (Dewobroto, 2016)

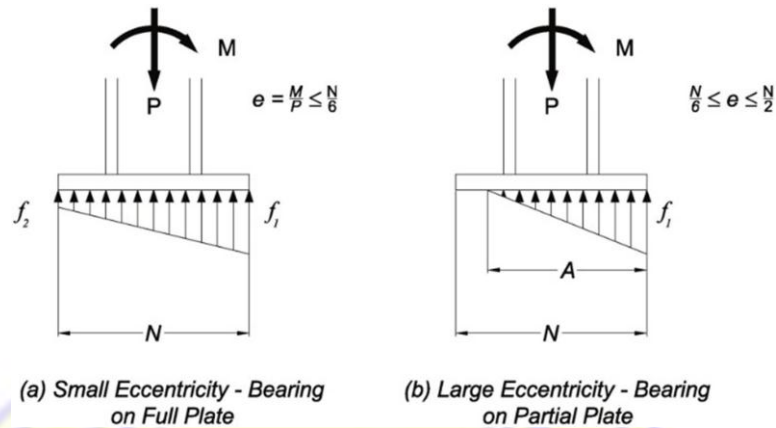


**Gambar 2.18** Pelat dasar (*Base Plate*) kolom komposit

(Sumber: *Load and Resistance Factor Design of W-Shapes Encased in Concrete Design Guide 06, 1992*)



Didalam perencanaan *Base plate* (Pelat dasar) harus diperhitungkan berbagai faktor yang dapat mempengaruhi kekuatan serta dimensi pelat dasar diantaranya eksentrisitas beban, tegangan tumpu nominal beton, panjang bidang tekan beton dan lain sebagainya. Berikut ini adalah diagram gaya yang terjadi pada pelat dasar, dapat dilihat pada gambar 2.19.



**Gambar 2.19** Distribusi Tegangan segitiga akibat eksentrisitas kecil

(Sumber: *AISC Design Guide 1 2<sup>nd</sup> Edition Base Plate and Rod Design*, 2006)

1) Kuat tumpu beton

a) Untuk luas beton tumpuan  $\approx$  luas pelat landasan, maka :

$$= 0,85 f'_c A_1 \tag{2-117}$$

Atau dalam format tegangan tumpu nominal maka

$$(m_{ks}) = 0,85 f'_c \tag{2-118}$$

b) Untuk luas beton tumpuan  $>$  luas pelat landasan yang besarnya merata pada semua sisi,

$$P = 0,85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1,7 f'_c A_1 \tag{2-119}$$

$$f_{maks} = \phi \frac{0,85 f'_c \sqrt{A_2}}{A_1} \tag{2-120}$$

Dengan :

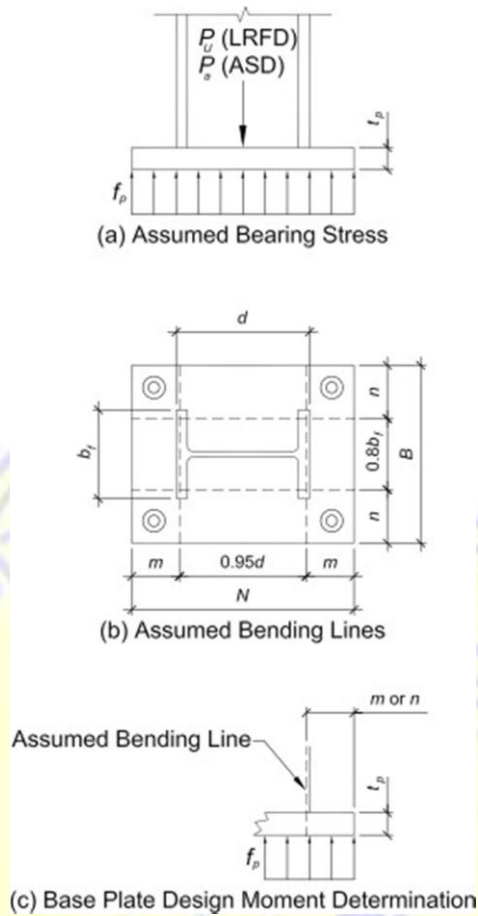
$f'_c$  kuat tekan beton yang disyaratkan, MPa

$A_1$  luas beton yang dibebani gaya tekan konsentris, mm<sup>2</sup>

$A_2$  luas permukaan beton landasan mm<sup>2</sup>

2) Tekan konsentris

Berikut adalah gambar 2.20 *desain base-plate* dengan beban tekan.



**Gambar 2.20** *Desain Base-plate* dengan beban tekan

(Sumber: *AISC Design Guide 1 2<sup>nd</sup> Edition Base Plate and Rod Design*, 2006)

Jika *base-plate* bertumpu langsung pada permukaan beton pondasi, maka dimensi pelat landasan ( $B \times N$ ) harus dipilih agar beton dibawahnya tidak rusak, dengan memenuhi ketentuan pada persamaan 2-121.

$$f_p = \frac{P_u}{BN} \leq f_p \text{ (m ks)} \quad (2-121)$$

3) Tegangan beton segitiga untuk momen kecil tanpa angkur

Dalam analisa tegangan beton terdapat eksentrisitas yang dibagi menjadi dua kondisi:

a) Eksentrisitas kecil

$$e = \frac{Mu}{Pu} \leq \frac{N}{6} \quad (2-122)$$

$$f_1 = -\left(1 + \frac{6e}{N}\right) \frac{N}{B} \quad (2-123)$$

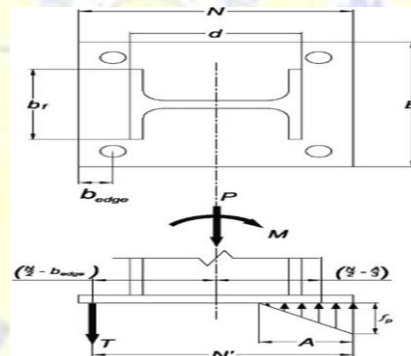
b) Eksentrisitas menengah

$$\frac{N}{6} \leq e = \frac{Mu}{Pu} \leq \frac{N}{2} \quad (2-124)$$

$$f_1 = \frac{2Pu}{BN} = \frac{2Pu}{3(2-e)B} \quad (2-125)$$

4) Momen besar dengan angkur

Bila eksentrisitas  $Pu$  besar, maka *base-plate* dapat terguling untuk menghindarinya harus dipasang baut angkur untuk menahan gaya Tarik sebesar  $Tu$  akibat momen guling. Ukuran pelat landasan dipilih sedemikian sehingga tegangan tekan beton,  $f_p$  tidak melebihi tegangan tumpu nominal, seperti pada gambar 2.21.



**Gambar 2.21** Distribusi tegangan segitiga akibat eksentrisitas besar

(Sumber: *AISC Design Guide 1 2<sup>nd</sup> Edition Base Plate and Rod Design*, 2006)

Nilai  $A < N'$ , jika tidak memenuhi maka ukuran pelat landasan tidak mencukupi. Gaya Tarik baut angkur pada persamaan 2-126.

$$Tu = \frac{1}{2} f_u A B - P \quad (2-126)$$

5) Tebal pelat minimum

$$t_p \geq \sqrt{\frac{4 M_{pl}}{\phi f_y}} \quad (2-127)$$

6) Menghitung panjang angkur baut minimum

$$L_{\min} = \frac{f_y}{4 \cdot \sqrt{f_c'}} \quad (2-128)$$

Panjang angkur baut minimum harus dikontrol terhadap panjang desain angkur baut

$$(L_h) \text{ yaitu } L_{\min} < L_h. \quad (2-129)$$

Pasal 21.7.5 SNI 2847:2013 tentang penyaluran batang tulangan dalam kondisi Tarik, panjang penyaluran  $L_{dh}$  tidak boleh kurang dari  $8d_b$ , untuk batang tulangan  $\emptyset$ -10 sampai D-36, panjang penyaluran dalam kondisi Tarik untuk batang tulangan lurus tidak boleh kurang dari,

- 1) 2,5 kali ( $8d_b$ ) bila tinggi beton yang dicetak dalam satu kali angkat di bawah batang tulangan tidak melebihi 300 mm;
- 2) 3,25 kali ( $8d_b$ ) bila tinggi beton yang dicetak dalam satu kali angkat di bawah batang tulangan melebihi 300 mm.

#### 2.2.7 Perencanaan Pondasi

Fondasi merupakan elemen struktur paling bawah dan berfungsi meneruskan beban yang diterima dari bangunan yang ada di atasnya. Setiap bangunan struktur, seperti rumah, gedung, jembatan, jalan raya harus mempunyai fondasi yang kuat dalam mendukung beban yang diterimanya. Fondasi juga memiliki perhitungan tersendiri untuk menjaga kestabilan bangunan di atasnya terhadap berat sendiri, beban-beban bangunan lainnya, serta gaya-gaya luar seperti tekanan angin, gempa bumi dan pengaruh *displacement*.

Secara umum fondasi dibagi menjadi dua yaitu fondasi dangkal (*shallow foundation*) dan fondasi dalam (*deep foundation*). Pondasi dangkal digunakan bila letak tanah kerasnya berada dekat dengan permukaan tanah, yang kedalaman fondasi kurang atau sama dengan lebar fondasi ( $D \leq B$ ). Fondasi dangkal terdiri dari: Fondasi telapak, cakar ayam, sarang laba-laba, gasing, *grid*, dan lain-lain.

