

BAB IV PEMBAHASAN

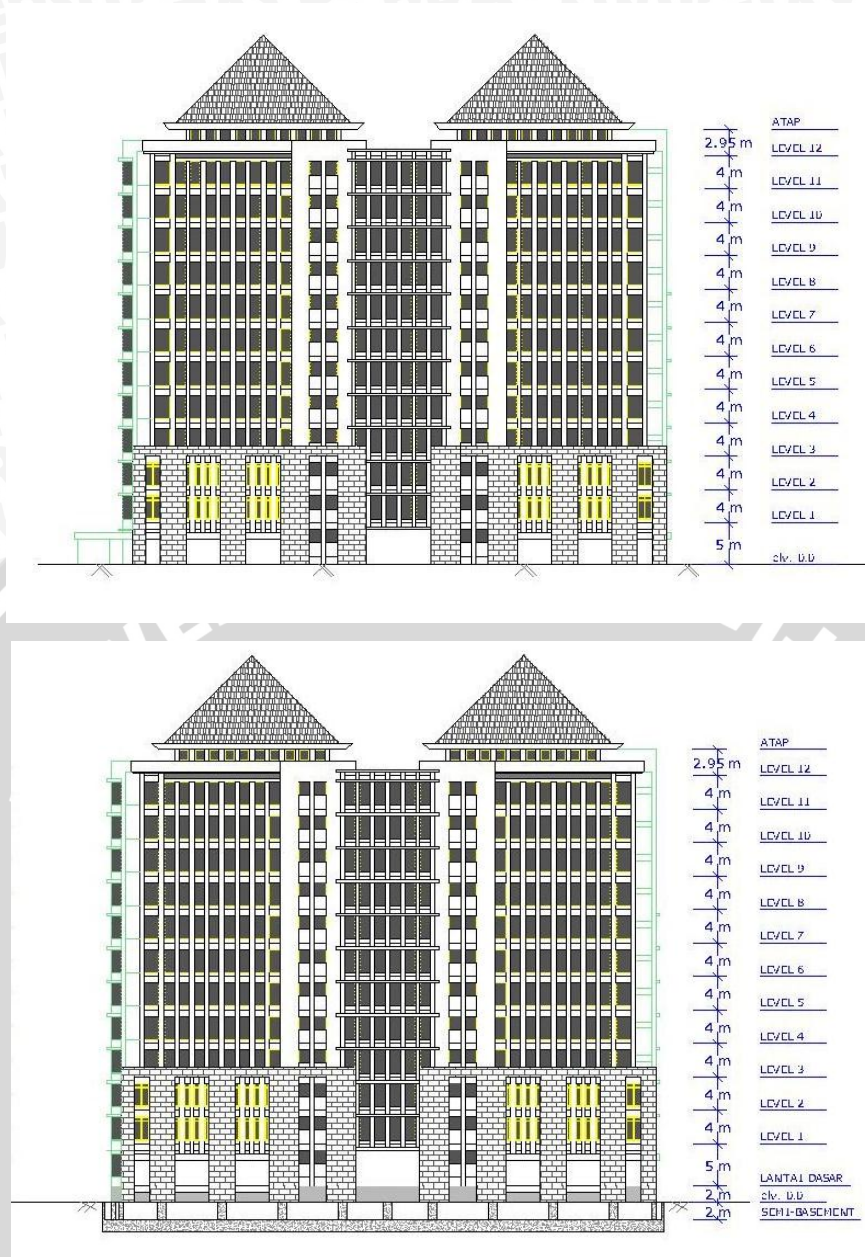
4.1 Desain Area Parkir dan Basemen

Pondasi rakit yang digabung dengan struktur basemen akan sekaligus difungsikan sebagai area parkir bawah tanah. Desain dari struktur pondasi dan basemen, yaitu ketinggian basemen dan luas dari basemen, ditentukan dari desain area parkir dimana aspek-aspek tersebut diperhitungkan sedemikian rupa agar area parkir bawah tanah dapat berfungsi dengan baik.

4.1.1 Penentuan Tinggi Basemen

Dalam penentuan ketinggian basemen sebagai area parkir, hal yang harus diperhatikan adalah tanjakan dan panjang dari ramp. Ramp yang dimaksud disini merupakan jalur sirkulasi dengan kemiringan tertentu yang digunakan sebagai jalur masuk dan keluar kendaraan dari area parkir bawah tanah. Semakin tinggi basemen maka tanjakan pada ramp akan semakin curam dan dapat menyebabkan kendaraan kesulitan untuk keluar maupun masuk ke dalam area parkir. Ramp yang curam dapat diperlandai dengan menambah panjang dari ramp, namun hal tersebut tidak disarankan apabila lahan yang tersedia tidak memadai untuk membuat jalur sirkulasi yang panjang atau berputar.

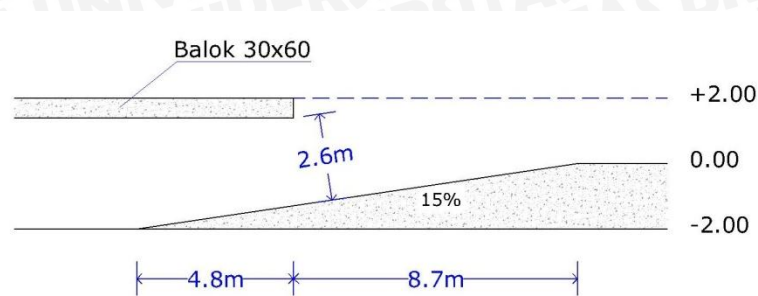
Dengan mempertimbangkan hal tersebut, maka area parkir bawah tanah pada gedung kuliah bersama Universitas Brawijaya didesain dengan konsep semi-basement untuk menghindari basemen yang terlalu tinggi. Tinggi basement direncanakan sebesar 4m, dengan ketinggian di bawah permukaan tanah sebesar 2m.



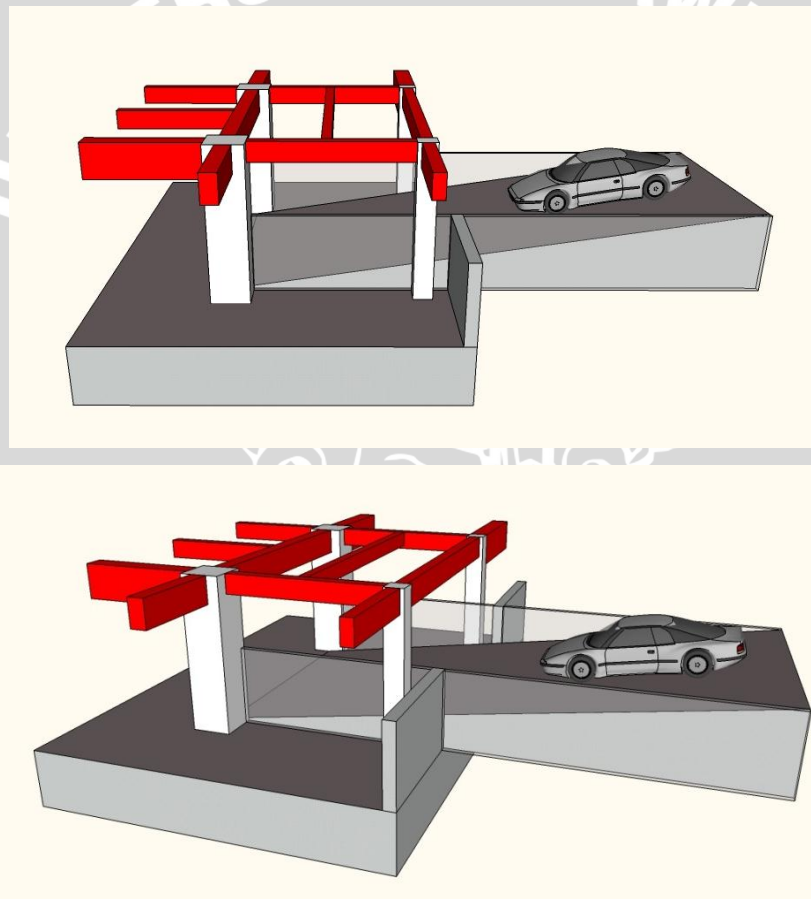
Gambar 4.1 (a) Tampak samping gedung; (b) Tampak samping gedung setelah penambahan basemen

Pada Dirjen Perhubungan Darat (1996) disebutkan besarnya tanjakan maksimum pada ramp gedung parkir adalah 15 persen. Berdasarkan gambar 2.32 mengenai hubungan antara besarnya tanjakan dengan panjang ramp, tanjakan pada ramp sebesar 15% dengan ketinggian 2m memiliki panjang ramp sekitar 13.5m. Agar ramp tidak terlalu banyak memakan lahan di daerah luar gedung, maka ramp didesain sedikit masuk ke dalam gedung, yaitu sepanjang 4.8m (lihat gambar 4.2). Tinggi bebas struktur ramp sebesar 2.6 m akan dapat mengakomodasi segala jenis kendaraan penumpang

dengan ketinggian maksimum 2.5m dan juga kendaraan barang jenis mobil box yang rata-rata memiliki ketinggian 2m hingga 2.1m.



Gambar 4.2 Detail ukuran ramp parkir



Gambar 4.3 Tampak perspektif ramp parkir

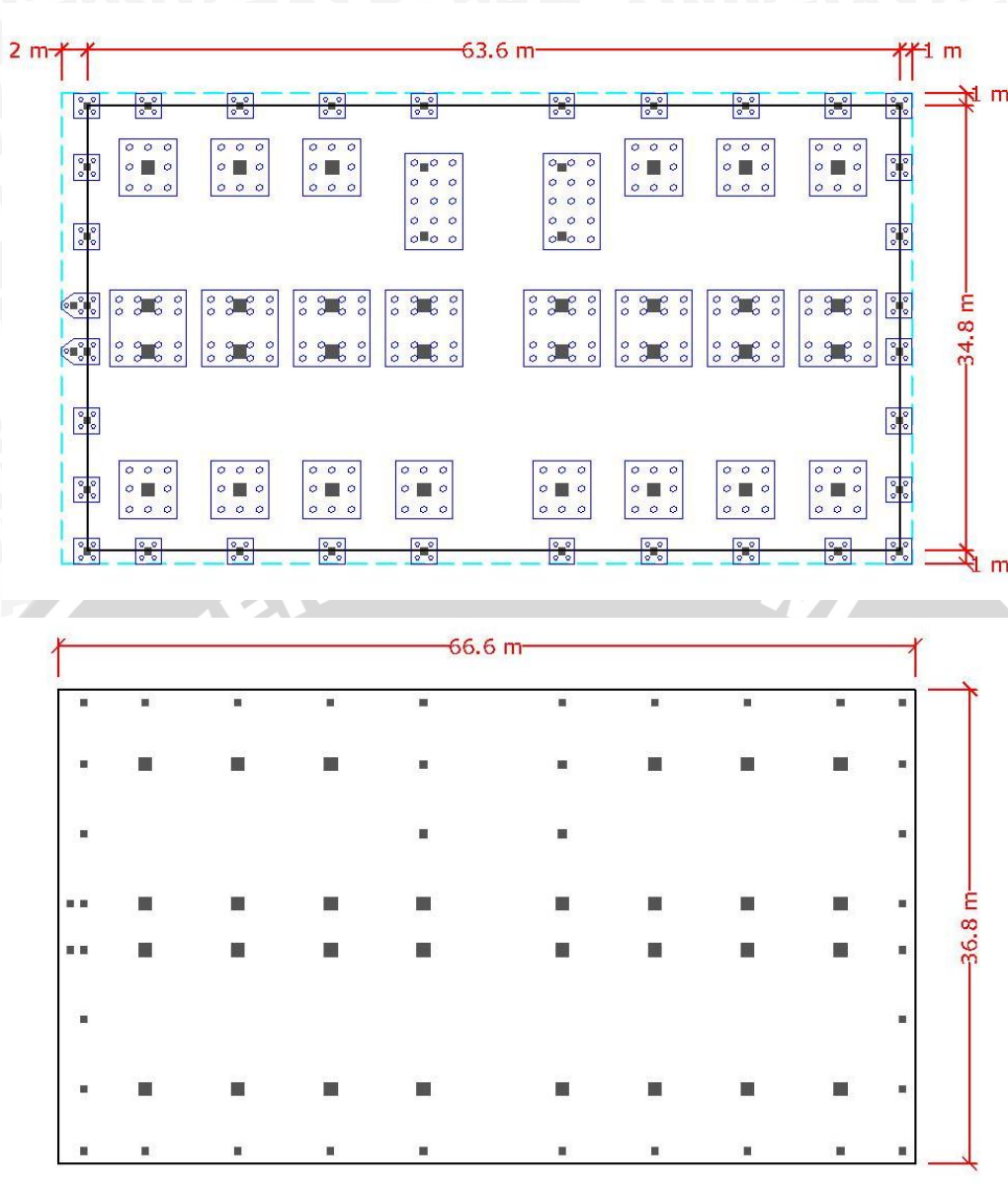
Ramp parkir diletakkan pada samping gedung atau lebih tepatnya di sisi selatan gedung. Daerah sisi selatan gedung masih banyak lahan yang tersisa karena akan digunakan sebagai lahan parkir, sedangkan sisi utara, barat dan timur gedung langsung berbatasan dengan jalan sehingga tidak dimungkinkan untuk dibuat ramp parkir



