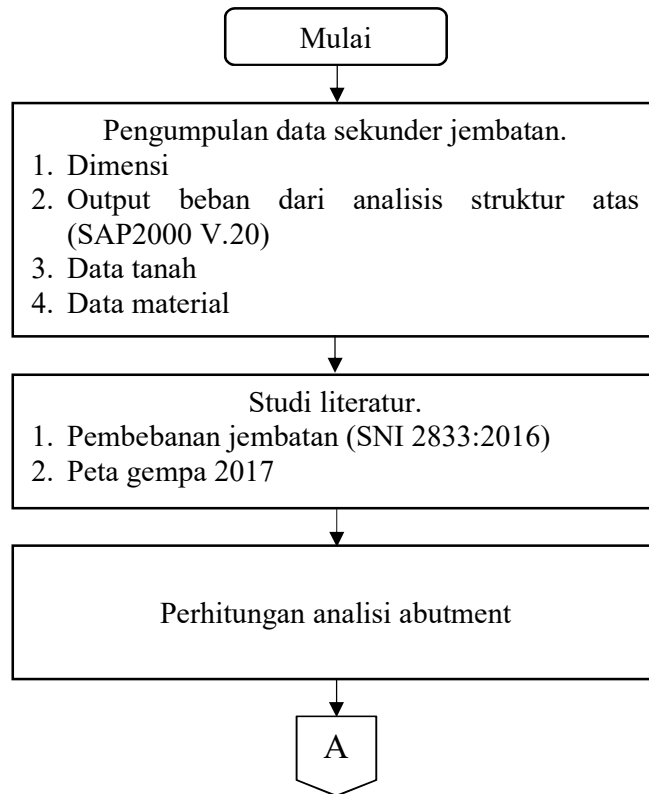


BAB III

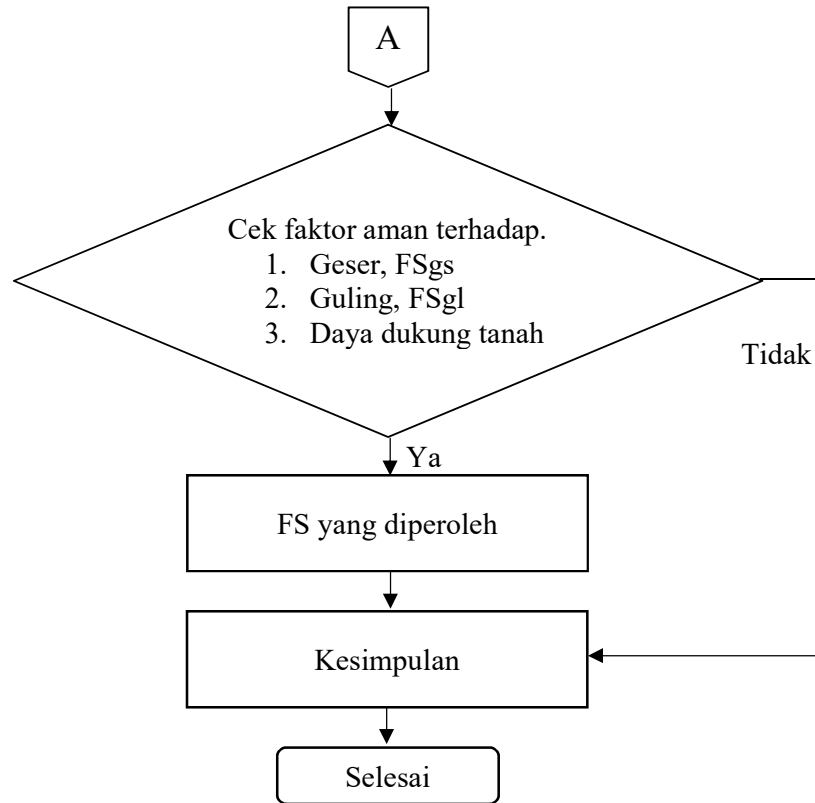
METODE PENELITIAN

3.1. Metodologi Penelitian

Metode yang digunakan pada penelitian ini merupakan kualitatif dengan data yang sudah tersedia. Pada penelitian sebelumnya mengenai objek jembatan yang sama belum meninjau struktur bawah. Dalam hal tersebut, peneliti melanjutkan analisa struktur bawah yang menjadi objek dengan data sekunder dan data penelitian sebelumnya menggunakan paduan peraturan yang baru untuk mendapatkan hasil analisis terkini. Bagan alur penelitian dapat dilihat pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Diagram alir penelitian



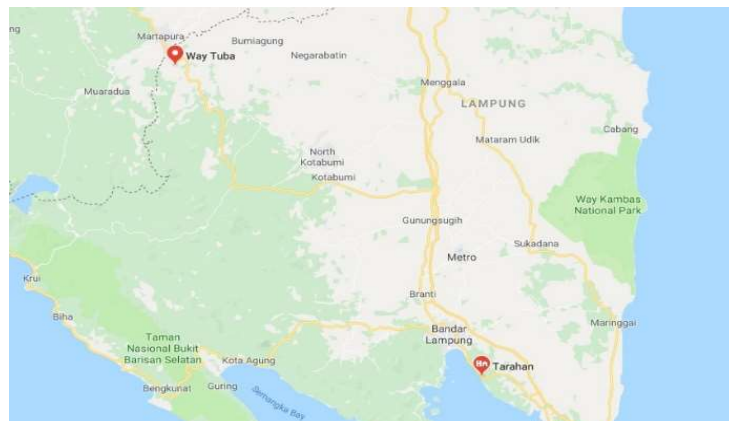
Gambar 3.1 Diagram alir penelitian (lanjutan)

3.2. Kriteria Desain

Penelitian ini menganalisa salah satu struktur bawah jembatan kereta api di daerah provinsi Lampung yaitu abutment dan pondasinya sebagai objek.

3.2.1. Data Umum Jembatan

Lokasi jalur kereta api eksisting dapat dilihat pada Gambar 3.2.



Gambar 3.2 Lokasi jalur kereta api