Fondasi dalam terdiri dari fondasi sumuran, tiang pancang, kaisan. Suatu jenis fondasi mempunyai karakteristik penggunaan tertentu. Agar dapat hasil yang baik maka perlu mempunyai pengetahuan tentang permasalahan fondasi. Secara umum Fondasi yang umumnya digunakan untuk bangunan gedung tinggi adalah fondasi tiang pancang.

Fondasi tiang digunakan untuk mendukung struktur/bangunan bila lapisan kuat terletak sangat dalam. Alasan memilih untuk menggunakan fondasi tiang antara lain: Dapat melimpahkan beban ke lapisan tanah pendukung yang kuat.

- a) Dapat menahan gaya angkat.

- b) Dapat menahan gaya horizontal.
- c) Dapat memadatkan tanah pasir lepas.
- d) Dapat mengurangi bahaya erosi.
- e) Dapat menahan beban melalui gesekan antara tanah dan fondasi

Daya dukung tiang adalah kemampuan atau kapasitas tiang dalam mendukung/memikul beban. Dalam beberapa literatur digunakan istilah *pile capacity* atau *pile carrying capacity*. Daya dukung tiang terdiri dari daya dukung tiang tunggal dan daya dukung tiang kelompok.

#### 2.2.7.1 Daya dukung tiang tunggal

Perhitungan kapasitas dukung aksial dan lateral tiang tunggal dapat dihitung dengan cara sebagai berikut.

- a) Kapasitas dukung aksial berdasarkan uji SPT

Kapasitas ultimit tiang dapat dihitung secara empiris dari nilai N hasil uji SPT. Meyerhof (1976) mengusulkan Persamaan untuk menghitung tahanan ujung tiang dengan Persamaan 2-130.

$$P_n = 38.N_b.A_b (L/D) < P_n (380 \times A_b \times N_b) \quad (2-130)$$

Dengan,

$N_b$  = Nilai SPT di sekitar dasar tiang, dihitung dari 8D di atas dasar tiang sampai dengan 4D di bawah dasar tiang.

$A_s$  = luas selimut tiang

$A_b$  = luas dimensi tiang.

$D$  = Diameter tiang (m)

$L$  = Panjang Tiang (m)

- b) Kapasitas dukung aksial berdasarkan kekuatan bahan

Kapasitas ultimit tiang dapat dihitung berdasarkan kemampuan atau kekuatan bahan, Perhitungan kapasitas dukung nominal tiang pancang dihitung dengan Persamaan 2-131.

$$P_n = 0,30.f^c.A - 1,2.W_p \quad (2-131)$$

Dengan,

$A$  = Luas tiang pancang  $W$

= Berat tiang pancang

$f^c$  = Mutu bahan tiang pancang

- c) Kapasitas dukung aksial berdasarkan uji sondir (Bagemann)

Tahanan nominal tiang pancang dihitung dengan persamaan 2-132.

$$P_n = P_s + P_b \quad (2-132)$$



Tahanan ujung dihitung dengan persamaan 2-133.

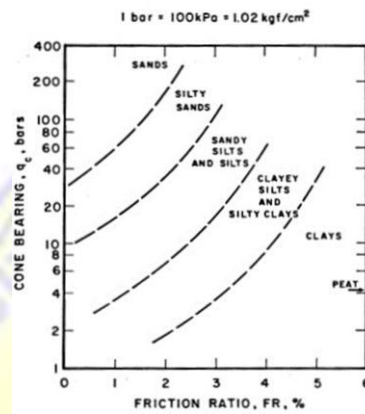
$$P_b = \Omega \times A_b \times q_c \quad (2-133)$$

Dengan :

$q_c$  = Tahanan penetrasi kerucut statis rata-rata dari 8.D di atas dasar s.d. 4.D dibawah dasar tiang, nilai  $q_c$  dapat dicari dengan menggunakan Gambar 2.22 berdasarkan jenis tanah dan rasio friksi

$A_b$  = Luas tampang tiang pancang

$\Omega$  = Faktor reduksi nilai tahanan ujung nominal tiang pancang



**Gambar 2.22** Perbandingan nilai rasio friksi dan nilai  $q_c$

(Sumber: Robertson dkk, 1983)

Tahanan gesek nominal menurut Skempton dihitung dengan persamaan 2-134.

$$P_s = \sum(A_s \times Fr) \quad (2-134)$$

Dengan :

$Fr$  = tahanan gesek kerucut statis rata-rata (kN/m), nilai tahanan gesek dapat dicari dengan mengalikan nilai  $q_c$  dengan rasio friksi (Tabel 2.22)

$A_s$  = Luas permukaan segmen dinding tiang ( $m^2$ ).

Berikut adalah tabel 2.24 nilai rasio friksi berdasarkan jenis tanah.

**Tabel 2.24** Nilai rasio friksi berdasarkan jenis tanah

(Sumber : Bagemann, 1965)

d) Kapasitas dukung lateral tiang dengan metode broes

Untuk tiang dalam tanah granuler (pasir, kerikil), defleksi tiang akibat beban lateral, dikaitkan dengan besaran tak berdimensi  $\alpha L$  dengan Persamaan 2-135.

$$\alpha L = \frac{n^h}{p \cdot I_p} \quad (2-135)$$

Tiang ujung bebas dan ujung jepit Akan diklasifikasikan sebagai tiang pendek (kaku), bila  $\alpha L < 2$ . Defleksi lateral tiang ujung bebas di permukaan tanah ditunjukkan dengan Persamaan 2-136.

$$y = \frac{18(1+1,33e/L)}{L^2 n_h} \quad (2-136)$$

Dengan rotasi tiang pada Persamaan (2-97)

$$\theta = \frac{24(1+1,5e/L)}{L^3 n_h} \quad (2-137)$$

Defleksi lateral tiang ujung jepit di permukaan tanah ditunjukkan dengan Persamaan 2-138.

$$y = \frac{2H}{L^2 n_h} \quad (2-138)$$

Tiang ujung bebas dan ujung jepit dianggap sebagai tiang panjang (tidak kaku), bila  $\alpha L$



< 2. Defleksi lateral tiang ujung bebas (Poulos dan Davis, 1980) ditunjukkan dengan Persamaan 2-139.

$$y = \frac{24H}{n^{3/5} \left( \frac{2}{5} \frac{h}{p \cdot p} \right)^{2/5}} + \frac{1,6 He}{n^{2/5} \left( \frac{1}{p \cdot p} \right)^{3/5}} \quad (2-139)$$

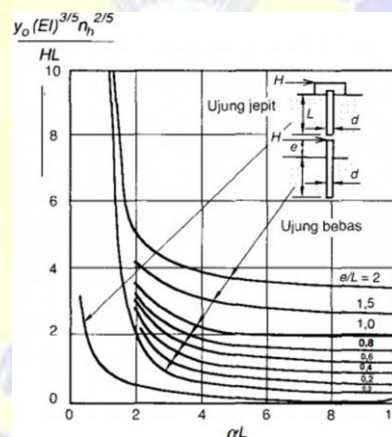
Dengan rotasi tiang pada Persamaan (2-100)

$$\theta = \frac{16H}{n^{2/3} \left( \frac{3}{5} \frac{h}{p \cdot p} \right)^{3/5}} + \frac{1,74 He}{n^{1/5} \left( \frac{1}{p \cdot p} \right)^{1/5}} \quad (2-140)$$

Defleksi lateral tiang ujung jepit di permukaan tanah ditunjukkan dengan Persamaan (2-141).

$$y = \frac{,93H}{n^{3/5} \left( \frac{2}{5} \frac{h}{p \cdot p} \right)^{2/5}} \quad (2-141)$$

Dalam penentuan defleksi yang terjadi, dapat dilihat dalam Gambar 2.23



**Gambar 2.23** Grafik defleksi tiang  
(Sumber: Hardyatmo,2010)

### 2.2.7.2 Kapasitas dukung tiang kelompok

Kapasitas kelompok tiang tidak selalu sama dengan jumlah kapasitas tiang tunggal yang berada dalam kelompoknya. Hal ini terjadi jika tiang dipancang dalam lapisan pendukung yang mudah mampat atau dipancang pada lapisan tanah yang tidak mudah mampat, namun di bawahnya terdapat lapisan lunak. Dalam kondisi tersebut, stabilitas kelompok tiang tergantung dari dua hal, yaitu :

- Kapasitas dukung tanah di sekitar dan di bawah kelompok tiang dalam mendukung beban total struktur.
- Pengaruh penurunan konsolidasi tanah yang terletak di bawah kelompok tiang.