Gambar 4.4 Tampak perspektif gedung dengan area parkir bawah tanah

4.1.2 Penentuan Dimensi Basemen

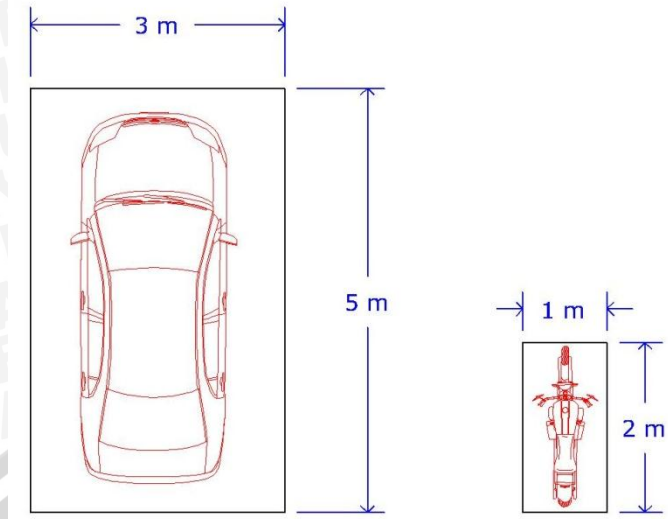
Luas suatu area parkir umumnya didasarkan pada kebutuhan dari ruang parkir pada gedung atau area dimana lahan parkir tersebut akan digunakan. Pada ruang parkir bawah tanah, kebutuhan parkir pada suatu gedung dapat diakomodasi dengan menambah luas basemen atau menambah jumlah tingkatan basemen. Perencanaan area parkir bawah tanah pada gedung kuliah bersama Universitas Brawijaya merupakan alternatif dimana pada desain eksisting, gedung ini didesain tanpa basemen. Menimbang hal tersebut, luas dari basemen direncanakan sama dengan luas gedung, namun pada bagian pinggir panjang dan lebarnya akan sedikit ditambah sesuai dengan lebar *pile cap* pada pondasi tiang *strauss*. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 4.5.



Gambar 4.5 (a) denah pondasi tiang *strauss* (b) denah area parkir basemen

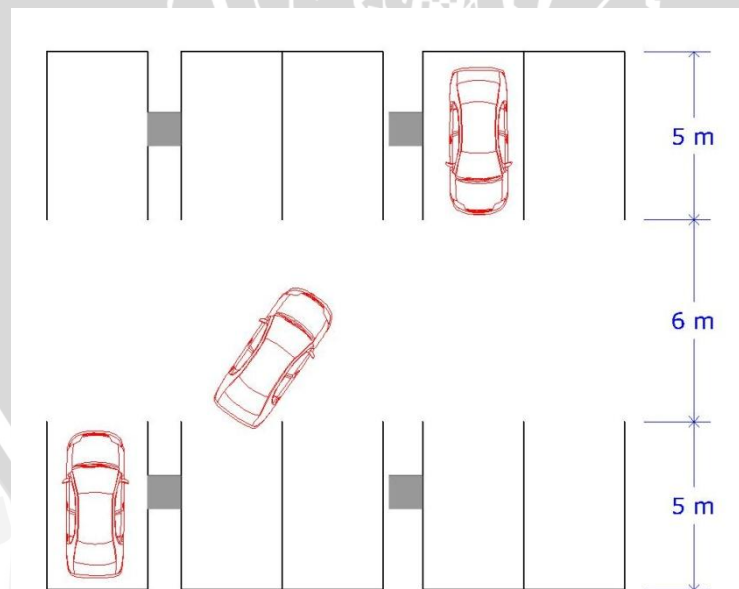
4.1.3 Perencanaan Area Parkir

Perencanaan area parkir mencakup perencanaan lebar ruang parkir tiap kendaraan, sudut parkir, ruang manuver dan lebar total jalan yang dibutuhkan. Lebar ruang parkir tiap kendaraan, disebut juga satuan ruang parkir atau SRP, merupakan panjang dan lebar ruang parkir yang dibutuhkan untuk mengakomodasi satu kendaraan. Ruang parkir yang direncanakan merupakan area ruang parkir untuk gedung kuliah, maka ruang parkir hanya direncanakan untuk mobil penumpang dan sepeda motor. Berdasarkan tabel 2.13 dan 2.14 mengenai satuan ruang parkir, maka ditetapkan SRP untuk mobil penumpang sebesar 3m x 5m dan untuk sepeda motor adalah 1m x 2m.

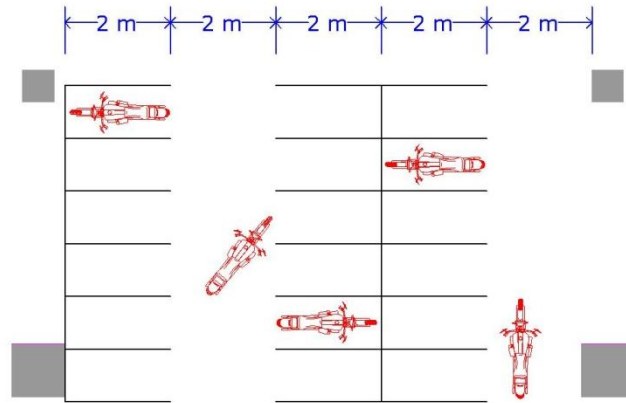


Gambar 4.6 Satuan Ruang Parkir (SRP) untuk mobil penumpang dan sepeda motor

Sudut parkir ditentukan sebesar 0^0 yang berarti ruang parkir kendaraan tegak lurus dengan badan jalan. Berdasarkan tabel 2.15 mengenai lebar minimum ruang parkir, diperlukan lebar jalan minimum 3 m untuk manuver dan lebar jalan efektif 2.5 m, sehingga lebar jalan yang diperlukan kurang lebih 5.5 m. Lebar jalan pada area parkir Gedung Kuliah Bersama dirancang dengan lebar jalan 6 m. Untuk sepeda motor, jalan parkir ditentukan selebar 2 m.

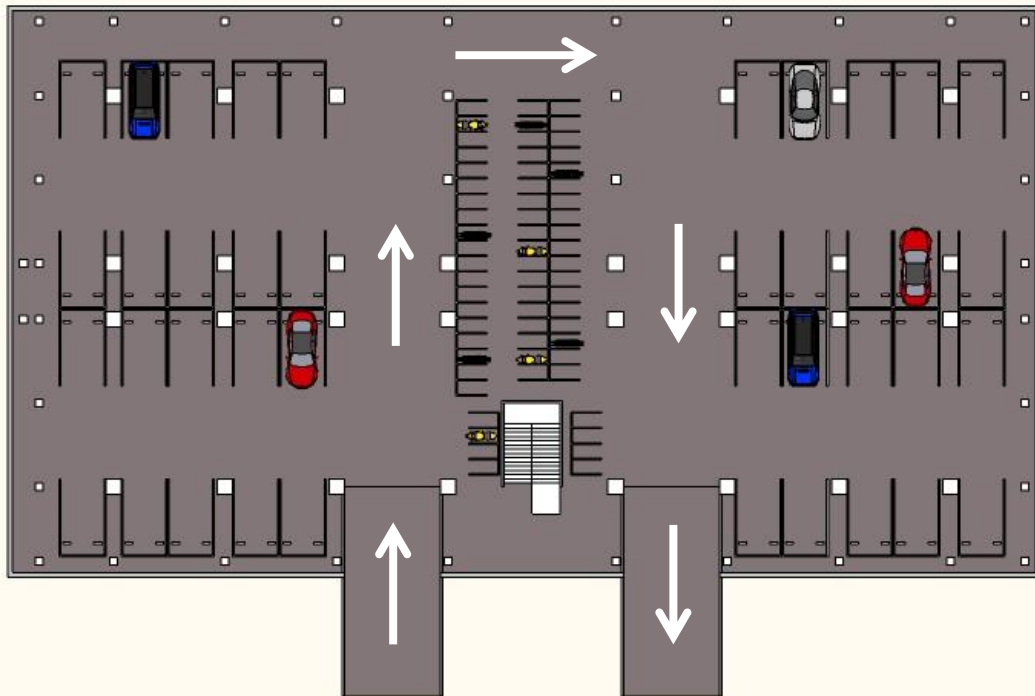


Gambar 4.7 Desain lebar jalan parkir untuk mobil penumpang

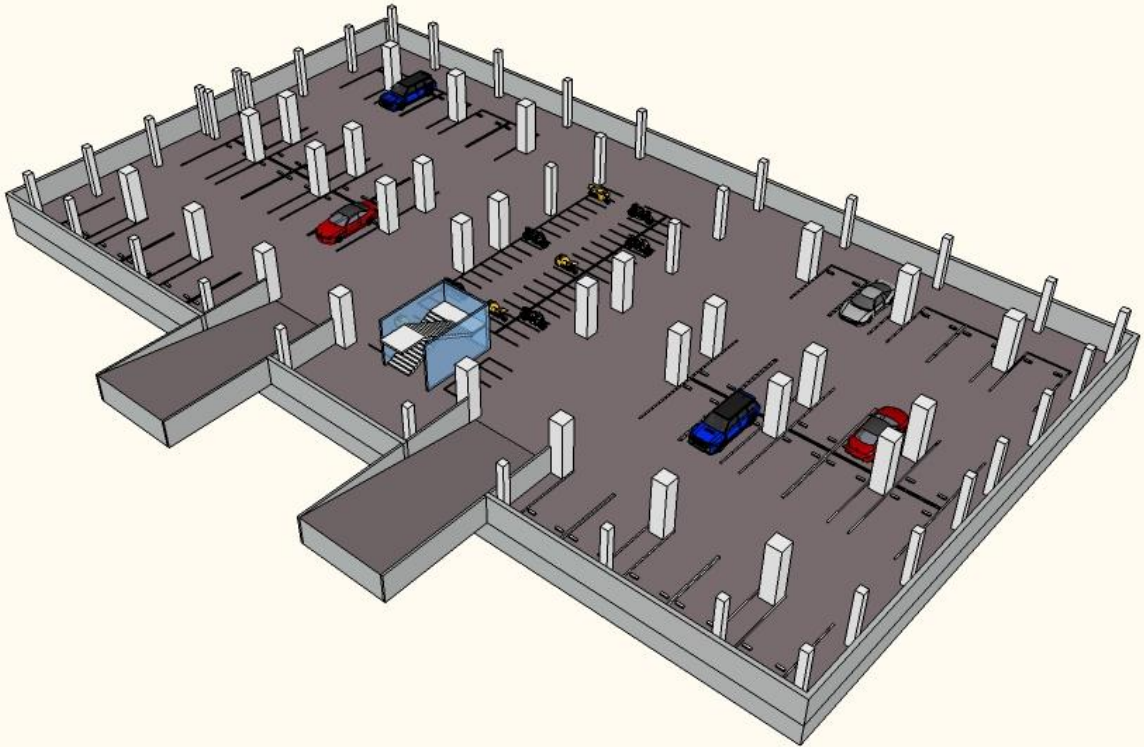


Gambar 4.8 Desain lebar jalan parkir untuk sepeda motor

Area parkir bawah tanah didesain memiliki 2 buah ramp untuk kendaraan naik dan turun. Jalur parkir kendaraan dibuat berbentuk huruf U dimana jalur masuk dan keluar kendaraan terpisah (satu jalur) agar tidak terjadi tabrakan. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 4.9. Area parkir yang telah didesain seperti terlihat pada gambar 4.9 dapat mengakomodasi mobil penumpang sejumlah 40 unit dan 63 unit sepeda motor.



Gambar 4.9 Tampak atas denah area parkir bawah tanah



Gambar 4.10 Tampak perspektif area parkir bawah tanah

4.1.4 Perhitungan Kapasitas Parkir

Perencanaan area parkir erat hubungannya dengan kapasitas parkir dan kebutuhan parkir. Dalam perancangan area parkir, diharapkan kebutuhan parkir pada suatu gedung atau area akan sesuai dengan kapasitas parkir dari desain area parkir atau paling tidak dapat memenuhi sebagian besar kebutuhan parkir.

Perhitungan kapasitas parkir didasarkan pada Standar Jumlah Parkir dalam Juwana (2005). Disebutkan bahwa untuk gedung Perguruan Tinggi, standar parkir satu mobil setara dengan 200 m² lantai bruto. Lantai bruto yang dimaksud yaitu seluruh luas lantai, termasuk WC, gudang, tangga, koridor, dan lain-lain. Perhitungan luas lantai bruto untuk gedung kuliah bersama Universitas Brawijaya tersaji dalam tabel 4.1.