Berikut merupakan data sekunder yang diperoleh untuk struktur jembatan yang akan dievaluasi pada penelitian ini.

- a. Nama jembatan : Jembatan kereta api Tarahan – Waytuba
Lampung
- b. Lokasi jembatan : Propinsi Lampung
- c. Jenis struktur : Rangka baja tipe warren
- d. Fungsi : Jalan rel

3.2.2. Data Teknis Jembatan

Berikut merupakan data teknis jembatan yang menjadi objek penelitian ini.

- a. Panjang jembatan : 42 meter
- b. Lebar abutment : 6,4 meter
- c. Tinggi rangka jembatan : 8 meter
- d. Lebar antar girder : 1,067 meter
- e. Panjang bentang persegmen : 7 meter

3.2.3. Data Tanah dan Mutu Bahan Material

Berdasarkan informasi data sekunder yang diperoleh adalah sebagai berikut.

- a. Tanah timbunan
 - Sudut gesek internal (ϕ_1) : 30°
 - Berat volume (γ_1) : $1,8 \text{ ton/m}^3$
 - Kohesi (c_1) : 0 ton/m^2
- b. Tanah dasar
 - Sudut gesek internal (ϕ_2) : 30°
 - Berat volume (γ_2) : $1,7 \text{ ton/m}^3$
 - Kohesi (c_2) : $1,25 \text{ ton/m}^2 = 12,263 \text{ kN/m}^2$
- c. Daya dukung pile
 - Selimut : 304,6 ton
 - Ujung : 207,1 ton
 - Ijin tarik : 93,5 ton
 - Ijin lateral : 76,35 ton
- d. Mutu beton
 - Kuat tekan (f_c') : 24,4 MPa