Perhitungan aksial tiang pancang kelompok dihitung dengan kapasitas ultimit yang diambil dari nilai terbesar dari Persamaan 2-142 dan persamaan 2-143.

$$P_{umax} = P_u + \frac{M_{ux} \cdot x_{max}}{S_x} + \frac{M_{uy} \cdot y_{max}}{S_y^2} \quad (2-142)$$

$$P_{umin} = P_u + \frac{M_{ux} \cdot x_{min}}{S_x} + \frac{M_{uy} \cdot y_{min}}{S_y^2} \quad (2-143)$$



Dimna ,

$$P_u = P_{uk} + 1,2W_s + 1,2 W_c \quad (2-144)$$

Dengan :

$P_u$  = Total aksial terfaktor (KN)

$n$  = Jumlah tiang pancang

$M_{ux}$  = Momen arah x (KN.m)

$M_{uy}$  = Momen arah y (KN.m)

$X_{max}$  = Lengan maksimum tiang pancang arah X terhadap pusat (m)

$y_{max}$  = Lengan maksimum tiang pancang arah Y terhadap pusat (m)

$X_{min}$  = Lengan minimum tiang pancang arah X terhadap pusat (m)

$y_{min}$  = Lengan minimum tiang pancang arah Y terhadap pusat (m)

$W_S$  = Berat tanah diatas pilecap (KN)

$W_c$  = Berat pil cap (KN)

### 2.2.7.3 Kontrol gaya geser

#### a) Gaya geser satu arah

Perhitungan kontrol gaya geser satu arah tiang pile cap dipilih nilai terkecil yang memenuhi persyaratan  $\phi V_c > V_u$  yang ditunjukkan dalam persamaan 2-145 sampai dengan persamaan 2-147.

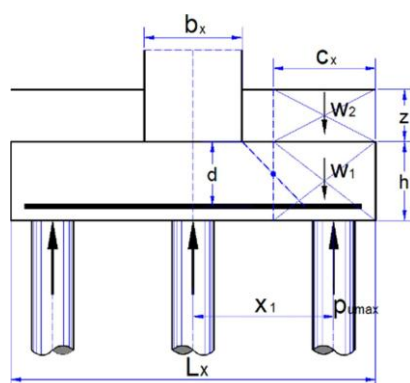
$$V = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f'_c} b_0 d}{12} \quad (2.145)$$

$$V_c = \left(\frac{x}{b_p + 2}\right) \frac{\beta_c \sqrt{f'_c} b_0 d}{12} \quad (2-146)$$

$$V = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \frac{b}{c} \cdot d \quad (2-147)$$



Berikut adalah gambar 2.24 tinjauan geser satu arah pada *pile cap*.



**Gambar 2.24** Tinjauan Gaya geser satu arah pada *Pile Cap*  
(Sumber: Hardyatmo,2010)

b) Gaya geser dua arah (Geser Pons)

Perhitungan geser pons bertujuan untuk mengetahui apakah tebal *pile cap* cukup kuat untuk menahan beban terpusat yang terjadi, gaya geser pons itu sendiri dapat dilihat pada gambar 2.28. Bidang kritis untuk perhitungan geser pons dapat dianggap tegak lurus bidang pelat yang terletak pada jarak  $0,5d$  dari keliling beban reaksi terpusat tersebut, dimana  $d$  adalah tinggi efektif pelat. Untuk mengontrol geser pons pada *pile cap* dapat menggunakan persamaan 2-148 sampai dengan persamaan 2-152.

$$\text{Luas bidang geser pons, } A_p = 2 (B_x + B_y) d \quad (2-148)$$

$$\text{Lebar bidang geser pons, } b_p = 2 (B_x + B_y) \quad (2-149)$$

$$\text{Kuat geser pons } \phi V_c = \phi A_p x f_p$$

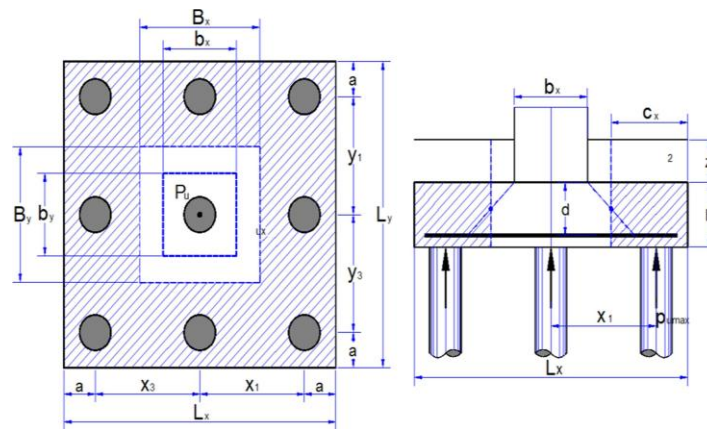
$$= (1 + \frac{2}{\beta_c}) \sqrt{f'_c} \quad (2-150)$$

$$f = \left( \frac{s}{b_p + 2} \right) \sqrt{f'_c} \quad (2-151)$$

$$f_{p \text{ max}} = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \quad (2-152)$$

Dipilih nilai terkecil diantaranya dan harus memenuhi syarat  $\phi V_c > P_u$

Berikut adalah gambar 2.25 tinjauan gaya geser pons pada *pile cap*.



**Gambar 2.25** Tinjauan gaya geser pons pada *pile cap*

(Sumber: Hardyatmo,2010)



## BAB III

### METODE PERENCANAAN

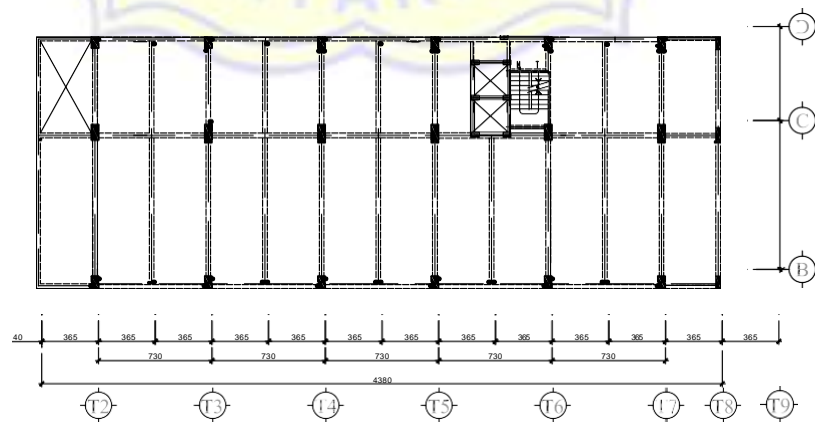
#### 3.1 Lokasi dan Deskripsi Model Struktur

Gedung Hotel Golden Tulip ini terdiri dari 11(sebelas) lantai + 1(satu) lantai dak atap. Struktur bangunan ini dirancang dengan menggunakan konstruksi beton yang dalam tugas akhir ini akan dilakukan perencanaan ulang menggunakan sistem portal baja beton komposit. Bangunan hotel Golden Tulip berada di daerah Rembige Kota Mataram yang berdiri pada kondisi tanah sedang (SE) seperti pada gambar 3.1.

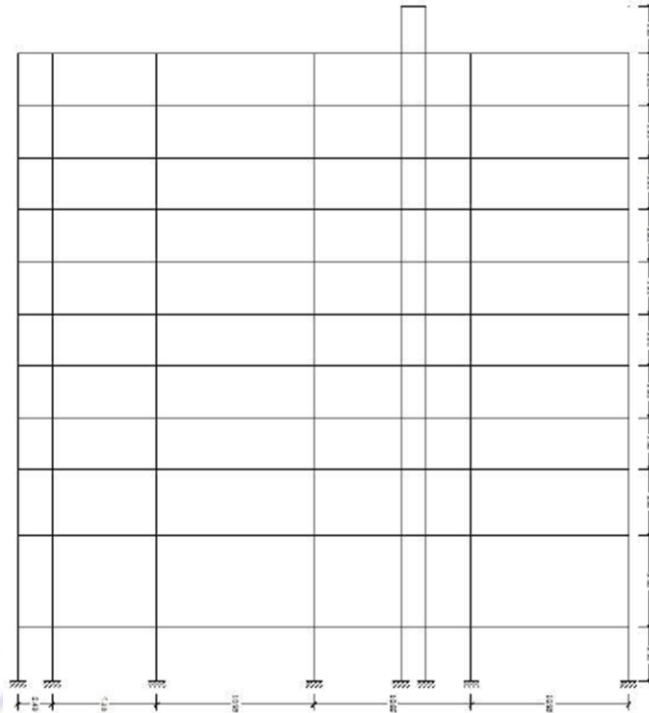


**Gambar 3.1** Lokasi pembangunan Hotel Golden Tulip  
(Sumber: Google Maps)

Model struktur berupa gambar rencana sebagai acuan untuk perencanaan gedung ini diantaranya denah lantai, potongan melintang dan memanjang portal struktur seperti yang ditampilkan pada gambar 3.2 sampai dengan gambar 3.4.