Tabel 4.1 Perhitungan Luas tiap lantai

Lantai	Luas (m ²)
11	1418.4
10	1418.4
9	1418.4
8	1418.4
7	1919.52
6	1919.52
5	1919.52
4	1919.52
3	1919.52
2	2126.88
1	2126.88
Dasar	2126.88
Total	21651.84

Maka standar kebutuhan parkir adalah,

$$SKP = \frac{21651.84}{200} = 108.26 \approx 109 \text{ unit mobil}$$

Seperti telah disebutkan, area parkir bawah tanah pada gedung kuliah bersama dapat mengakomodasi 40 unit mobil dan 63 unit sepeda motor. Maka area parkir dapat memenuhi 36.7 % dari standar kebutuhan parkir mobil. Bila diasumsikan satu mobil setara dengan dua sepeda motor, maka secara kasar kapasitas area parkir akan menjadi 72 unit kendaraan sehingga area parkir akan dapat memenuhi 66% standar kebutuhan parkir.

4.2 Analisa Data Tanah

Parameter tanah yang digunakan dalam perencanaan pondasi rakit didasarkan pada data tanah berupa penyelidikan tanah di lapangan dan hasil tes laboratorium. Data hasil penyelidikan tanah di lapangan meliputi data hasil pengujian *Standard Test Penetration* atau SPT dan *boring* dengan 1 titik bor. Hasil nilai N-SPT beserta deskripsi tanah tersaji pada tabel 4.2.

Tabel 4.2 Nilai N-SPT beserta Deskripsi Tanah

Kedalaman	Tebal lapisan	Deskripsi tanah	SPT
0.00 - 1.50	1.50	Material pengisi	0
1.50 - 3.00	1.50	Lempung	6
3.00 - 4.50	1.50	Lempung	14
4.50 - 6.00	1.50	Pasir berlanau	15
6.00 - 7.50	1.50	Pasir berlanau	14
7.50 - 9.00	1.50	Pasir berlanau	32
9.00 - 10.50	1.50	Pasir berlanau	59
10.50 - 12.00	1.50	Pasir berlanau	20
12.00 - 13.50	1.50	Pasir berlanau	22
13.50 - 15.00	1.50	Pasir berlanau	60
15.00 - 16.50	1.50	Pasir	60
16.50 - 18.00	1.50	Pasir	60
18.00 - 19.50	1.50	Pasir	60
19.50 - 21.00	1.50	Pasir	60
21.00 - 22.50	1.50	Pasir	58
22.50 - 24.00	1.50	Pasir	60
24.00 - 25.50	1.50	Pasir	57
25.50 - 27.00	1.50	Pasir	62
27.00 - 28.50	1.50	Pasir	58
28.50 - 30.00	1.50	Pasir	62

Hasil tes laboratorium menghasilkan berbagai macam parameter tanah yang akan digunakan dalam perencanaan pondasi, yaitu kuat geser tanah, berat isi tanah, berat jenis tanah, dan kadar air tanah. Parameter lain yang penting dalam perencanaan pondasi adalah modulus elastisitas dan rasio poisson. Kedua nilai ini ditentukan dengan menggunakan tabel yang didasarkan pada parameter tanah yang lain. Hasil tes laboratorium untuk berbagai parameter tanah dapat dilihat pada tabel 4.3.

Tabel 4.3 Berbagai Parameter Tanah

Kedalaman (m)	t_i (m)	$\sum t_i$ (m)	N	c (kg/m ²)	ϕ (°)	γ (kg/m ³)	ν	E (kN/m ²)	ω (%)	Gs
0.00 - 1.50	1.50	1.50								
1.50 - 3.00	1.50	3.00	6	1900	5.94	1176	0.2	9000	43.56	2.699
3.00 - 4.50	1.50	4.50	14	1900	5.94	1176	0.2	9000	43.56	2.699
4.50 - 6.00	1.50	6.00	15	1900	5.94	1176	0.2	6300	43.56	2.699
6.00 - 7.50	1.50	7.50	14	1900	5.94	1176	0.2	6000	43.56	2.699
7.50 - 9.00	1.50	9.00	32	1900	5.94	1176	0.2	11400	43.56	2.699
9.00 - 10.50	1.50	10.50	59	1730	33.01	1428	0.2	19500	24.79	2.639
10.50 - 12.00	1.50	12.00	20	1730	33.01	1428	0.2	7800	24.79	2.639
12.00 - 13.50	1.50	13.50	22	1730	33.01	1428	0.2	8400	24.79	2.639
13.50 - 15.00	1.50	15.00	60	1730	33.01	1428	0.2	19800	24.79	2.639
15.00 - 16.50	1.50	16.50	60	2364	33.80	1428	0.3	37500	24.79	2.639
16.50 - 18.00	1.50	18.00	60	2364	33.80	1428	0.3	37500	24.79	2.639
18.00 - 19.50	1.50	19.50	60	2364	33.80	1428	0.3	37500	24.79	2.639
19.50 - 21.00	1.50	21.00	60	1393	34.55	1068	0.3	37500	27.50	2.672
21.00 - 22.50	1.50	22.50	58	1393	34.55	1068	0.3	36500	27.50	2.672
22.50 - 24.00	1.50	24.00	60	1393	34.55	1068	0.3	37500	27.50	2.672
24.00 - 25.50	1.50	25.50	57	2680	35.26	1087	0.3	36000	29.78	2.658
25.50 - 27.00	1.50	27.00	62	2680	35.26	1087	0.3	38500	29.78	2.658
27.00 - 28.50	1.50	28.50	58	2680	35.26	1087	0.3	36500	29.78	2.658
28.50 - 30.00	1.50	30.00	62	2997	35.95	1229	0.3	38500	40.51	2.676

Dimana:

t_i = tebal lapisan tanah ke-i

N = nilai N-SPT

c = kohesi tanah

ϕ = sudut gesek tanah

γ = berat volume tanah

ν = rasio poisson (Tabel 2.9)

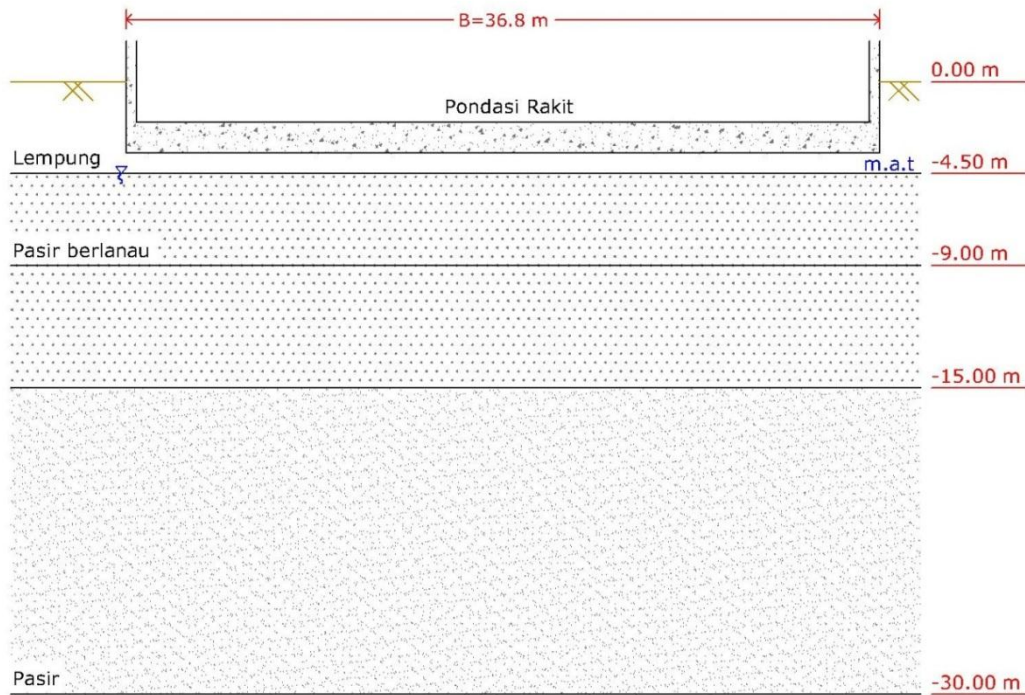
E = modulus elastisitas tanah

= $300(N+6)$, untuk pasir berlanau

= $500(N+15)$, untuk pasir

ω = kadar air

Gs = berat jenis tanah (*specific gravity*)



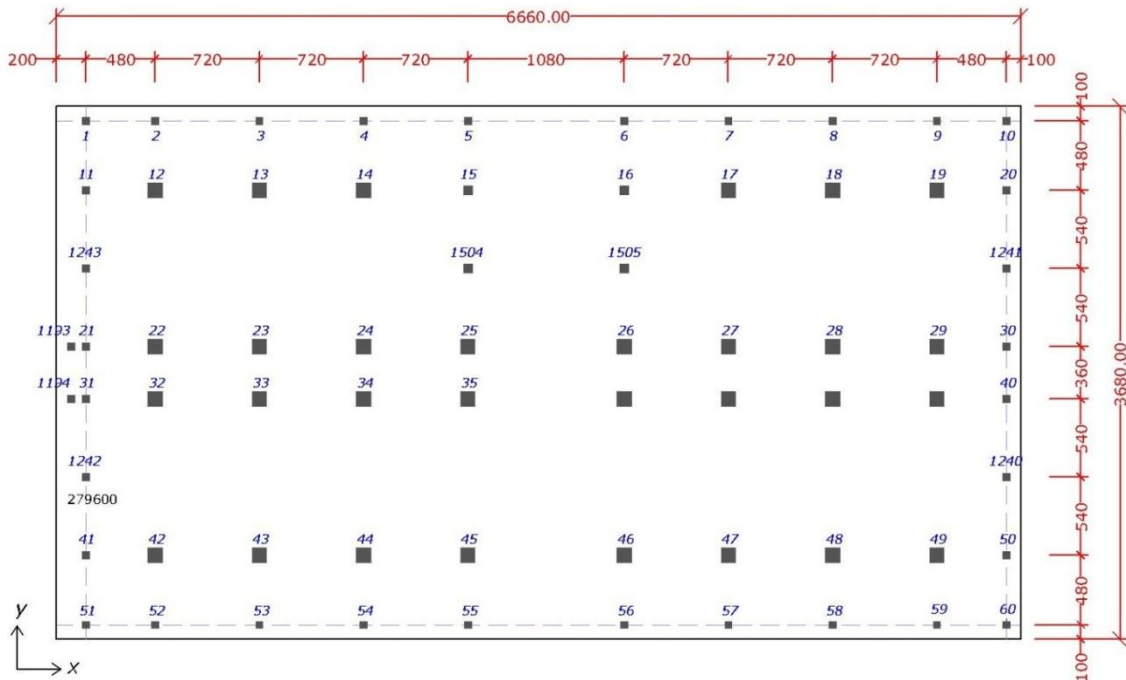
Gambar 4.11 Lapisan Tanah di bawah Pondasi Rakit

4.3 Perencanaan Pondasi Rakit

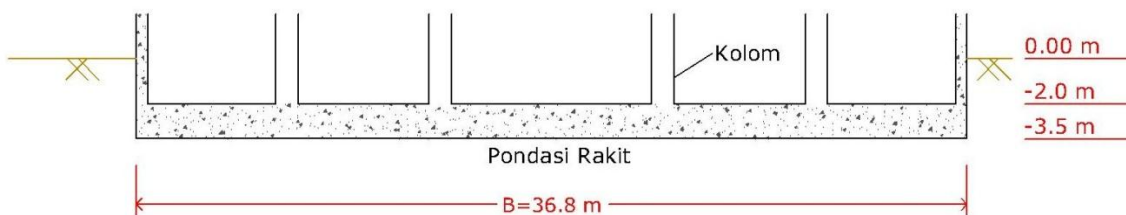
Perencanaan pondasi rakit meliputi tiga tahap analisa yaitu: kontrol pondasi rakit yang meliputi kontrol stabilitas guling, stabilitas geser, kontrol geser dua arah (geser pons), kontrol daya dukung, kontrol dimensi pondasi rakit dan kontrol penurunan pondasi; yang kedua adalah perhitungan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi rakit; dan yang terakhir dilakukan perencanaan penulangan pondasi rakit beserta struktur basemen.

Pondasi rakit direncanakan terletak pada kedalaman 2 meter dari permukaan tanah dengan struktur lantai dasar yaitu berupa *semi basement*. Data perencanaan pondasi rakit yaitu sebagai berikut.