$$\begin{aligned}
 \text{Berat volume beton } (W_c) & : 24 \text{ kN/m}^3 & : 2,4 \text{ ton/m}^3 \\
 \text{Modulus elastis } (E_c) & : 4700 \sqrt{f'c'} & \\
 & : 4700 \times \sqrt{24,4} & \\
 & : 23216,287 \text{ MPa} &
 \end{aligned}
 \tag{3.1}$$

e. Mutu baja

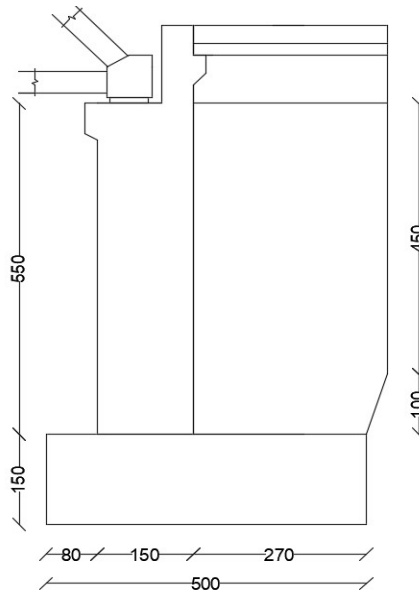
$$\text{Tegangan leleh } (f_y) : 400 \text{ MPa}$$

3.3. Pembebanan Struktur

Merujuk perencanaan dimensi struktur penahan tanah (abutment) berdasarkan Hardiyatmo (2014) antara lain,

- Mengasumsikan ukuran dimensi struktur.
- Menghitung gaya-gaya yang bekerja di atas dinding penahan.
- Menentukan resultan gaya pada struktur abutment untuk mengetahui kestabilan terhadap penggulingan.
- Perhitungan faktor aman terhadap penggulingan dan penggeseran.
- Perhitungan tekanan tanah didasar pondasi dengan batasan tidak melebihi daya dukung ijin tanah (Q_u).
- Perhitungan penulangan pada dinding penahan dan pondasi.

Berdasarkan data *layout* abutment jembatan yang sudah diamati, dimensi (dalam satuan cm) yang diperoleh tertera pada Gambar 3.3.



Gambar 3.3 Desain abutment yang sudah dibangun

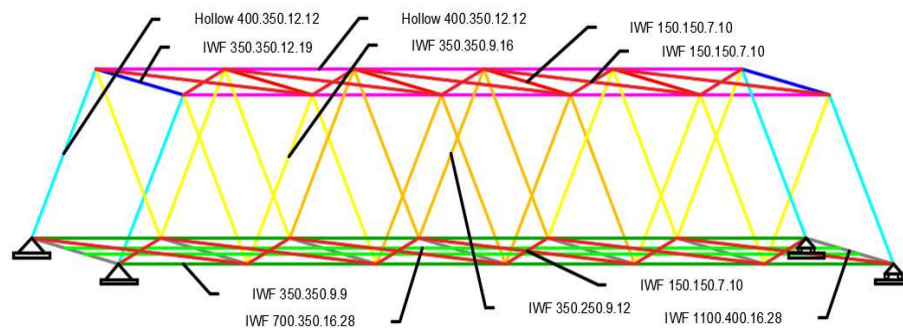
3.3.1. Pemodelan Pada Struktur Atas

Merujuk berdasarkan penelitian yang dilakukan oleh Ismayana (2019), pemodelan struktur atas jembatan menggunakan *software SAP2000 V.20* dengan langkah-langkah sebagai berikut,

- a. Menentukan jenis dan bentang profil, pada Tabel 3.1 menunjukkan profil yang digunakan dan Gambar 3.4 menunjukkan susunan jembatan yang sudah dibangun.