**Gambar 3.2** Denah lantai dasar hotel Golden Tulip  
(Sumber : Instansi terkait)



**Gambar 3.3** Potongan memanjang portal struktur  
*(Sumber : Instansi terkait)*



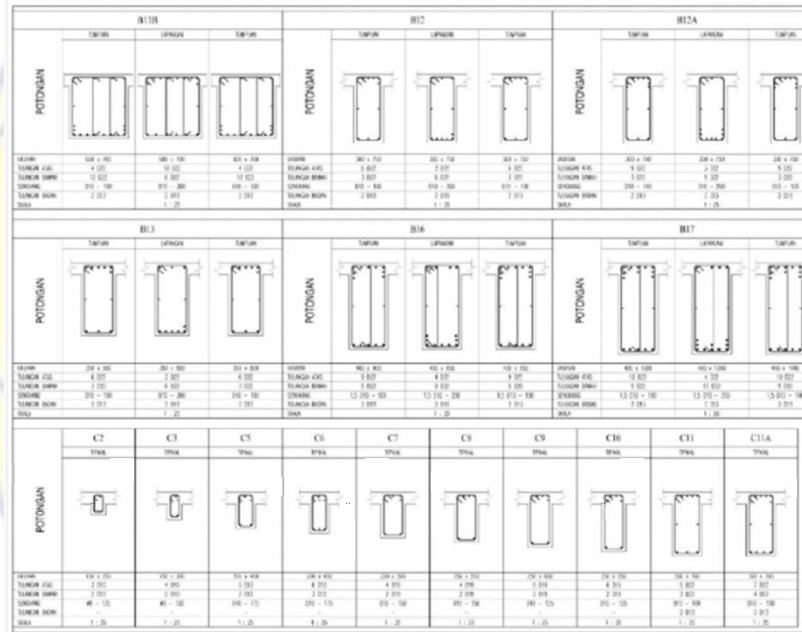
**Gambar 3.4** Potongan melintang portal struktur  
*(Sumber : Instansi terkait)*

### 3.2 Data Perencanaan

#### 3.2.1 Data umum bangunan

- a) Nama Gedung : Hotel Golden Tulip
- b) Fungsi : Penginapan
- c) Jenis Tanah : Tanah Sedang
- d) Jumlah Lantai : 11 (sebelas)
- e) Tinggi gedung : +43,6 m
- f) Struktur Utama : Struktur Beton Bertulang
- g) Mutu Beton ( $f'c$ ) : 30 MPa

Berikut adalah gambar 3.5 dimensi dan penulangan balok dan kolom struktur eksisting.



**Gambar 3.5** Dimensi dan Penulangan Balok dan kolom Struktur Eksisting  
(Sumber : Instansi terkait)

#### 3.2.2 Data redesign

- a) Nama Gedung : Hotel Golden Tulip
- b) Fungsi : Penginapan
- c) Jenis Tanah : Tanah Sedang
- d) Jumlah Lantai : 11
- e) Tinggi Gedung : +43,6 m
- f) Struktur Utama : Struktur Baja Beton Komposit “encased composite members”



### 3.2.3 Data bahan

Material yang digunakan dalam merencanakan ulang struktur bangunan ini yaitu beton dan baja dengan mutu sebagai berikut:

1. Mutu Beton ( $f'c$ ) : 30 MPa
2. Mutu Baja ( $f_y$ ) : 250 Mpa (BJ 41) ( *PPBBI 1984* )
3. Mutu Baja Tulangan ( $f_{yr}$ ) : 400 MPa ( *PPBBI 1984* )

### 3.2.4 Data tanah

Data tanah yang digunakan berasal dari tanah tempat akan dibangunnya gedung hotel Golden Tulip di wilayah Rembige kota Mataram. dari data sondir menunjukkan jenis tanah : SD ( jenis tanah sedang ). ( Sumber: Instansi terkait )

## 3.3 *Preliminary Desain dan Pembebanan*

### 3.3.1 Preliminary desain

Komponen Struktur bangunan gedung ini meliputi pelat lantai beton bertulang, balok profil baja, kolom komposit, dan sambungan baut. Perencanaan dimensi awal dari komponen struktur bangunan dilakukan terlebih dahulu secara manual serta menggunakan program *SAP 2000 v.14*.

### 3.3.2 Pembebanan

#### 3.3.2.1 Beban mati

Beban mati adalah seluruh bagian dari komponen struktur bangunan yang bersifat tetap dan tidak terpisahkan dari bangunan tersebut selama masa layannya. Beban mati yang diperhitungkan untuk struktur bangunan ini yaitu berdasarkan (Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung, 1983) yaitu:

1. Beban lantai (spesi + keramik) = 90 kg/m<sup>2</sup>
2. Beban plafond dan penggantung = 18 kg/m<sup>2</sup>
3. Beban dinding bata = 250kg/m<sup>2</sup>
4. Beton bertulang = 2400 kg/m<sup>3</sup>
5. Baja = 7850 kg/m<sup>3</sup>

### 3.3.2.2 Beban hidup lantai dan atap

Beban hidup merupakan beban yang juga mempengaruhi pembebanan struktur gedung hotel. Beban hidup struktur gedung direncanakan pada pelat lantai berdasarkan standar pembebanan SNI 1727:2013.

### 3.3.2.3 Beban gempa

Beban gempa adalah beban yang diakibatkan pengaruh gempa bumi. Untuk perencanaan gedung hotel Golden Tulip ini, direncanakan terhadap pembebanan gempa akibat pengaruh gempa rencana dalam arah pembebanan sesuai SNI 1726- 2012. Beban gempa dikaji dengan 2 metode yaitu analisis statik ekuivalen dan dinamik respon spektrum.

### 3.3.2.4 Kombinasi pembebanan

kombinasi beban nominal yang digunakan dalam metode desain kekuatan (DFBK) menurut SNI 1727:2013 pasal 2.3.2 pada 2-2 sampai dengan 2-8.

1.  $1,4 D$
2.  $1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$
3.  $1,2 D + 1,6 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
4.  $1,2 D \pm 1,0 W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$
5.  $1,2 D \pm 1,0 E + L + 0,2 S$
6.  $0,9 D \pm 1,0 W$
7.  $0,9 D \pm 1,0 E$

Keterangan :

D = beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen

L = beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung

L<sub>r</sub> = beban hidup yang diakibatkan oleh pembebanan atap

R = beban hujan

W = beban angin

E = beban gempa

S = beban salju

### 3.3.3 Analisa struktur dengan SAP 2000

Analisa struktur dalam perencanaan ini digunakan analisa frame 3D menggunakan aplikasi struktur SAP 2000, penggunaan aplikasi ini bertujuan untuk mendapatkan besarnya gaya-gaya dalam yang bekerja pada struktur (momen, gaya aksial, dan gaya geser). Sedangkan pada sistem strukturnya dianalisis menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) karena wilayah bangunan ini yaitu Lombok berada pada wilayah yang berjenis tanah sedang.

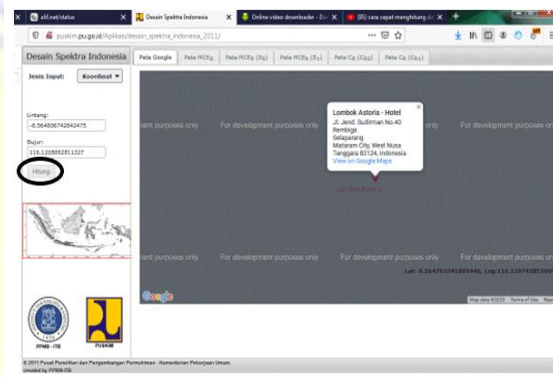
## 3.4 Perencanaan Struktur

### 3.4.1 Analisa respon spektrum

Langkah-langkah analisa respon spectrum dapat dilihat pada gambar 3.6 sampai dengan gambar 3.9.

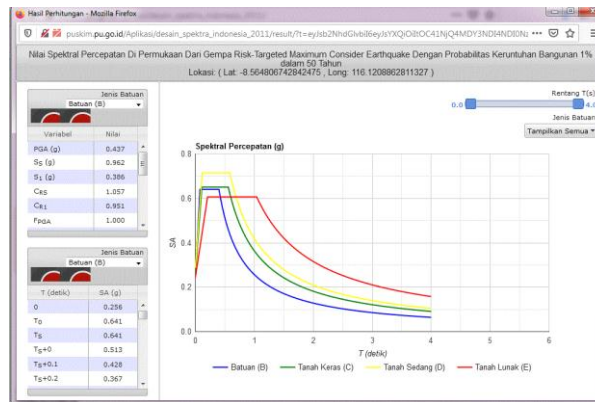
#### h. Membuka website PUSKIM

[http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain\\_spektra\\_indonesia\\_2011/](http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/).



**Gambar 3.6** Lokasi desain spectra indonesia

- Menentukan tempat/lokasi yang ditinjau
- Kemudian analisa/ pilih opsi Hitung
- Selanjutnya akan muncul hasil perhitungan seperti pada gambar 3.7 dan gambar 3.8



**Gambar 3.7** Grafik spektral percepatan



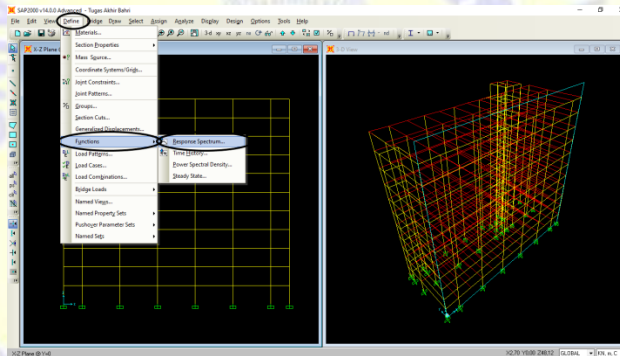
**Gambar 3.8** Grafik spektral percepatan tanah sedang, SD

- Memilih Jenis tanah, SD ( Tanah sedang)
- Kemudian menginput data hasil perhitungan percepatan tanah dan percepatan spectrum ke Excel.
- Menghitung data dengan aplikasi Excel sesuai rumus yang di berikan Sesuai dengan gambar 3.9.