- Lebar pondasi rakit (B) = 36.80 m
- Panjang pondasi rakit (L) = 66.60 m
- Tebal pondasi rakit = 1.50 m
- Kedalaman pondasi rakit = 2.0 m



Gambar 4.12 Denah Pondasi Rakit Tampak Atas (ukuran dalam cm)



Gambar 4.13 Pondasi Rakit Tampak Samping

4.4 Analisa Pembebanan Pondasi Rakit

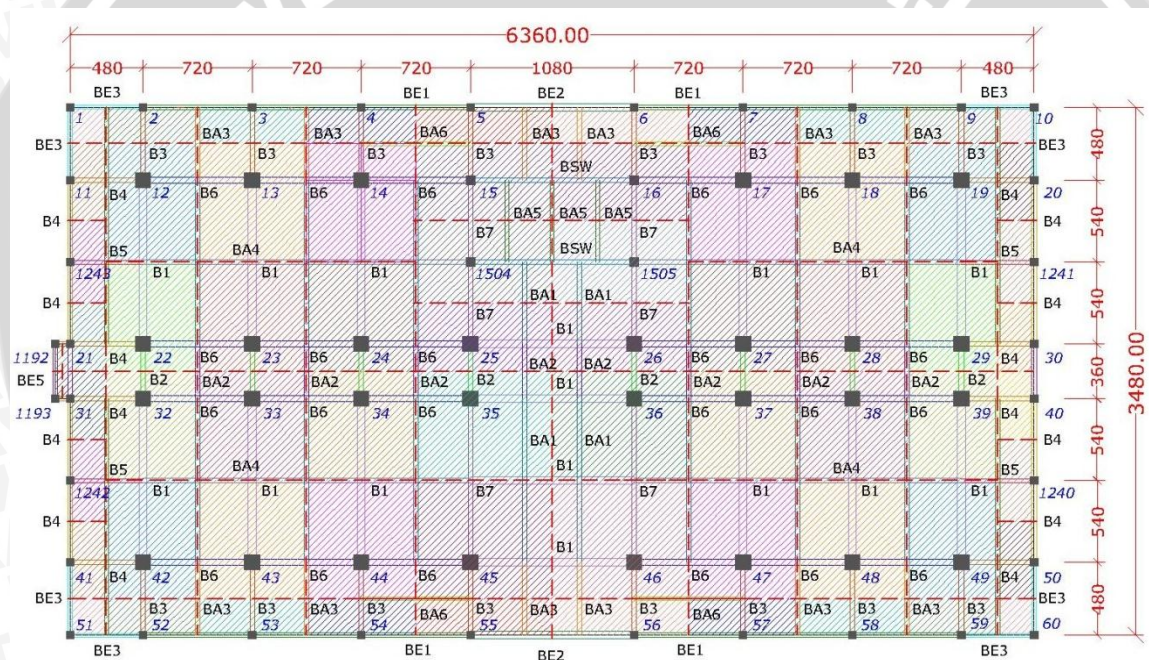
Sebelum dilakukan perencanaan pondasi rakit, perlu dihitung terlebih dahulu pembebanan pada pondasi rakit. Beban yang bekerja pada pondasi rakit terdiri dari dua jenis beban, yaitu beban gravitasi berupa beban struktur atas (*upper structure*) dan beban lateral berupa beban gempa.

4.4.1 Analisa Beban Gravitasi

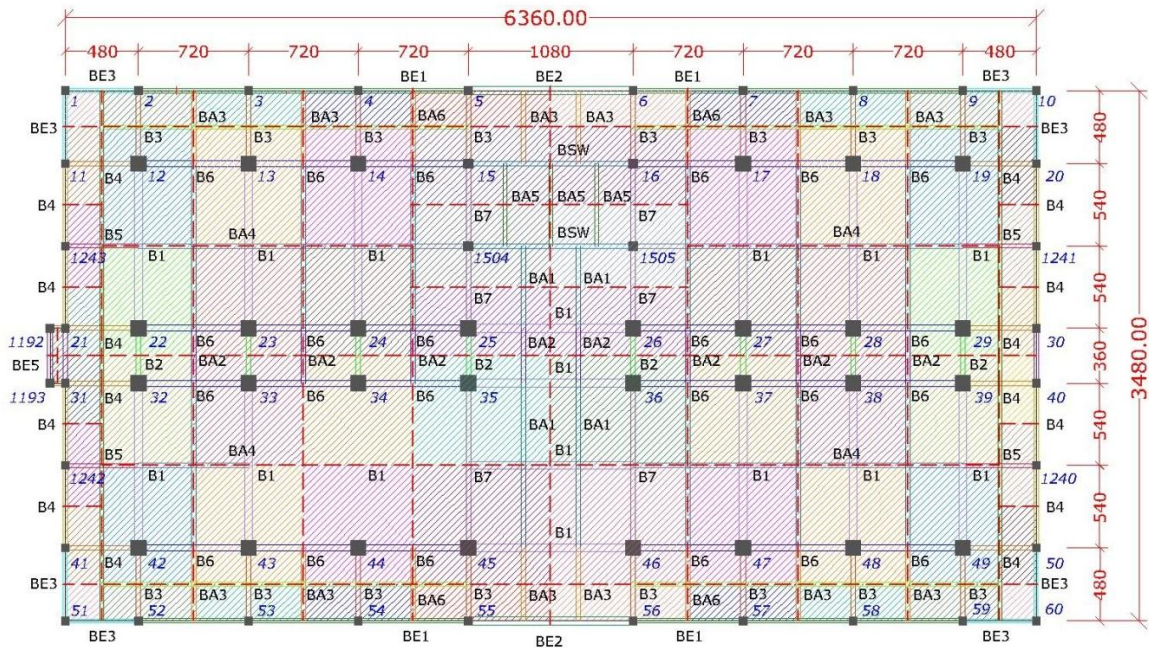
Beban gravitasi akibat berat sendiri struktur dan beban hidup yang bekerja pada struktur dianalisa menggunakan konsep *tributary area* atau daerah pembebanan. Konsep ini digunakan untuk mengidentifikasi beban-beban yang bekerja pada elemen-elemen struktur individual dari sebuah susunan struktur, dimana diasumsikan sebuah daerah

dari lantai, atap, atau dinding yang menjadi tanggung jawab dari sebuah elemen struktur tertentu (Dishongh, 2003). Pada analisa pondasi rakit, penting untuk diketahui seberapa besar beban yang bekerja pada tiap-tiap kolom yang langsung berhubungan dengan pondasi rakit. Beban kerja pada tiap-tiap kolom tersebut akan dianalisa menggunakan konsep *tributary area*.

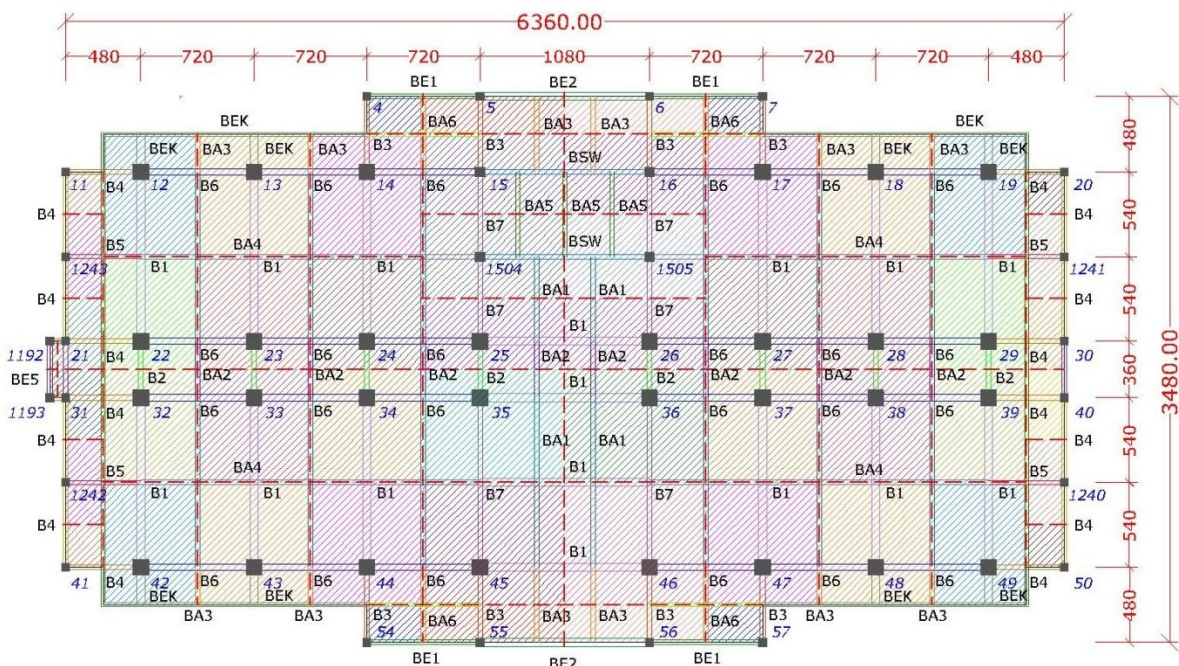
Daerah pembebanan pada tiap-tiap kolom ditentukan dengan asumsi bahwa kolom menahan separuh dari berat atap, lantai, dinding, dan balok, dimana kemudian separuh beban sisanya akan ditahan oleh kolom lain yang berada di dekat kolom yang ditinjau. Daerah pembebanan tersebut nantinya akan membentuk jalur beban yang menerus dari lantai atas hingga kemudian menuju pondasi. Daerah pembebanan pada tiap-tiap kolom dapat dilihat pada gambar 4.14 hingga gambar 4.28.



Gambar 4.14 Tributary area kolom untuk beban balok pada lantai 1 dan lantai dasar