Tabel 3.1 Jenis profil dan bentang baja (Ismayana, 2019)

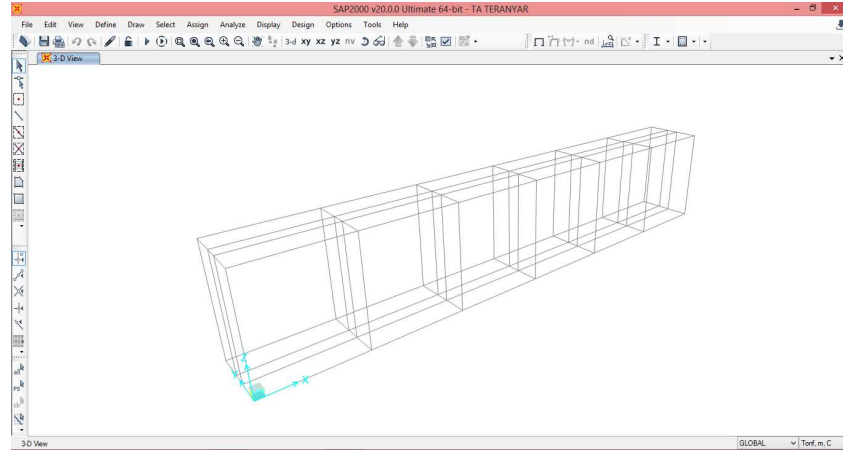
Jenis Profil	Dimensi	Bentang (m)
Hollow	400 × 350 × 12 × 12	7
Hollow	350 × 350 × 9 × 9	7
Hollow	400 × 350 × 12 × 12	8,732
IWF	350 × 300 × 9 × 16	8,732
IWF	350 × 250 × 9 × 12	8,732
IWF	1100 × 400 × 16 × 28	4,9
IWF	700 × 350 × 16 × 28	7
IWF	150 × 150 × 7 × 10	8,544
IWF	350 × 350 × 12 × 19	4.9



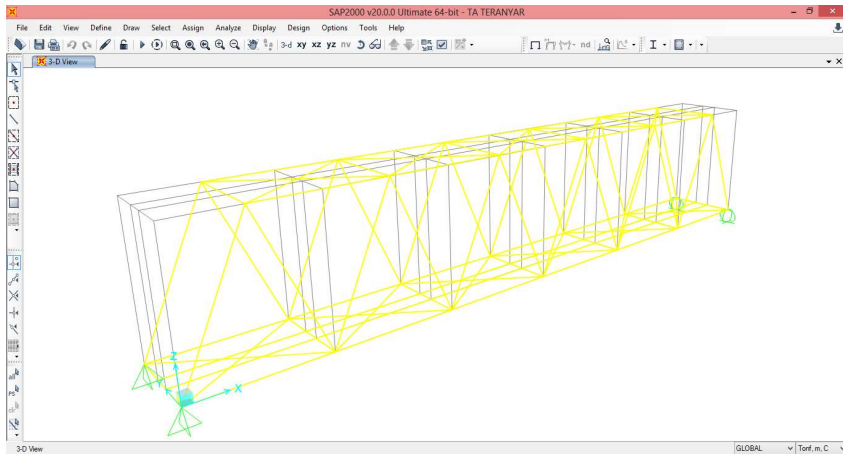
Gambar 3.4 Susunan jembatan rangka baja (Ismayana, 2019)