T (detik )	Sa (g )	T (detik )	Sa (g )
0	0.286	0	0.286
T <sub>0</sub>	0.715	0.117	0.715
T <sub>s</sub>	0.715	0.586	0.715
T <sub>s</sub> +0	0.611	0.586	0.611
T <sub>s</sub> +0.1	0.533	0.686	0.533
T <sub>s</sub> +0.2	0.473	0.786	0.473
T <sub>s</sub> +0.3	0.425	0.886	0.425
T <sub>s</sub> +0.4	0.386	0.986	0.386
T <sub>s</sub> +0.5	0.353	1.086	0.353
T <sub>s</sub> +0.6	0.326	1.186	0.326
T <sub>s</sub> +0.7	0.302	1.286	0.302
T <sub>s</sub> +0.8	0.282	1.386	0.282
T <sub>s</sub> +0.9	0.264	1.486	0.264
T <sub>s</sub> +1	0.248	1.586	0.248
T <sub>s</sub> +1.1	0.234	1.686	0.234
T <sub>s</sub> +1.2	0.222	1.786	0.222
		1.886	0.211

Gambar 3.9 Tabel perhitungan percepatan tanah

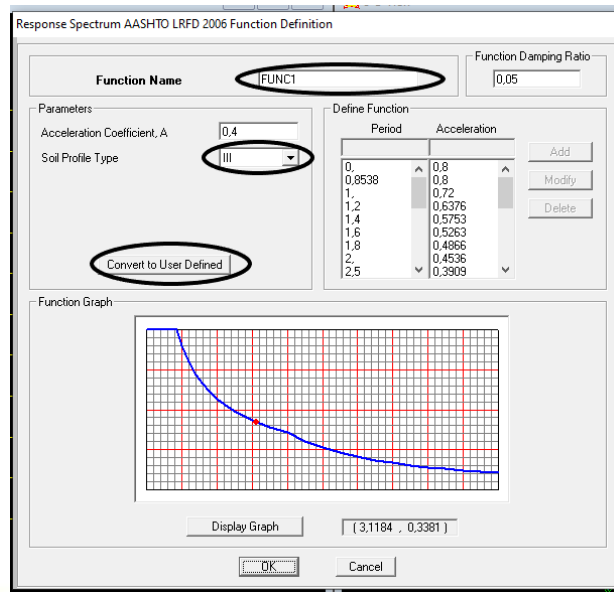
- Input data ke aplikasi SAP2000
- Klik Menu-*Define-Functions-Respon spectrum- add new functions* Seperti pada gambar 3.10.



Gambar 3.10 Respon spectrum

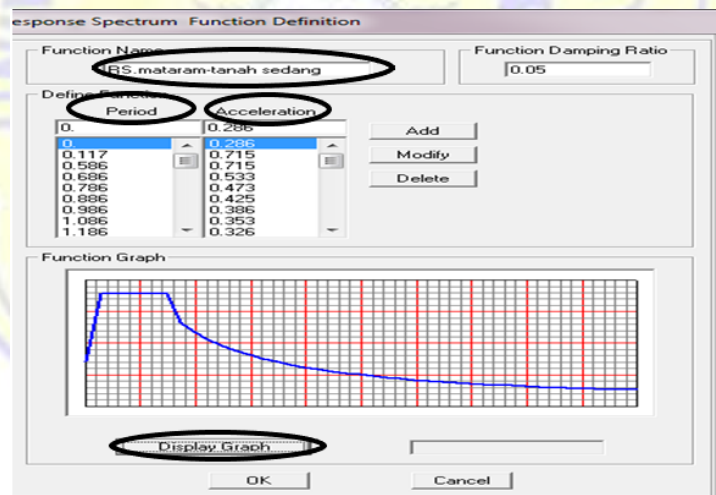
- *Functions name - Period vs Value - Convert to User Define* – input data
- *Acceleration Coefficien,0,4 – Soil profile Type, III* seperti pada gambar 3.11.





Gambar 3.11 Respon spectrum

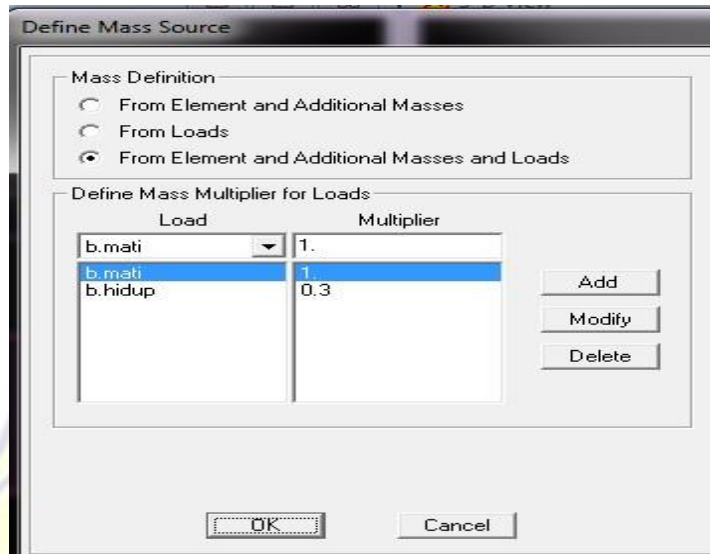
- display graph – klik ok, seperti pada gambar 3.12.



Gambar 3.12 Memasukkan data respon spectrum

b. Mass Source

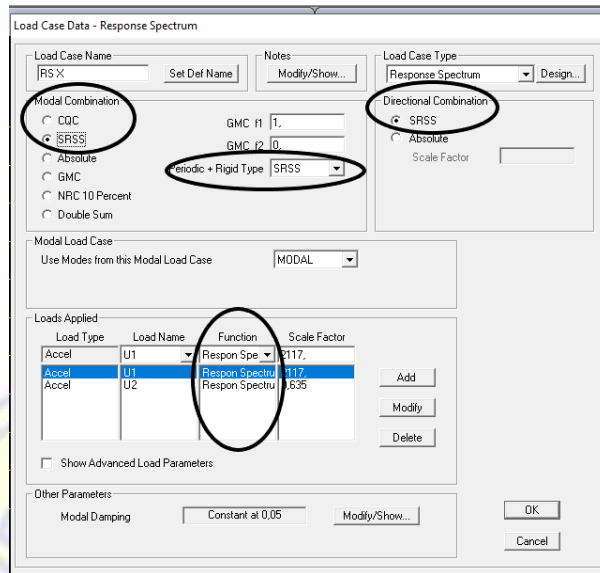
kemudian pilih *From Element and Additional Masses and Loads* dan masukkan *Multiplier for Loads*, untuk menentukan massa gedung, seperti pada gambar 3.13.



Gambar 3.13 Menentukan massa gedung

c. Load cases

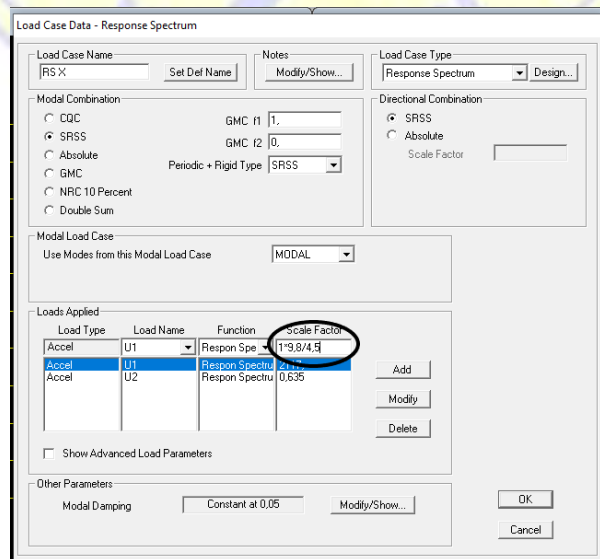
Define/Analysis Case/Add New Case dan pilih Analysis Case Type menjadi Respon Spektrum maka akan muncul box dialog seperti gambar 3.14, untuk menentukan jenis analisis respon spectrum.



Gambar 3.14 Menentukan jenis analisis respon spectrum

Masukkan data-data :

o Pada *Modal Combination* pilih *SRSS* (*Square Root of the Sum of Squares*) dan pada *Directional Combination* pilih *SRSS* (*Square Root of the Sum of Squares*), dapat dilihat pada gambar 3.15.