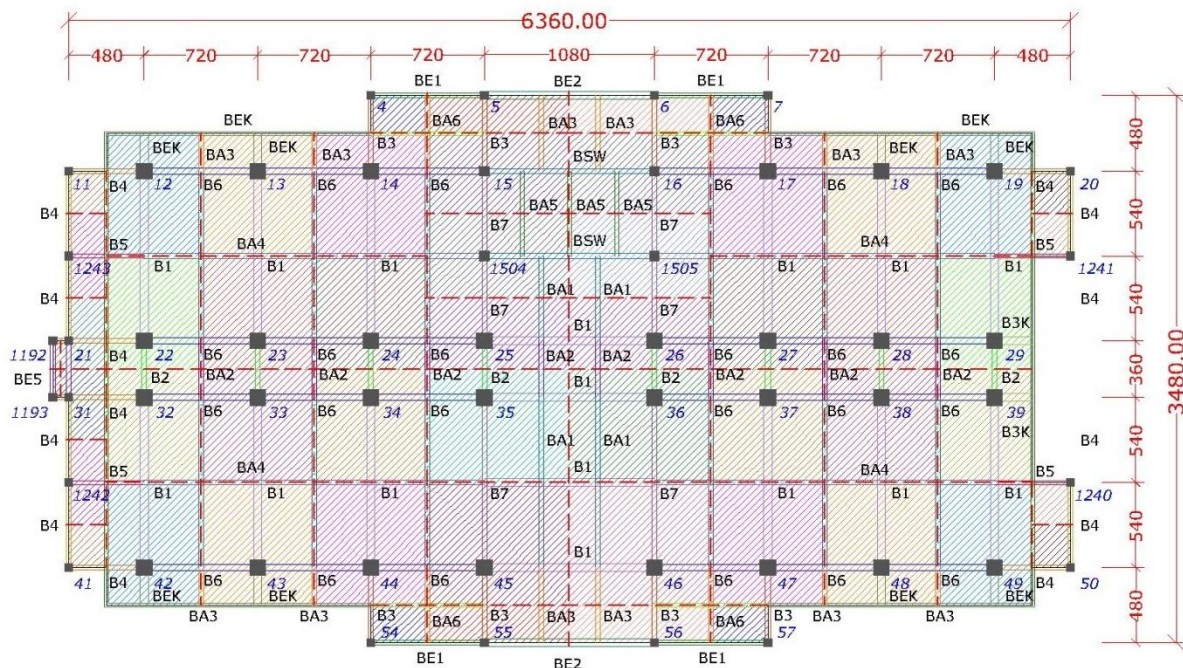


Gambar 4.15 Tributary area kolom untuk beban balok pada lantai 2

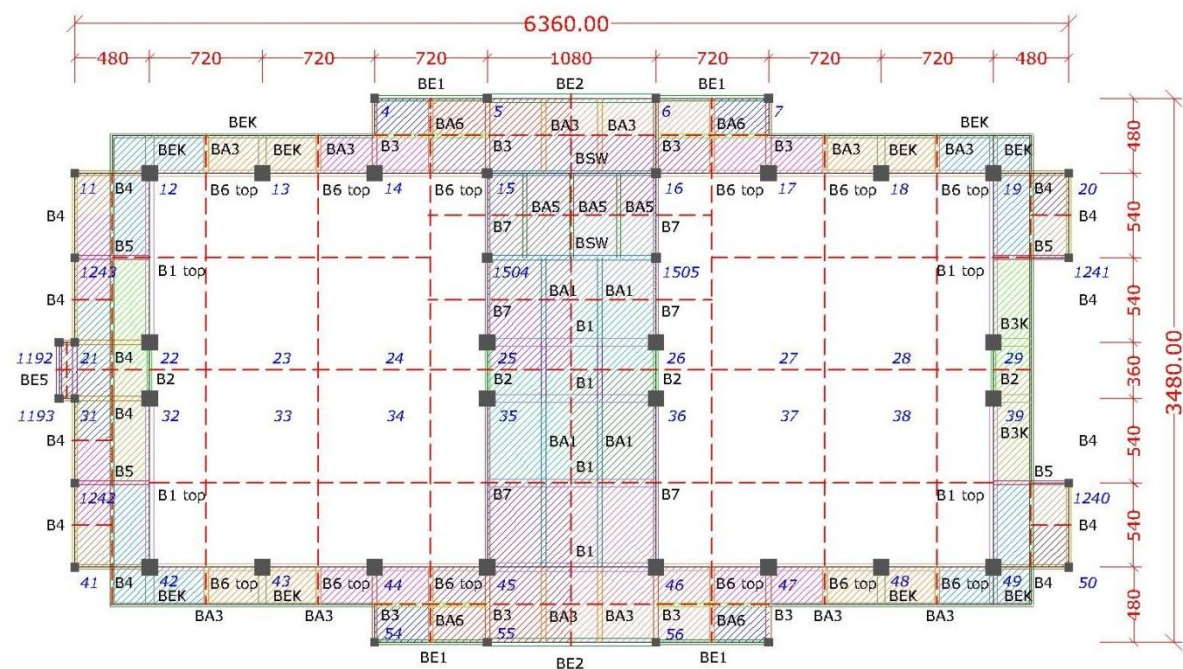


Gambar 4.16 Tributary area kolom untuk beban balok pada lantai 3 hingga lantai 7

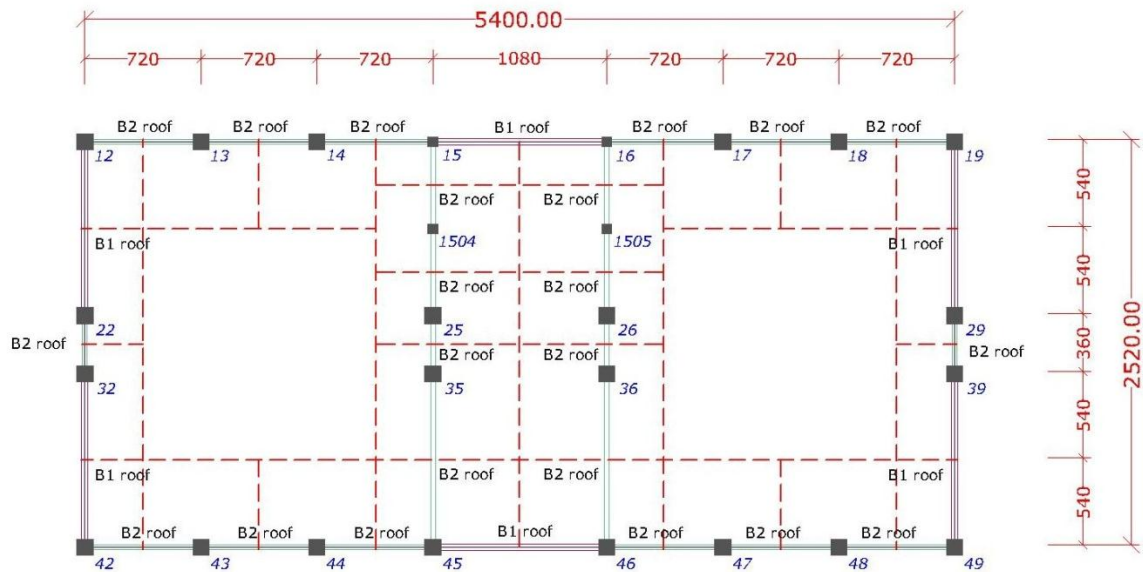




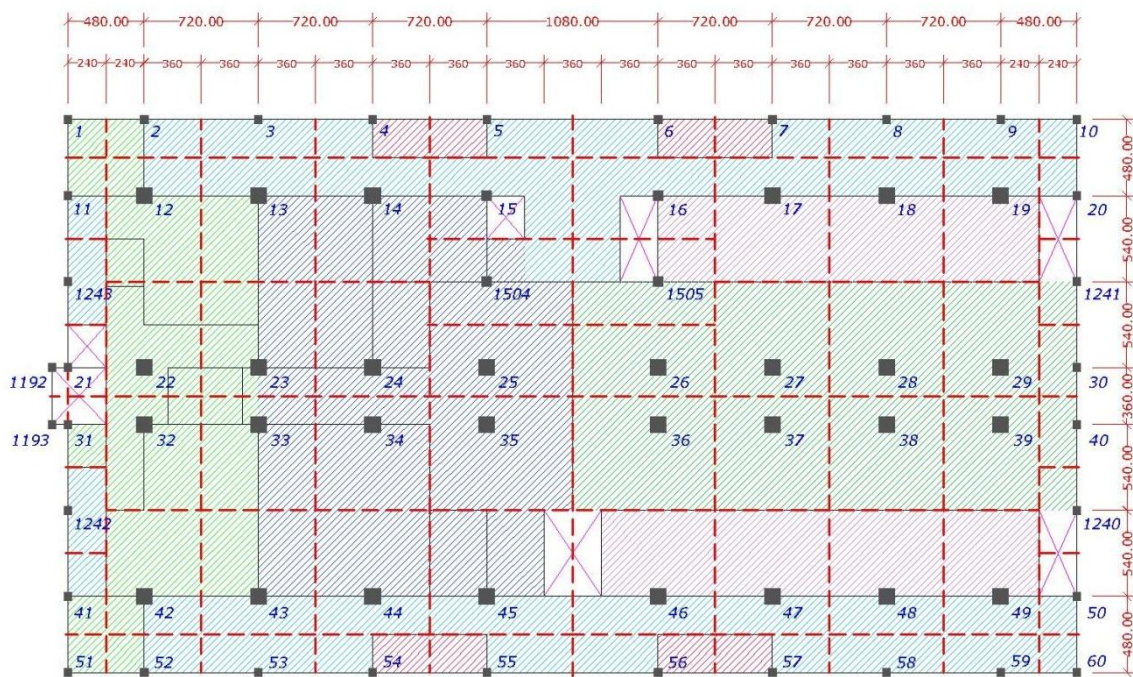
Gambar 4.17 Tributary area kolom untuk beban balok pada lantai 8 hingga lantai 11



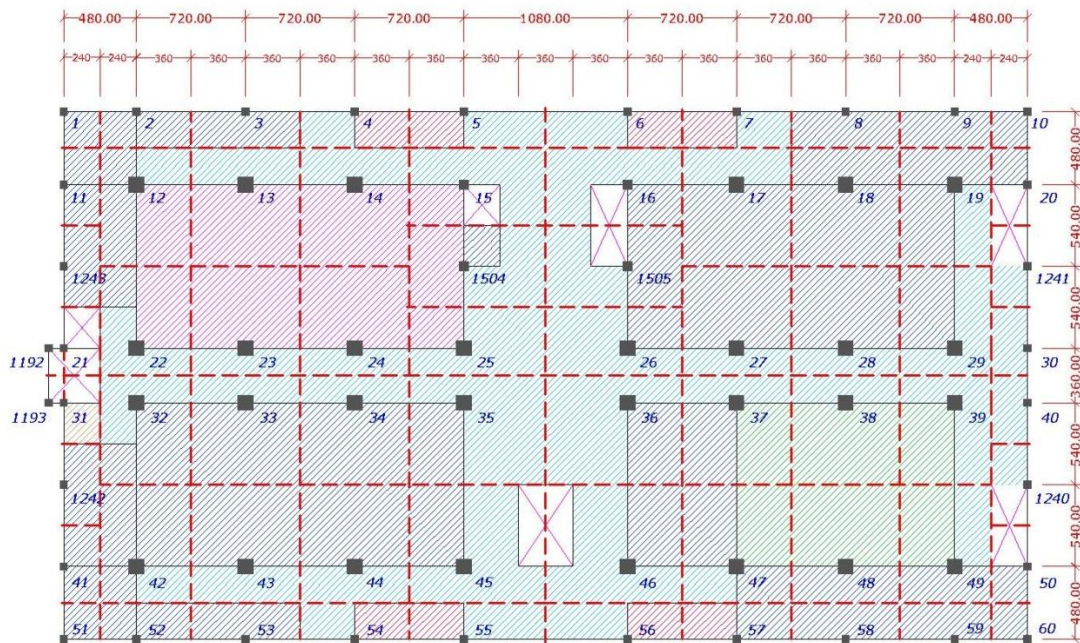
Gambar 4.18 Tributary area kolom untuk beban balok pada lantai 12



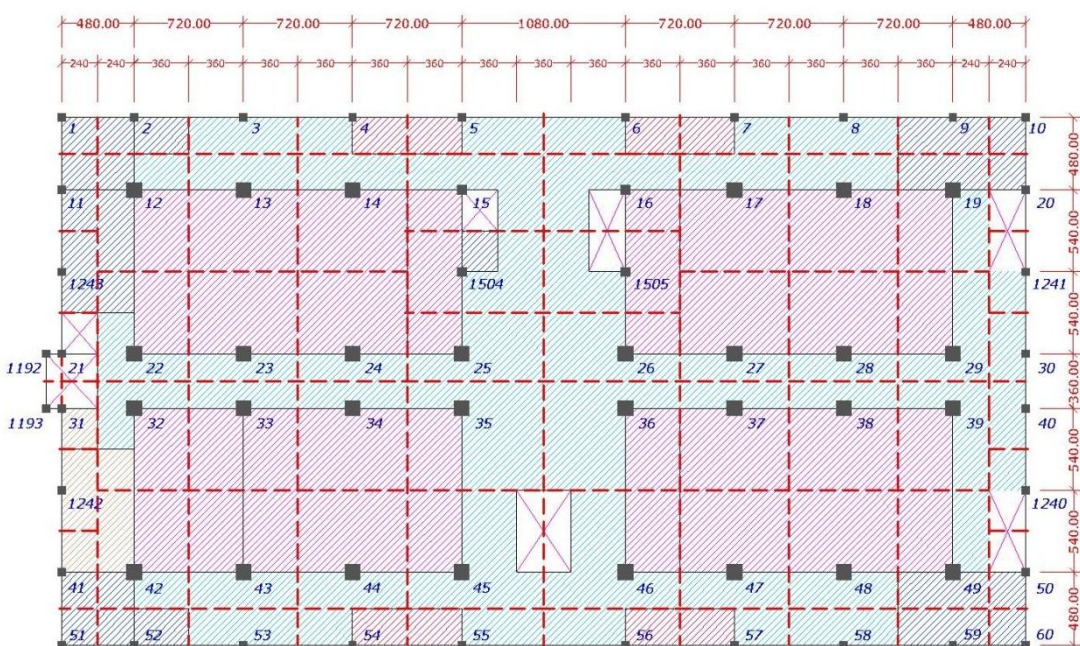
Gambar 4.19 Tributary area kolom untuk beban balok atap



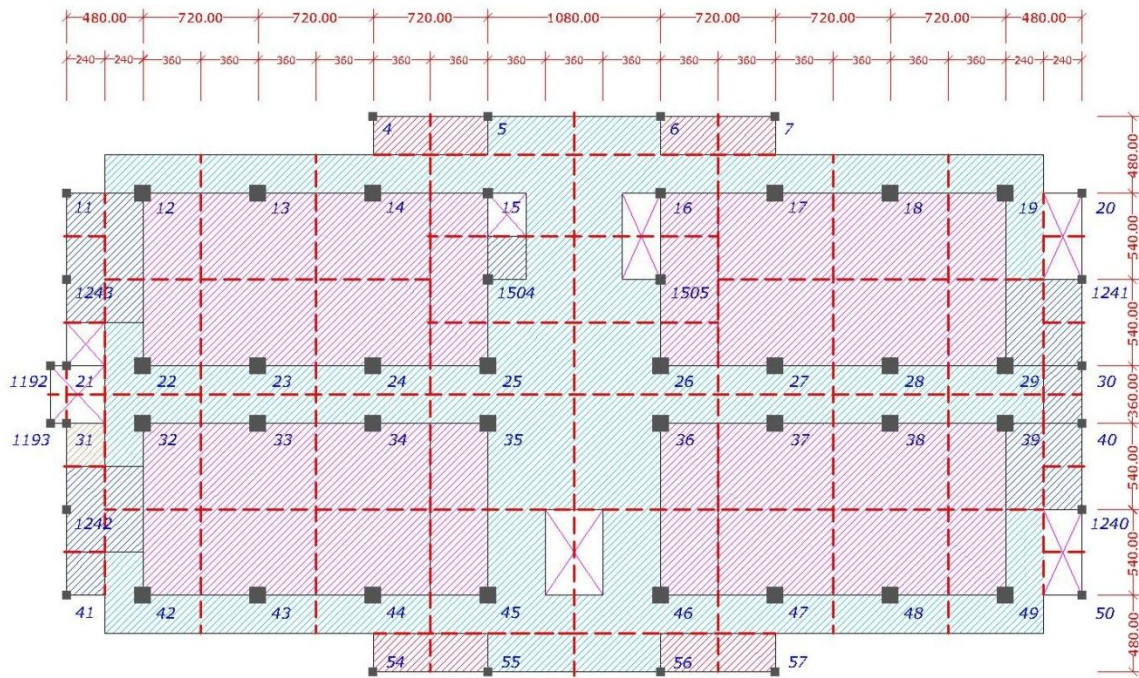
Gambar 4.20 Tributary area kolom untuk beban pelat, dinding dan beban hidup pada lantai dasar