- b. Pemodelan *software*

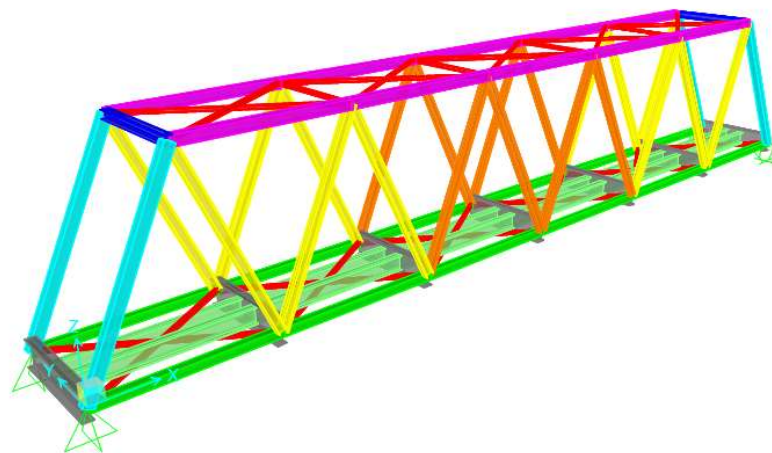
Pemodelan pada *SAP2000 V.20*, dimulai dengan memasukan *grid* yang berfungsi membantu perletakan *frame* jembatan, tampilan pada grid dapat dilihat pada Gambar 3.5, rangkaian susunan *frame* pada Gambar 3.6 dan tampilan 3D pada Gambar 3.7 dibawah.



Gambar 3.5 Grid pada software (Ismayana, 2019)



Gambar 3.6 Perletakan *frame* jembatan (Ismayana, 2019)



Gambar 3.7 Pemodelan 3D pada *SAP2000 V.20* (Ismayana, 2019)

3.3.2. Beban Vertikal

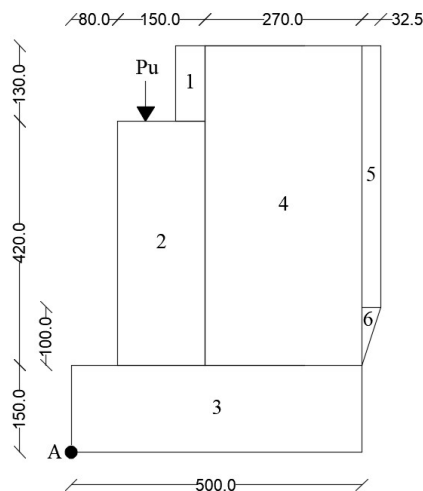
Beban vertikal diperoleh dari analisis jembatan menggunakan *SAP2000 V.20 (Structur Analysis Progam)* yang sudah dilakukan pada penelitian sebelumnya dengan bentang jembatan 42 m. Beban yang dihasilkan antara lain:

- a. Hasil dari kombinasi beban terbesar struktur atas (P_u)

Dari tumpuan : 242,78 ton

- b. Berat sendiri abutment (W_{abt})

Perhitungan berat sendiri abutment dengan membagi masing-masing area untuk menentukan luasan dari bentuk abutment. Berdasarkan pada Gambar 3.3 diatas, area yang dibagi menjadi 6 bagian. Pada Gambar 3.8 menunjukkan luas area yang sudah dibagi untuk mempermudah perhitungan.



Gambar 3.8 Luas area yang dibagi

3.3.3. Beban Horizontal

Beban horizontal yang diperhitungkan ialah nilai tekanan tanah aktif dan beban tambahan berupa beban diatas tanah timbunan terhadap dinding penahan (abutment). Tekanan tanah aktif diperoleh dari nilai koefisien berdasarkan sudut gesek internal dan ketinggian struktur. Dapat dinyatakan dalam rumus,

$$K_a = \text{tg}^2 (45 - \phi/2) \quad (3.2)$$

$$P_a = 0,5 H^2 \gamma K_a \quad (3.3)$$

3.3.4. Beban Gempa

Perhitungan beban gempa dengan menyesuaikan lokasi struktur abutment yang sudah dibangun. Lokasi tersebut berpengaruh terhadap nilai percepatan puncak batuan dasar (PGA) saat terjadi gempa. Berdasarkan peta gempa 2017 dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (Gambar 2.1), beban gempa dipengaruhi oleh faktor situs seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.1 dan 2.2 dalam menentukan respon spektra di permukaan tanah.