Gambar 3.15 Menentukan scale factor

- o Pada *Load Applied* pilih fungsi *respon spectrum* yang telah dibuat dan masukkan *factor skala (Fs)*, seperti pada persamaan (3-1).

$$sf = \frac{f \times g}{R} \quad (3-1)$$

I = Faktor keutamaan untuk gedung umum = 1

R= Faktor reduksi untuk struktur baja = 4,5

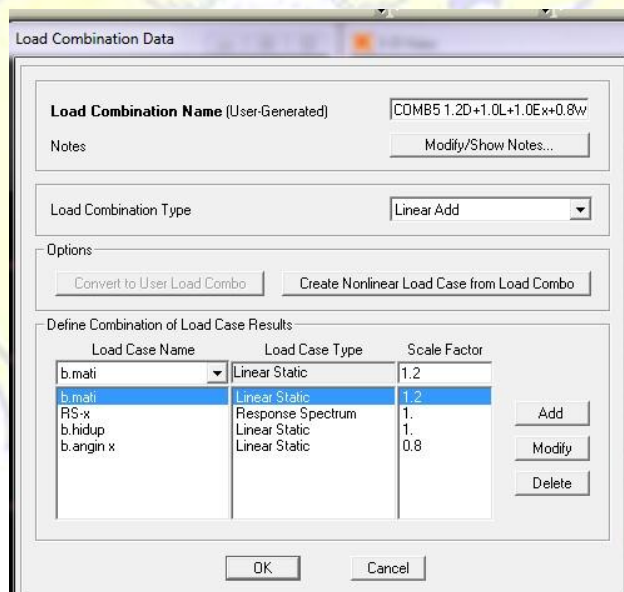
g= Percepatan gravitasi = 9,8 m/s<sup>2</sup>

Data (PPURG)

Faktor reduksi beban hidup untuk gedung hunian adalah = 0,3

#### d. Load combinations

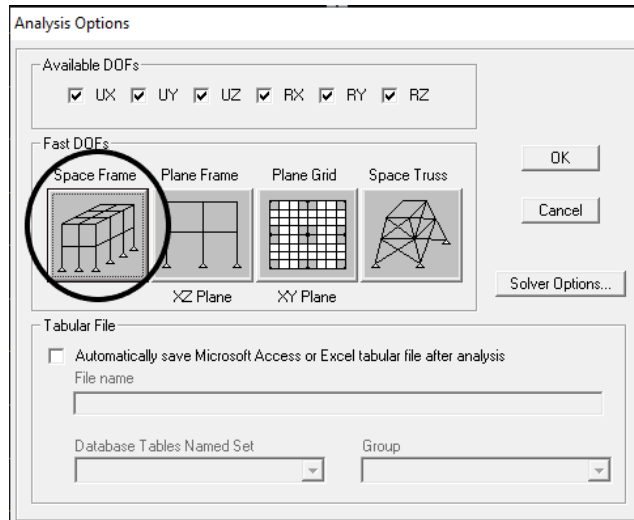
Kemudian pilih *Add New Combo* akan muncul dialog box seperti gambar 3.16 (contoh combo 5) dan masukkan data sesuai dengan kombinasi yang dipakai menurut SNI 03-1726-2002.



**Gambar 3.16** Memasukkan skala factor untuk kombinasi beban

#### e. Analyze

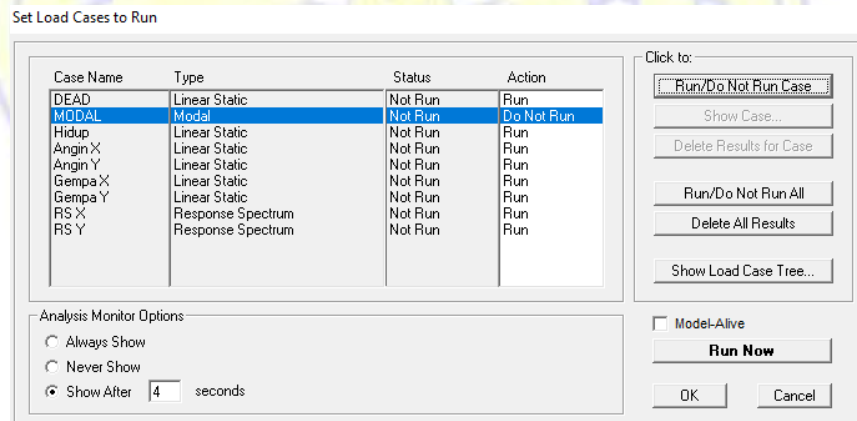
*Analyze/Set Analysis Options* maka akan muncul box dialog seperti gambar 3.17, pilih Space Frame.



**Gambar 3.17** Menentukan set analysis options

f. *Analyze*

**Analyze/Run Analysis Options**, untuk memulai perintah menganalisis model struktur yang dibuat dalam program SAP ini, dimana dialog box seperti pada gambar 3.18.



**Gambar 3.18** Analisis Case To Run

### 3.4.2 Perencanaan pelat

Langkah-langkah dalam perencanaan pelat lantai sebagai berikut:

- Menentukan syarat-syarat batas, tumpuan dan panjang bentang.
- Menentukan tebal pelat.
- Menghitung beban yang bekerja berupa beban mati dan beban hidup terfaktor.
- Menghitung momen-momen yang menentukan.
- Menghitung tulangan pelat.



### 3.4.3 Perencanaan balok

Langkah-langkah perencanaan balok komposit sebagai berikut:

- a. Menentukan lebar efektif pelat lantai.
- b. Menghitung penampang balok komposit
- c. Menghitung kuat lentur balok.
- d. Menghitung kuat geser balok.
- e. Memeriksa persyaratan keamanan dan detail balok komposit

### 3.4.4 Perencanaan kolom

Langkah-langkah perencanaan kolom komposit dengan profil baja terselubung beton sebagai berikut:

- a. Periksa terhadap syarat luas minimum profil baja.
- b. Periksa syarat jarak sengkang/pengikat lateral.
- c. Periksa syarat luas tulangan longitudinal.
- d. Periksa syarat tulangan lateral.
- e. Menghitung kuat tekan kolom komposit.
- f. Menghitung kuat tekan aksial rencana dari baja profil.
- g. Mengecek kuat rencana maksimum yang dipikul oleh kolom.

### 3.4.5 Perencanaan sambungan

Langkah-langkah perencanaan sambungan baut yang akan digunakan pada struktur ini sebagai berikut:

- a. Merencanakan tipe sambungan yang akan digunakan.
- b. Merencanakan tipe baut yang akan digunakan.
- c. Menghitung tahanan nominal baut.
- d. Menghitung tahanan geser baut.
- e. Menghitung tahanan tarik baut.
- f. Menghitung tahanan tumpu baut.

### 3.4.6 Perencanaan pondasi

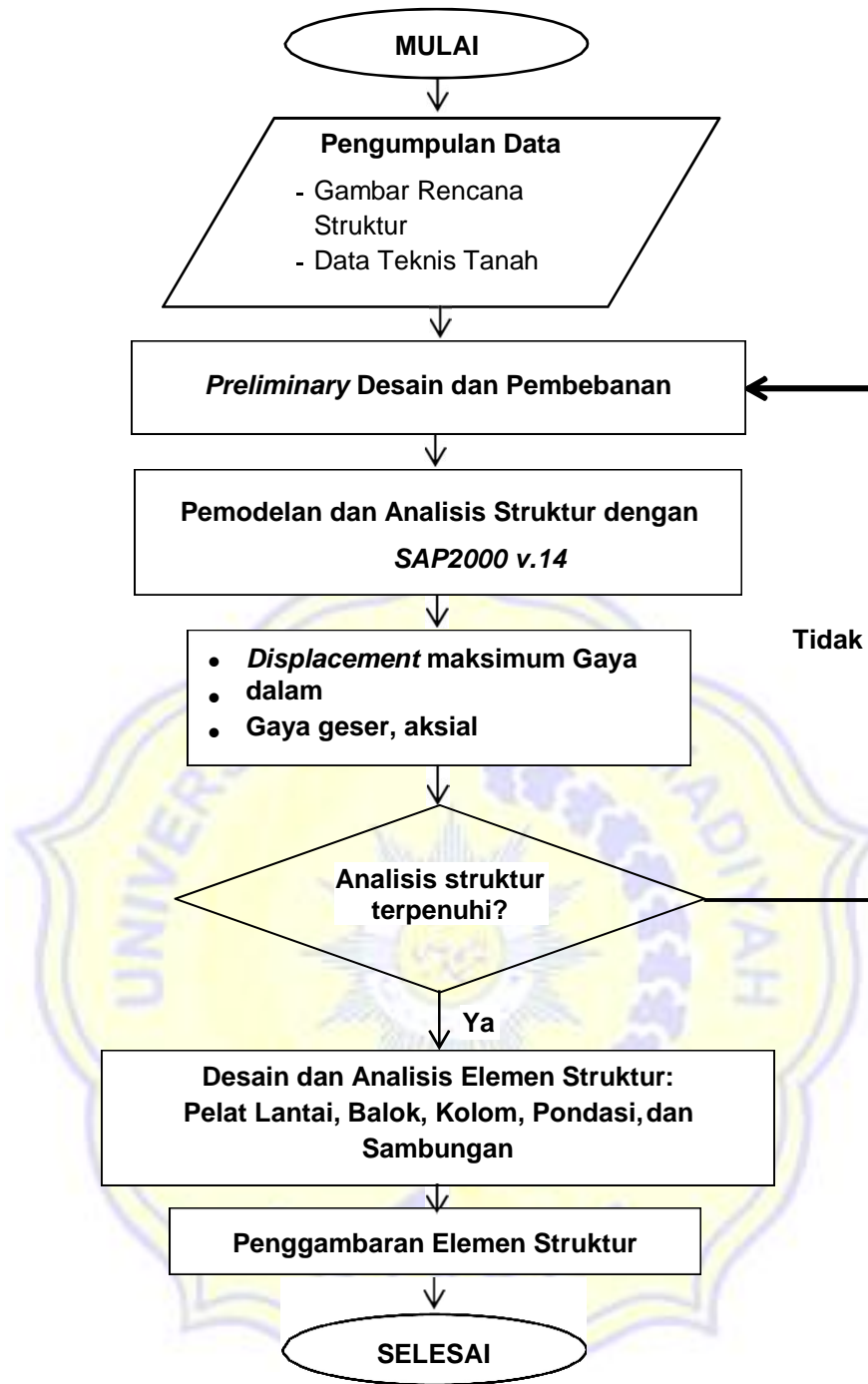
Langkah-langkah perencanaan pondasi dan jumlah tiang pancang yang akan digunakan pada struktur ini sebagai berikut:

- a. Merencanakan dimensi dan material pengisi pondasi.
- b. Menghitung daya dukung vertikal individual tiang pancang.
- c. Menghitung gaya lateral dan geser tiang pancang.
- d. Kontrol momen.
- e. Tulangan pondasi

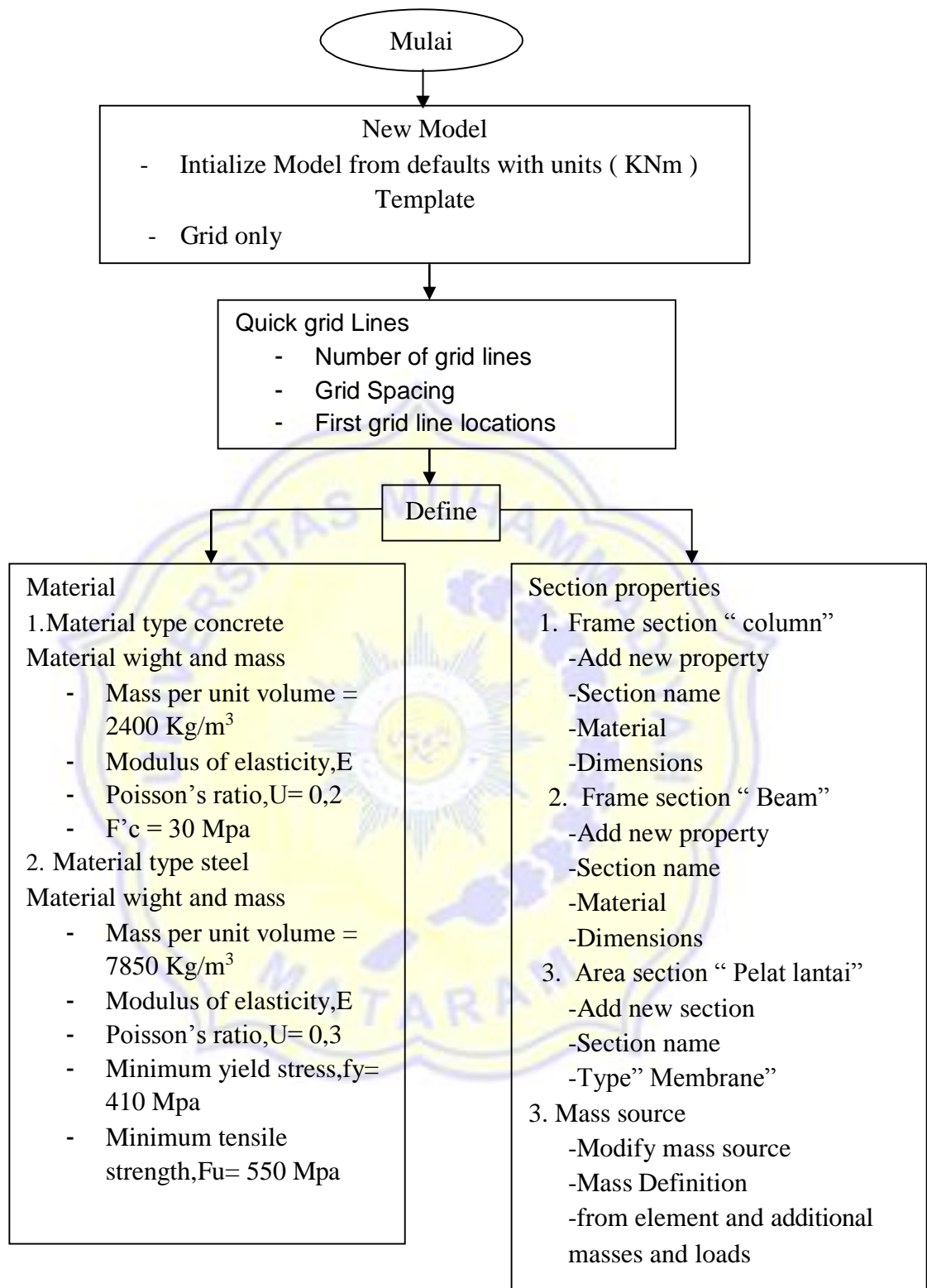
### 3.7 Bagan alir

Untuk lebih jelasnya proses perencanaan bangunan dengan struktur beton komposit, berikut adalah bagan alir yang memuat tahapan - tahapan dalam menganalisis dan merencanakan bangunan dapat dilihat pada gambar 3.19 sampai gambar 3.25.