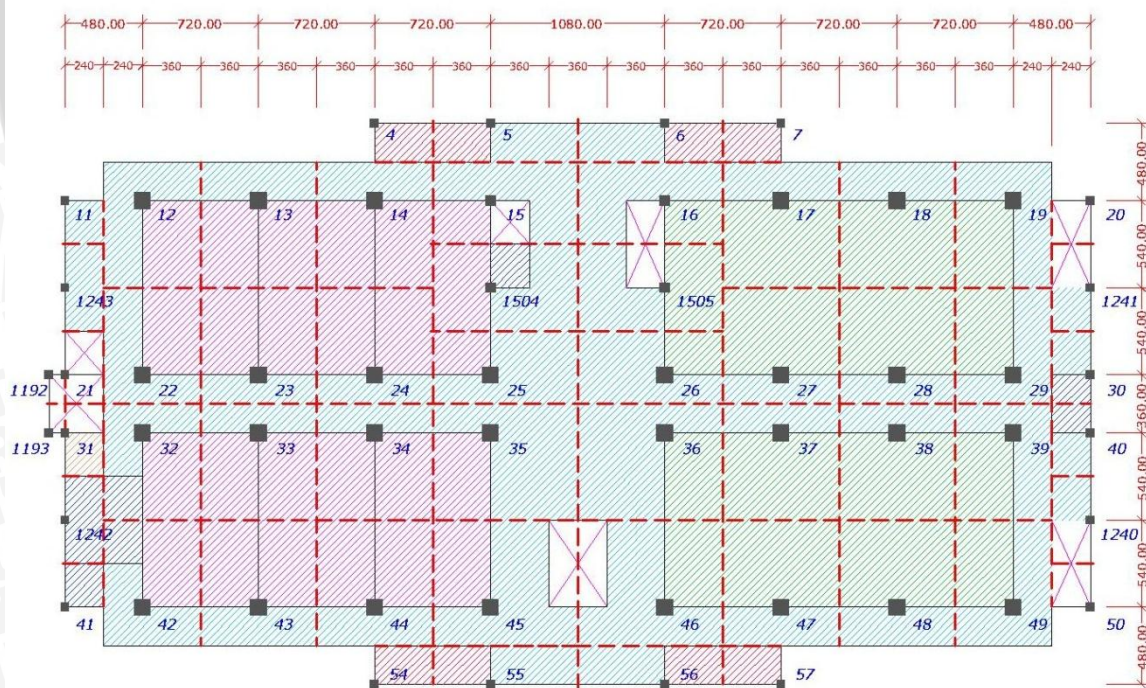
Gambar 4.21 Tributary area kolom untuk beban pelat, dinding dan beban hidup pada lantai 1



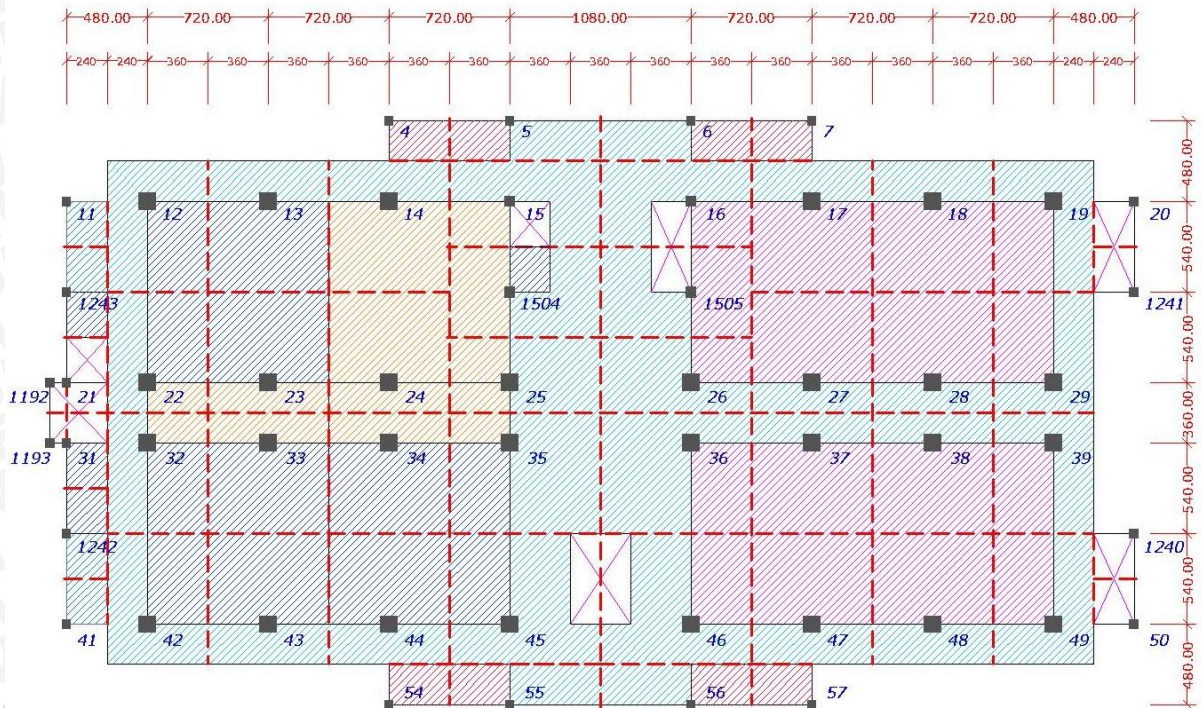
Gambar 4.22 Tributary area kolom untuk beban pelat, dinding dan beban hidup pada lantai 2



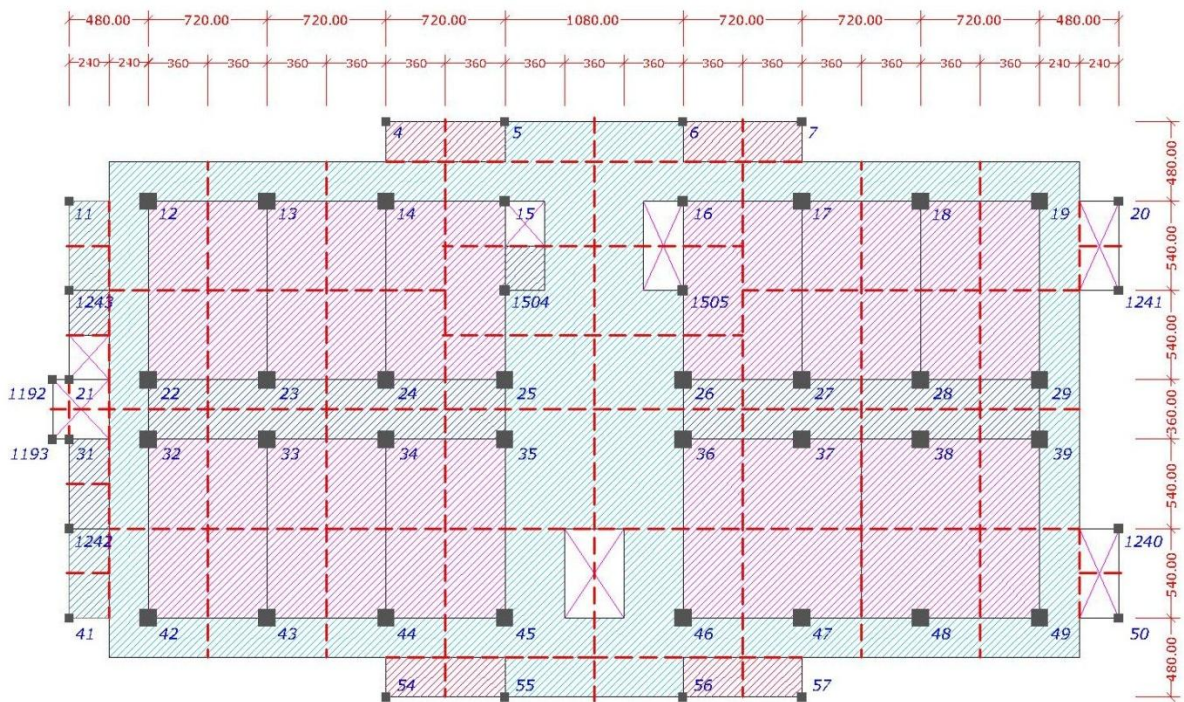
Gambar 4.23 Tributary area kolom untuk beban pelat, dinding dan beban hidup pada lantai 3 hingga lantai 6



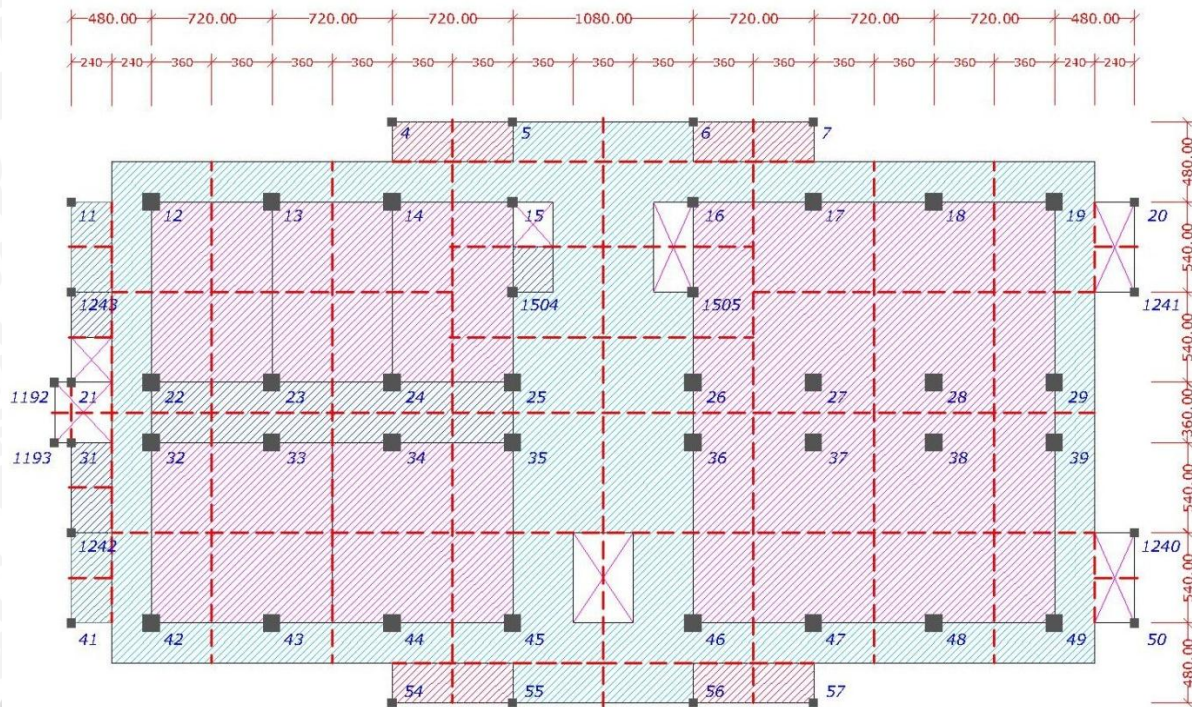
Gambar 4.24 Tributary area kolom untuk beban pelat, dinding dan beban hidup pada lantai 7