$$A_s = F_{PGA} \times PGA \quad (3.4)$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s \quad (3.5)$$

$$S_{D1} = F_v \times S1 \quad (3.6)$$

$$T_s = \frac{SD1}{SDS} \quad (3.7)$$

$$T_0 = 0,2 \times T_s \quad (3.8)$$

Dalam penentuan nilai respon spektra terdapat 3 kondisi gempa elastik. Koefisien gempa elastik (C_{sm}) dibedakan menjadi tiga yaitu,

- a. Periode kurang dari T_0 ($T < T_0$)

$$C_{sm} = (SDS - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \quad (3.9)$$

- b. Periode diantara T_0 dan T_s ($T_0 < T < T_s$)

$$C_{sm} = SDS \quad (3.10)$$

- c. Periode lebih besar dari T_s ($T > T_s$)

$$C_{sm} = \frac{SD1}{T} \quad (3.11)$$

Pengaruh gempa terhadap tekanan dapat menggunakan rumus yang ditetapkan pada Badan Standarisasi Nasional (2016) sebagai berikut,

$$P_{AE} = 0,5 \gamma H^2 (1 - K_v) K_{AE} \quad (3.12)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \theta + \beta)} \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \theta + \beta) \cos(i - \beta)}} \right)^{-2} \quad (3.14)$$

$$\theta = \text{atan} \left(\frac{Kh}{1 - K_v} \right) \quad (3.15)$$

Dari kedua nilai tekanan tanah aktif tersebut dapat dijadikan nilai faktor pembesaran beban gempa ekuivalen seperti rumus dibawah,

$$FT = \frac{PA \cdot \frac{H}{3} + [(PAE - PA) \cdot 0,6H]}{PA \cdot \frac{H}{3}} \quad (3.16)$$

$$P_{AE'} = FT \times P_A \quad (3.17)$$

dengan:

P_A	: Tekanan tanah aktif (Ton)
P_{AE}	: Tekanan tanah saat gempa (Ton)
$P_{AE'}$: Tekanan tanah ekuivalen saat gempa (Ton)
ϕ	: Sudut gesek internal tanah ($^\circ$)
β	: Kemiringan dinding terhadap bidang vertikal ($^\circ$)
δ	: Sudut gesek dinding dengan tanah ($^\circ$)
i	: Sudut kemiringan timbunan ($^\circ$)
H	: Tinggi struktur penahan (m)
K_h	: Koefisien gempa arah horizontal
K_v	: Koefisien gempa arah vertikal
K_a	: Koefisien tanah aktif
K_{AE}	: Koefisien tanah akibat gempa

3.4. Kontrol stabilitas

Kontrol stabilitas untuk menentukan nilai keamanan struktur abutment dengan nilai acuan yang sudah ditetapkan meliputi stabilitas pergeseran, penggulingan dan daya dukung tanah.

3.4.1. Stabilitas terhadap penggeseran

Faktor aman terhadap penggeseran dalam Hardiyatmo (2014) menunjukkan perbandingan antara jumlah gaya yang menahan struktur dengan jumlah gaya horizontal yang bekerja. Nilai acuan minimal dalam menentukan keamanan struktur adalah 1,5 untuk tanah dasar granuler dan 2 untuk tanah dasar lunak (kohesif). Rumus dapat didefinisikan sebagai berikut,

$$F_{gs} = \frac{\sum Rh}{\sum Ph} \quad (3.18)$$

dengan,

$$\sum Rh = ca \times B + W \times tg\delta \quad (3.19)$$

$\sum Rh$: Tahanan struktur terhadap penggeseran
$\sum Ph$: jumlah gaya horizontal
ca	: adhesi tanah dasar dengan struktur
B	: lebar
δ	: sudut gesek tanah dan dasar struktur

3.4.2. Stabilitas terhadap penggulingan

Penggulingan terjadi akibat gaya lateral tanah dengan titik pusat rotasi pada ujung kaki pelat struktur. Pada umumnya tanah lateral yang ditinjau berada di belakang dan titik pusat rotasi berada di depan struktur. Perbandingan antara momen berat struktur dan momen akibat penggulingan ini dapat didefinisikan sebagai berikut,

$$F_{gl} = \frac{\sum M_w}{\sum M_{gl}} \quad (3.20)$$

dengan,

$\sum M_w$: Momen akibat berat sendiri struktur
$\sum M_{gl}$: Momen akibat penggulingan