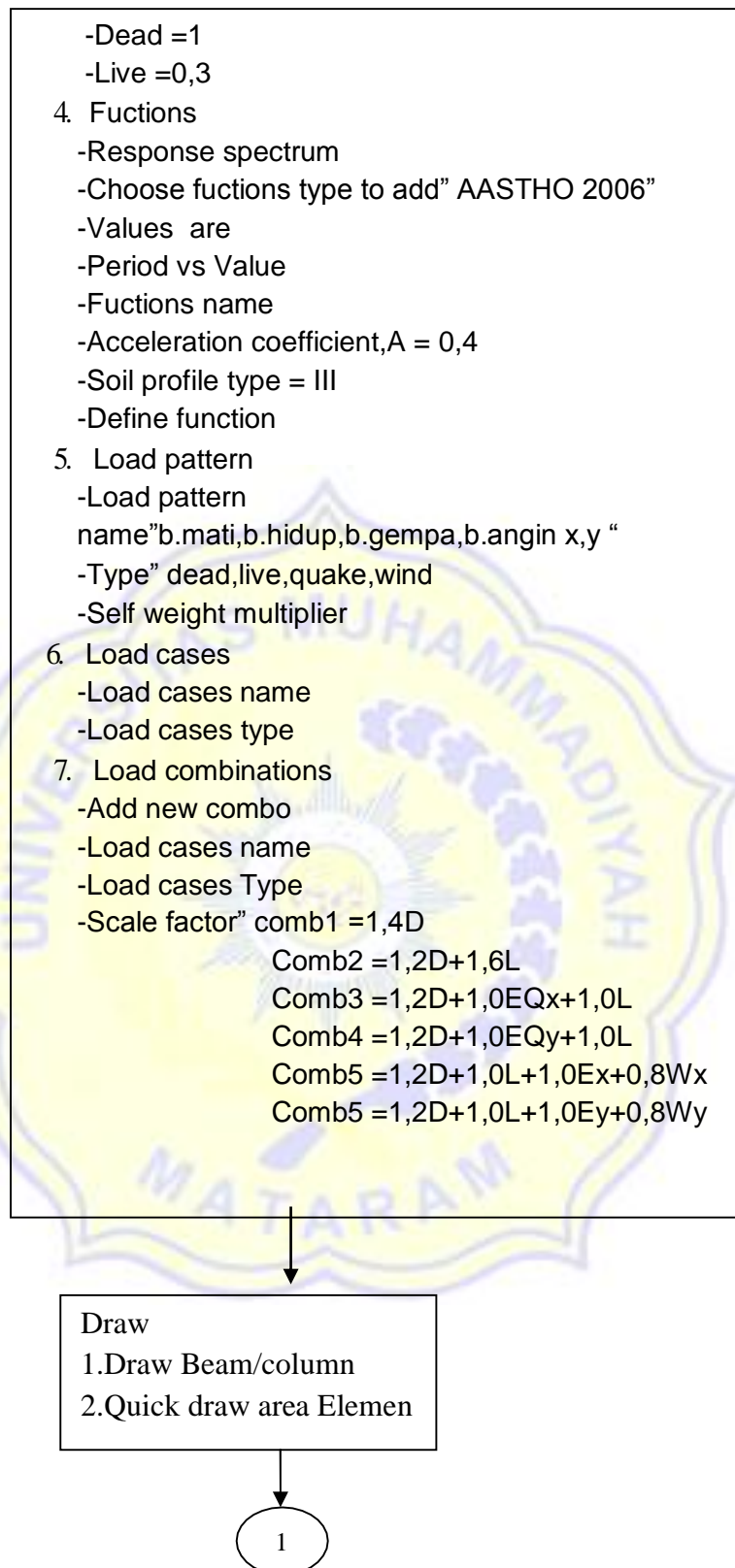




**Gambar 3.19** Bagan alir perencanaan struktur baja beton komposit

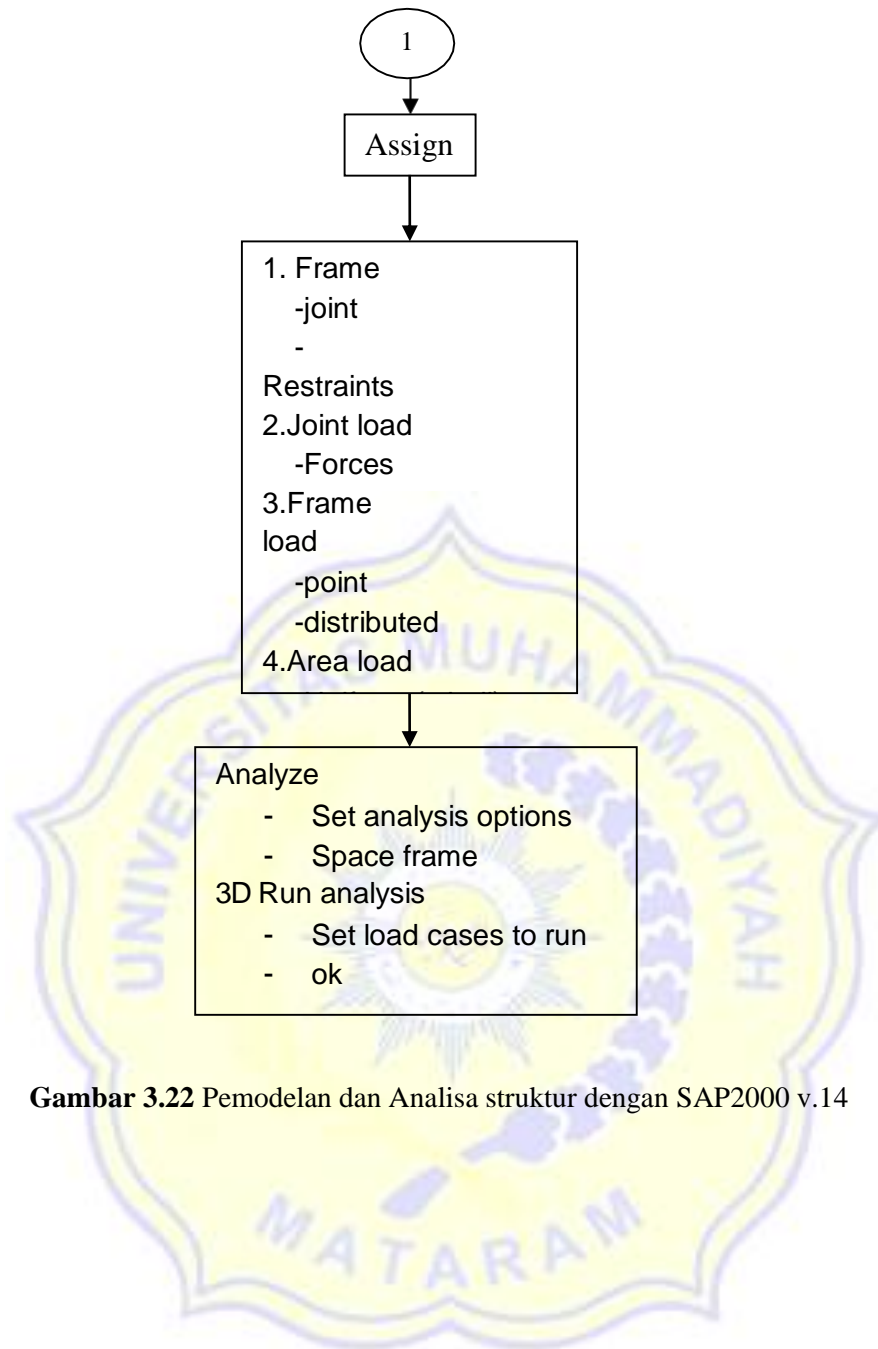


**Gambar 3.20** Flowchart Analisa & desain SAP 2000

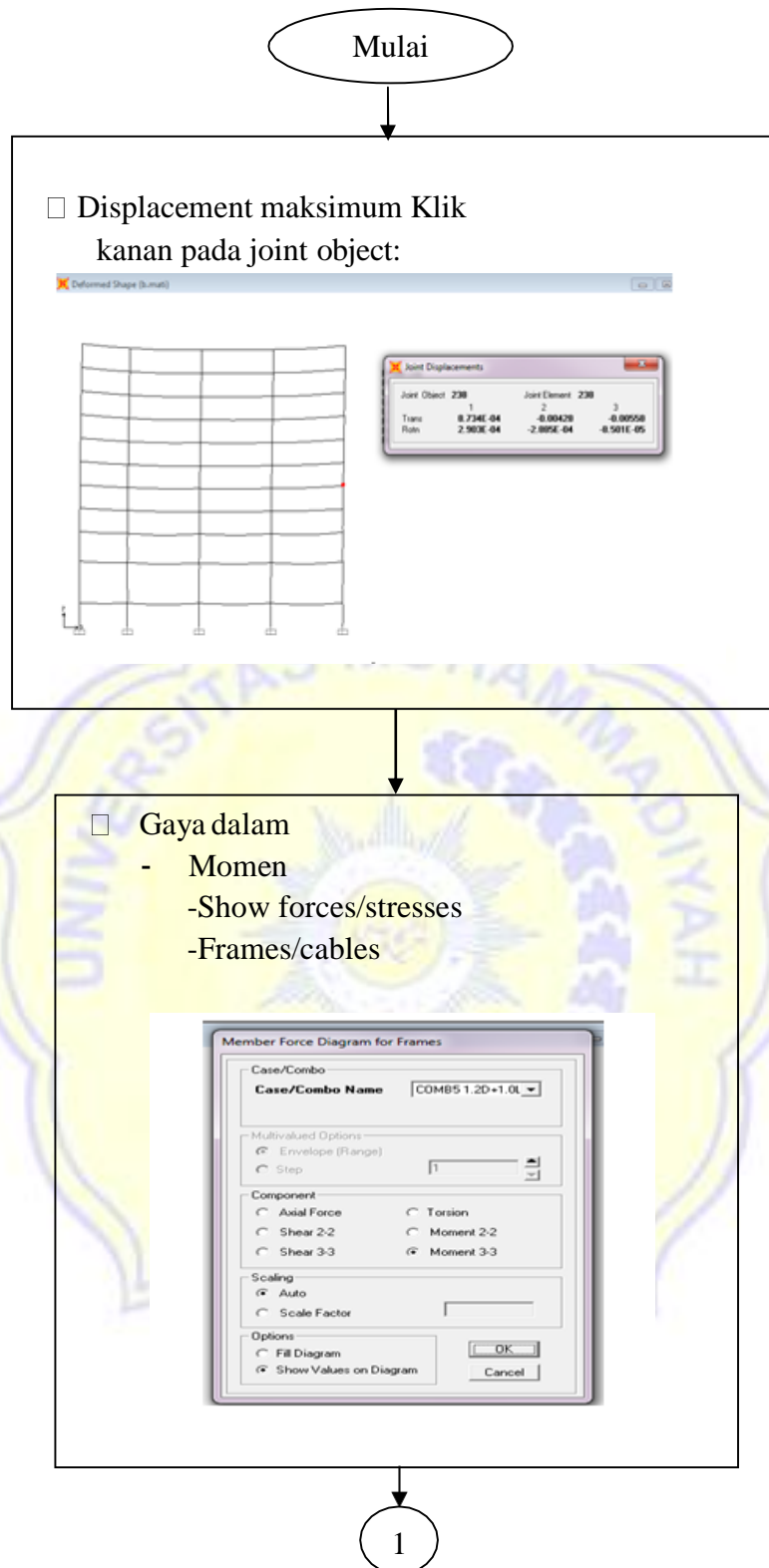


**Gambar 3.21** Flowchart Analisa dan Desain SAP 2000 Lanjutan





**Gambar 3.22** Pemodelan dan Analisa struktur dengan SAP2000 v.14




**Gambar 3.23** Displacement Maksimum dan Gaya-gaya dalam

1


Gaya dalam

- Geser
- Show forces/stresses
- Frames/cables



Gaya dalam

- Geser
- Show forces/stresses
- Frames/cables

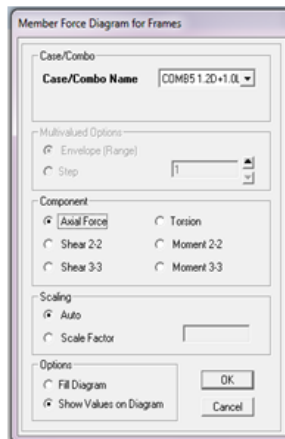


2

Gambar 3.24 Displacement Maksimum dan Gaya-gaya dalam

2

- Gaya dalam
  - aksial
  - Show forces/stresses
  - Frames/cables



Gambar 3.25 Displacement Maksimum dan Gaya-gaya dalam