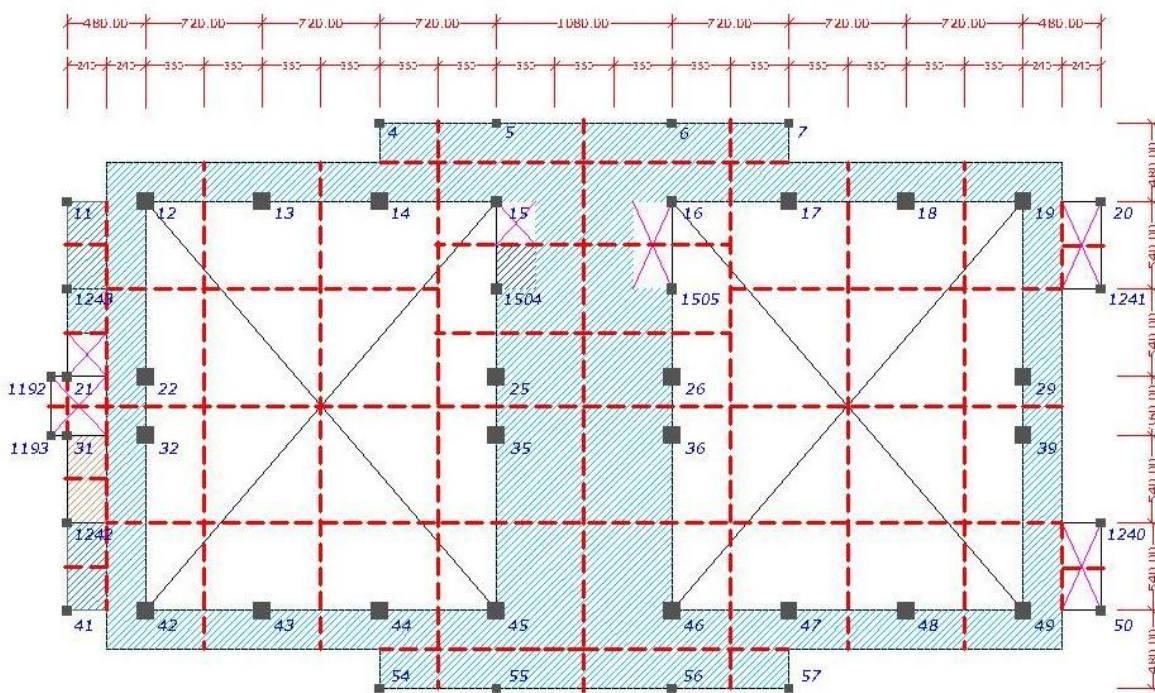
Gambar 4.25 Tributary area kolom untuk beban pelat, dinding dan beban hidup pada lantai 8



Gambar 4.26 Tributary area kolom untuk beban pelat, dinding dan beban hidup pada lantai 9 dan lantai 10



Gambar 4.27 Tributary area kolom untuk beban pelat, dinding dan beban hidup pada lantai 11



Gambar 4.28 Tributary area kolom untuk beban pelat, dinding dan beban hidup pada lantai 12

KETERANGAN:

-  Ruang Kuliah
-  Ruang Rapat/Pertemuan
-  Ruang Alat/Mesin
-  Ruang Pelengkap
-  Food Court
-  Perpustakaan
-  Gudang
-  Kamar Mandi/WC
-  Lorong/gang
-  Balkon

Gambar 4.29 Keterangan penyebaran beban hidup pelat untuk lantai 1 hingga lantai 12

Perhitungan pembebanan pada tiap-tiap kolom dengan metode *tributary area* tercantum dalam lampiran dengan hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.5. Rekapitulasi jumlah beban pada tiap lantai tercantum dalam tabel 4.4.

Tabel 4.4 Rekapitulasi jumlah beban tiap lantai

Level	Beban Mati (DL) (kg)	Beban Hidup (LL) (kg)	Beban Gravitasi Total (DL + LL) (kg)
Atap	229360.81	153956.94	383317.75
12	949637.86	246996.00	1196633.86
11	2096360.06	512454.00	2608814.06
10	2268677.84	518241.00	2786918.84
9	2268677.84	518241.00	2786918.84
8	2211077.84	550641.00	2761718.84
7	2249342.66	600105.00	2849447.66
6	2272690.16	530769.00	2803459.16
5	2272690.16	530769.00	2803459.16
4	2327410.16	530769.00	2858179.16
3	2327410.16	530769.00	2858179.16
2	2457801.68	601477.32	3059279.00
1	2466277.28	612925.32	3079202.60
0	2728627.78	681586.32	3410214.10
Semi-basement	490649.28	4266.00	494915.28
Total			36740657.47
Pondasi Rakit	9127008.00	980352.00	10107360.00
Total Beban Struktur			46848017.47

Tabel 4.5 Rekapitulasi hasil perhitungan beban kerja pada kolom

Kolom	Beban Mati (<i>DL</i>) (kg)	Beban Hidup (<i>LL</i>) (kg)	Total Beban (<i>DL+LL</i>) (kg)
1	34148.16	5184.00	39332.16
2	67836.00	12384.00	80220.00
3	71863.68	14688.00	86551.68
4	244311.48	36288.00	280599.48
5	433460.70	79056.00	512516.70
6	433460.70	79056.00	512516.70
7	244311.48	36288.00	280599.48
8	68263.68	14688.00	82951.68
9	57012.00	11520.00	68532.00
10	34148.16	4608.00	38756.16
11	158195.57	28188.00	186383.57
12	768489.62	171269.42	939759.04
13	796007.45	192869.42	988876.87
14	790112.45	195785.42	985897.87
15	491968.37	140705.42	632673.79
16	491968.37	140705.42	632673.79
17	782060.45	195785.42	977845.87
18	775457.45	194921.42	970378.87
19	813414.29	190151.42	1003565.71
20	207289.83	23058.00	230347.83
21	175217.50	0.00	175217.50
22	640252.01	157985.42	798237.43
23	648804.66	165888.00	814692.66
24	658929.66	167832.00	826761.66
25	563598.65	152126.42	715725.07
26	556511.15	158201.42	714712.57
27	626012.16	174312.00	800324.16
28	612512.16	174312.00	786824.16
29	668842.01	162197.42	831039.43
30	128745.30	24624.00	153369.30
31	204520.41	29808.00	234328.41
32	652893.26	158633.42	811526.68
33	645963.81	165888.00	811851.81
34	641532.21	162000.00	803532.21

Kolom	Beban Mati (<i>DL</i>) (kg)	Beban Hidup (<i>LL</i>) (kg)	Total Beban (<i>DL+LL</i>) (kg)
35	798326.21	236609.42	1034935.63
36	793751.21	236933.42	1030684.63
37	626012.16	177228.00	803240.16
38	607112.16	180144.00	787256.16
39	668410.01	165113.42	833523.43
40	126265.80	24624.00	150889.80
41	170945.57	28836.00	199781.57
42	773064.62	174185.42	947250.04
43	793357.85	192869.42	986227.27
44	769756.25	189953.42	959709.67
45	1027189.73	247377.92	1274567.65
46	1022014.73	251265.92	1273280.65
47	783260.45	202157.42	985417.87
48	768857.45	200753.42	969610.87
49	806664.29	193139.42	999803.71
50	205602.33	23058.00	228660.33
51	34148.16	5184.00	39332.16
52	68412.00	12096.00	80508.00
53	71863.68	14688.00	86551.68
54	245886.48	36288.00	282174.48
55	433460.70	79056.00	512516.70
56	433460.70	79056.00	512516.70
57	244686.48	35424.00	280110.48
58	67063.68	14688.00	81751.68
59	57012.00	11520.00	68532.00
60	34148.16	4608.00	38756.16
1193	52687.00	0.00	52687.00
1194	52687.00	0.00	52687.00
1240	164099.73	14904.00	179003.73
1241	164099.73	14904.00	179003.73
1242	235440.44	46656.00	282096.44
1243	234240.44	45360.00	279600.44
1504	512805.77	176669.42	689475.19
1505	479780.99	158525.42	638306.41

4.4.2 Analisa Beban Lateral (Gempa)

Struktur pada dasarnya diperiksa terhadap dua hal, yaitu kekuatan struktur menahan gaya vertikal dan kestabilan struktur terhadap gaya lateral. Beban lateral umumnya terdiri dari beban gempa dan beban angin, namun beban gempa akan lebih dominan karena beban gempa lebih besar daripada beban angin. Pada gedung bertingkat banyak, terutama gedung dengan portal beton bertulang, beban angin akan bertambah besar sejalan dengan semakin tingginya suatu struktur, namun beban gempa yang terjadi juga akan semakin besar disebabkan semakin bertambah berat suatu struktur. Dengan demikian, kestabilan lateral struktur gedung akan diperiksa dengan menggunakan beban gempa sebagai beban lateral.

Analisis struktur terhadap beban gempa mengacu pada SNI 03-1726-2002 tentang Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung. Beban gempa akan dihitung menggunakan metode analisa statik ekuivalen. Metode analisa statik ekuivalen dapat digunakan apabila gedung memiliki struktur yang beraturan, dengan salah satu ketentuannya yaitu tinggi gedung tidak lebih dari 40 m. Gedung yang akan dianalisa memiliki tinggi lebih dari 50 m sehingga seharusnya dianalisa menggunakan analisa dinamik. Namun, beban gempa hanya akan digunakan untuk mengetahui stabilitas lateral struktur dan tidak mempengaruhi desain dari struktur gedung sehingga dilakukan pendekatan dengan menggunakan metode analisa statik ekuivalen.

Besarnya beban gempa nominal pada struktur bangunan dihitung dengan rumus:

$$V = \frac{W C I}{R}$$

Dimana:

V = Beban gempa

W = Berat struktur gedung, meliputi beban mati dan beban hidup

I = Faktor keutamaan struktur

R = Faktor reduksi gempa

C = Koefisien respon gempa

4.4.2.1 Faktor Keutamaan Struktur (I)

Dari Tabel 1 SNI 03-1726-2002 mengenai Faktor Keutamaan I untuk Berbagai Kategori Gedung dan Bangunan, besarnya faktor keutamaan untuk gedung umum seperti perkantoran adalah 1.0.

4.4.2.2 Faktor Reduksi Gempa (R)

Dari Tabel 3 SNI 03-1726-2002 mengenai Faktor Daktilitas Maksimum, Faktor Reduksi Gempa Maksimum, Faktor Tahanan Lebih Struktur dan Faktor Tahanan Lebih Total Beberapa Jenis Sistem dan Subsistem Struktur Gedung, untuk sistem rangka gedung dengan dinding geser beton bertulang didapat nilai faktor reduksi gempa (R) sebesar 5.5.

4.4.2.3 Penentuan Jenis Tanah dan Zona Wilayah Gempa

Pada SNI 03-1726-2002 jenis tanah dibedakan menjadi tanah keras, tanah sedang dan tanah lunak untuk lapisan tanah setebal maksimum 30 m dihitung dari permukaan tanah seperti terlihat pada tabel 4.6.

Tabel 4.6 Hubungan antara nilai N SPT dengan jenis tanah

Jenis Tanah	Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata, \bar{v}_s (m/det)	Nilai hasil Test Penetrasi Standar rata-rata, \bar{N}	Kuat geser niralir rata-rata, \bar{S}_u (kPa)
Tanah Keras	$\bar{v}_s \geq 350$	$\bar{N} \geq 50$	$\bar{S}_s \geq 100$
Tanah Sedang	$175 \leq \bar{v}_s < 350$	$15 \leq \bar{N} < 50$	$50 \leq \bar{S}_s < 100$
Tanah Lunak	$\bar{v}_s \geq 175$	$\bar{N} \geq 15$	$\bar{S}_s \geq 50$
	atau, setiap profil dengan tanah lunak yang tebal total lebih dari 3 m dengan $PI > 20$, $\omega_n \geq 40\%$, $S_u < 25$ kPa		
Tanah Khusus	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi		

Rumus Nilai hasil test penetrasi standar rata-rata (\bar{N}) adalah,

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i / N_i}$$

Dimana:

t_i = tebal lapisan ke-1

N_i = nilai hasil test penetrasi standar lapisan tanah ke-1

m = jumlah lapisan tanah yang ditinjau

Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.7.

Tabel 4.7 Perhitungan nilai rerata N SPT

Lapis ke-	Kedalaman (m)	Tebal (T) (m)	N SPT	t/N
1	1.50 - 3.00	1.50	6	0.250
2	3.00 - 4.50	1.50	14	0.107
3	4.50 - 6.00	1.50	15	0.100
4	6.00 - 7.50	1.50	14	0.107
5	7.50 - 9.00	1.50	32	0.047
6	9.00 - 10.50	1.50	59	0.025
7	10.50 - 12.00	1.50	20	0.075
8	12.00 - 13.50	1.50	22	0.068
9	13.50 - 21.00	7.50	60	0.125
10	21.00 - 22.50	1.50	58	0.026
11	22.50 - 24.00	1.50	60	0.025
12	24.00 - 25.50	1.50	57	0.026
13	25.50 - 27.00	1.50	62	0.024
14	27.00 - 28.50	1.50	58	0.026
15	28.50 - 30.00	1.50	62	0.024
Jumlah		28.50		1.056

$$\bar{N} = \frac{28.50}{1.056} = 26.98$$

Maka mengacu pada tabel 4.6, jenis tanah di bawah bangunan merupakan tanah sedang. Berdasarkan Peta Wilayah Gempa Indonesia (SNI 03-1726-2002, Gambar 1), gedung diasumsikan berlokasi di wilayah gempa 4 dari zona gempa Indonesia.