3.4.3. Daya dukung tanah dasar

Kapasitas dukung tanah dasar ultimit mempunyai beberapa macam metode seperti yang sudah dilakukan oleh Terzaghi (1943), Meyerhof (1951), Hansen (1970) dan Vesic (1975) dalam Hardiyatmo (2014). Penelitian ini menggunakan persamaan Hansen dan Vesic dimana menggunakan faktor-faktor seperti kedalaman, pengaruh kemiringan beban dan kapasitas dukung. Pada Tabel 3.1 menunjukkan faktor kapasitas dukung.

$$q_u = d_c i_c c N_c + d_q i_q D_f \gamma_1 N_q + d_y i_y 0,5 B \gamma_2 N_y \quad (3.21)$$

dengan,

d_c, d_q, d_y	: faktor pengaruh kedalaman
i_c, i_q, i_y	: faktor pengaruh kemiringan beban
N_c, N_q, N_y	: faktor pengaruh kapasitas dukung tanah
D_f	: kedalaman dasar struktur dengan tanah permukaan
B	: lebar dasar struktur

- γ_1 : berat volume tanah di atas struktur
 γ_2 : berat volume tanah dasar

Tabel 3.2 Faktor kapasitas dukung (Hardiyatmo, 2014)

ϕ	Meyerhof (1963)			Hansen (1961)			Vesic (1973)		
	Nc	Nq	Ny	Nc	Nq	Ny	Nc	Nq	Ny
0	5,14	1,00	0,00	5,14	1,00	0,00	5,14	1,00	0,00
2	5,63	1,20	0,01	5,63	1,20	0,01	5,63	1,20	0,15
4	6,19	1,43	0,04	6,19	1,43	0,05	6,19	1,43	0,34
6	6,81	1,73	0,11	6,81	1,73	0,11	6,81	1,73	0,57
8	7,53	2,06	0,21	7,53	2,06	0,22	7,53	2,06	0,86
10	8,34	2,47	0,37	8,34	2,47	0,39	8,34	2,47	1,22
12	9,28	2,97	0,60	9,28	2,97	0,63	9,28	2,97	1,69
14	10,37	3,59	0,92	10,37	3,59	0,97	10,37	3,59	2,29
16	11,63	4,34	1,37	11,63	4,34	1,43	11,63	4,34	3,06
18	13,10	5,26	2,00	13,10	5,26	2,08	13,10	5,26	4,07
20	14,83	6,40	2,87	14,83	6,40	2,95	14,83	6,40	5,39
22	16,88	7,82	4,07	16,88	7,82	4,13	16,88	7,82	7,13
24	19,32	9,60	5,72	19,32	9,60	5,75	19,32	9,60	9,44
26	22,25	11,85	8,00	22,25	11,85	7,94	22,25	11,85	12,54
28	25,80	14,72	11,19	25,80	14,72	10,94	25,80	14,72	16,72
30	30,14	18,40	15,67	30,14	18,40	15,07	30,14	18,40	22,40

Faktor kemiringan beban menggunakan rumus,

$$iq = \left[1 - \frac{0,5 \times H}{V + A' \times c \times \text{ctg} \phi} \right]^5 \geq 0 \quad (3.22)$$

$$ic = iq - \frac{(1 - iq)}{Nc \times \tan \phi} \quad (3.23)$$

$$iy = \left[1 - \frac{0,7 \times H}{V + A' \times c \times \text{ctg} \phi} \right]^5 \quad (3.24)$$

dengan,

- H : gaya horizontal struktur
V : gaya vertikal struktur
A' : luas efektif dimana lebar struktur dikali permeter
 ϕ : sudut gesek internal