4.4.2.4 Penentuan Waktu Getar Alami Struktur (T)

Pada Juwana (2005) disebutkan untuk gedung dengan portal beton, waktu getar alami struktur dihitung dengan persamaan,

$$T = 0.06 H^{0.75}$$

Dengan H adalah tinggi bangunan dihitung dari titik penjepitan lateral, maka:

$$T = 0.06 (53.95)^{0.75} = 2.43 \text{ detik.}$$

Disebutkan dalam SNI 03-1726-2002, untuk mencegah penggunaan struktur yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental T_1 dari struktur gedung harus dibatasi. Persamaan yang digunakan,

$$T_1 < \zeta n$$

Nilai ζ didapat dari Tabel 8 SNI 03-1726-2002 mengenai Koefisien yang Membatasi Waktu Getar Alami Fundamental Struktur Gedung. Untuk wilayah gempa 4 nilai ζ didapat 0.17. Variabel n merupakan jumlah tingkat dari struktur gedung, yaitu $n=12$. Maka:

$$T_1 = 0.17 \times 12 = 2.04 \text{ detik} < 2.34 \text{ detik}$$

Dipakai nilai $T = 2.04$ detik.

4.4.2.5 Penentuan Koefisien Gempa (C)

Berdasarkan grafik respon spektrum gempa rencana (SNI 03-1726-2002, Gambar 2), pada wilayah gempa 4 dengan kondisi tanah sedang, koefisien gempa C dapat didekati dengan persamaan,

$$C = \frac{0.42}{T} = \frac{0.42}{2.04} = 0.206$$

Dengan demikian, diperoleh beban gempa nominal,

$$V = \frac{W C I}{R} = \frac{46848017.47 \times 0.206 \times 1.0}{5.5} = 1753669.11 \text{ kg}$$

Beban gempa nominal (V) harus didistribusikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban gempa nominal statik ekuivalen F_i yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke- i menurut persamaan:

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n (W_i z_i)}$$

Dimana:

W_i = berat lantai tingkat ke- i

z_i = ketinggian lantai tingkat ke- i dari titik penjepitan lateral

n = jumlah lantai tingkat

Beban gempa bekerja pada titik pusat massa gedung atau pada titik pusat resultan dari beban gempa. Titik resultan beban gempa dihitung dengan persamaan:

$$z = \frac{\sum_{i=1}^n (F_i z_i)}{V}$$

Tabel 4.8 Perhitungan beban gempa tiap lantai

Level	zi (m)	Wi (kg)	Wi x Zi	Fi (kg)
Atap	55.95	383317.75	21446628.39	38001.23
12	53	1196633.86	63421594.32	112376.57
11	49	2608814.06	127831888.94	226505.02
10	45	2786918.84	125411347.80	222216.07
9	41	2786918.84	114263672.44	202463.53
8	37	2761718.84	102183597.08	181058.88
7	33	2849447.66	94031772.78	166614.68
6	29	2803459.16	81300315.64	144055.84
5	25	2803459.16	70086479.00	124186.07
4	21	2858179.16	60021762.36	106352.42
3	17	2858179.16	48589045.72	86094.82
2	13	3059279.00	39770627.00	70469.48
1	9	3079202.60	27712823.40	49104.29
0	4	3410214.10	13640856.40	24170.20
Jumlah			989712411.26	

Tabel 4.9 Perhitungan titik resultan gempa

Level	zi (m)	Fi (kg)	Fi x Zi
Atap	55.95	38001.23	2126168.85
12	53	112376.57	5955958.44
11	49	226505.02	11098746.20
10	45	222216.07	9999723.30
9	41	202463.53	8301004.88
8	37	181058.88	6699178.42
7	33	166614.68	5498284.37
6	29	144055.84	4177619.33
5	25	124186.07	3104651.70
4	21	106352.42	2233400.82
3	17	86094.82	1463611.88
2	13	70469.48	916103.25
1	9	49104.29	441938.58
0	4	24170.20	96680.81
Jumlah		1753669.10	62113070.84

$$z = \frac{\sum_{i=1}^n (F_i z_i)}{V} = \frac{62113070.84}{1753669.10} = 35.42 \text{ m}$$

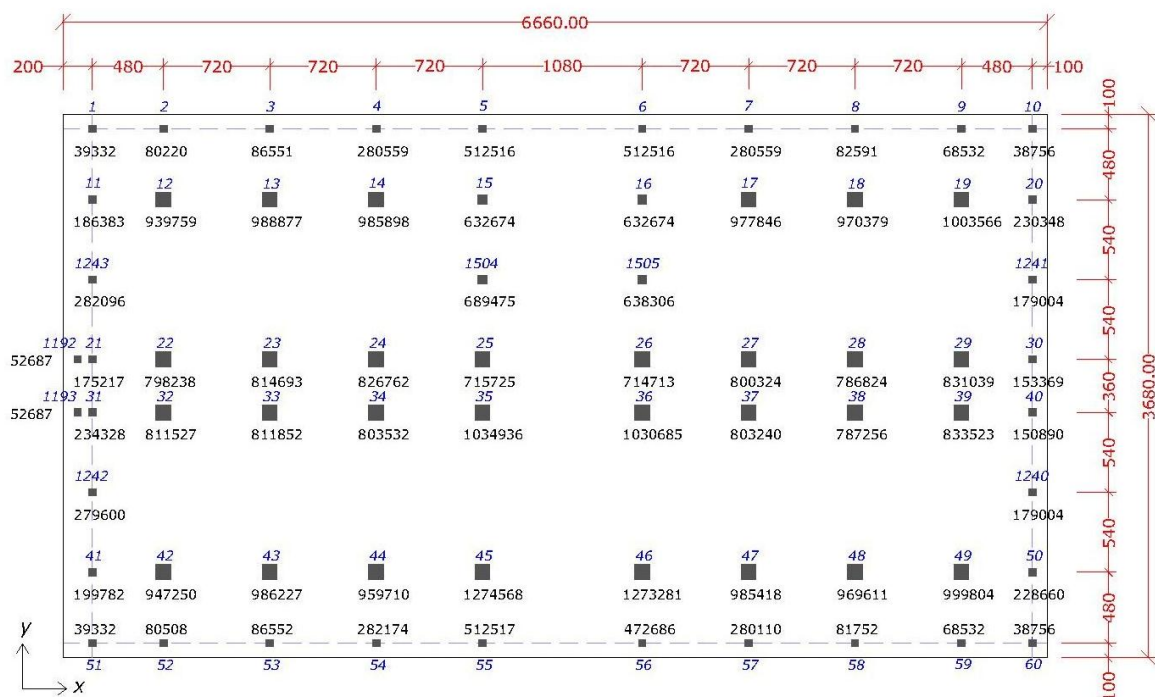
Maka resultan gempa terletak pada ketinggian 35.42 m dari titik penjepitan lateral.

4.5 Perhitungan Titik Berat Beban dan Titik Berat Penampang Pondasi Rakit

Titik berat beban atau pusat beban gedung merupakan suatu titik tempat berpusatnya beban dari gedung tersebut. Perhitungan titik berat beban dan titik berat penampang diperlukan untuk menentukan eksentrisitas beban pada pondasi rakit, dimana eksentrisitas akan terjadi apabila pusat beban letaknya tidak satu titik dengan pusat pondasi (*centroid*).

4.5.1 Perhitungan Titik Berat Beban

Pada struktur gedung yang dianalisa, titik berat beban gedung dihitung dengan menggunakan acuan yaitu beban kerja tiap-tiap kolom yang ditumpu langsung oleh pondasi rakit. Gambar 4.30 menunjukkan rekapitulasi beban kerja yang ditumpu oleh pondasi rakit.



Gambar 4.30 Beban kerja tiap kolom pada pondasi rakit

Persamaan yang digunakan untuk menentukan titik berat beban bangunan adalah:

Untuk sumbu x,

$$x = \frac{\sum_{i=1}^n (W_i x_i)}{\sum_{i=1}^n W_i}$$

Untuk sumbu y,

$$y = \frac{\sum_{i=1}^n (W_i y_i)}{\sum_{i=1}^n W_i}$$

Dimana:

W_i = beban kerja kolom ke-i

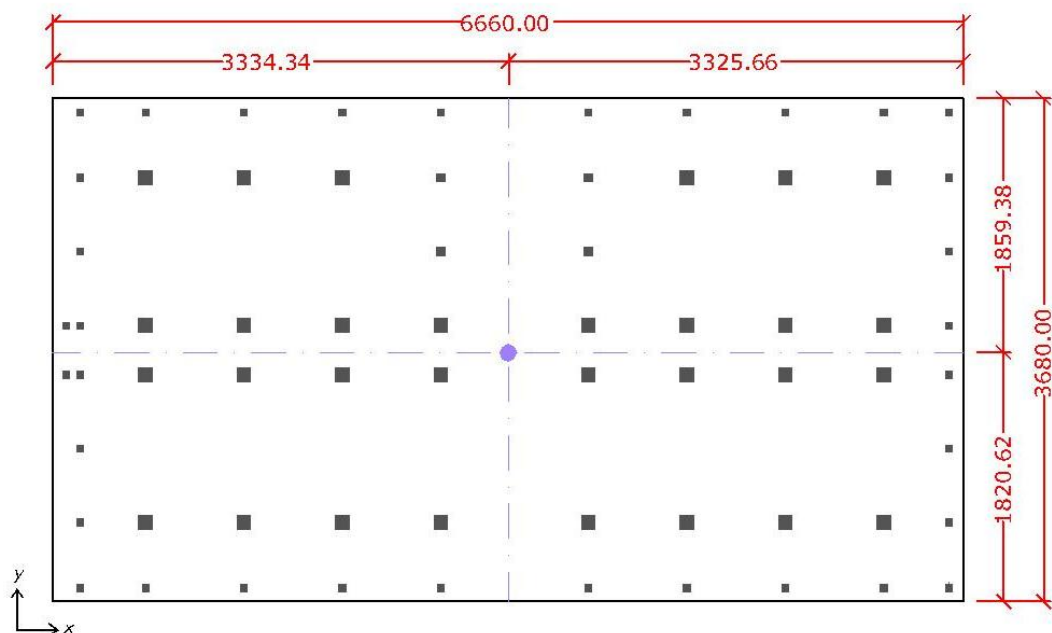
x_i = jarak kolom ke-i dengan sumbu pondasi rakit pada arah x

y_i = jarak kolom ke-i dengan sumbu pondasi rakit pada arah y

Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.10, sehingga didapat:

$$x = \frac{122113785322.63}{36609571.63} = 3334.34 \text{ cm} = 33.34 \text{ m}$$

$$y = \frac{66584596882.80}{36609571.63} = 1820.62 \text{ cm} = 18.21 \text{ m}$$



Gambar 4.31 Titik berat beban gedung pada pondasi rakit

Tabel 4.10 Perhitungan titik berat beban gedung

Kolom	Wi (kg)	xi (cm)	yi (cm)	Wi xi	Wi yi
1	39332.16	200	3580	7866432.00	140809132.80
2	80220.00	680	3580	54549600.00	287187600.00
3	86551.68	1400	3580	121172352.00	309855014.40
4	280599.48	2120	3580	594870897.60	1004546138.40
5	512516.70	2840	3580	1455547428.00	1834809786.00
6	512516.70	3920	3580	2009065464.00	1834809786.00
7	280599.48	4640	3580	1301981587.20	1004546138.40
8	82951.68	5360	3580	444621004.80	296967014.40
9	68532.00	6080	3580	416674560.00	245344560.00
10	38756.16	6560	3580	254240409.60	138747052.80
11	186383.57	200	3100	37276713.00	577789051.50
12	939759.04	680	3100	639036145.50	2913253016.24
13	988876.87	1400	3100	1384427614.50	3065518289.24
14	985897.87	2120	3100	2090103479.10	3056283389.24
15	632673.79	2840	3100	1796793556.49	1961288741.24
16	632673.79	3920	3100	2480081246.99	1961288741.24
17	977845.87	4640	3100	4537204825.19	3031322189.24
18	970378.87	5360	3100	5201230729.79	3008174489.24
19	1003565.71	6080	3100	6101679501.59	3111053693.24
20	230347.83	6560	3100	1511081764.80	714078273.00
21	175217.50	200	2020	35043500.00	353939350.00
22	798237.43	680	2020	542801450.70	1612439603.55
23	814692.66	1400	2020	1140569724.00	1645679173.20
24	826761.66	2120	2020	1752734719.20	1670058553.20
25	715725.07	2840	2020	2032659191.69	1445764636.35
26	714712.57	3920	2020	2801673264.59	1443719386.35
27	800324.16	4640	2020	3713504102.40	1616654803.20
28	786824.16	5360	2020	4217377497.60	1589384803.20
29	831039.43	6080	2020	5052719719.19	1678699643.55
30	153369.30	6560	2020	1006102608.00	309805986.00
31	234328.41	200	1660	46865681.00	388985152.30
32	811526.68	680	1660	551838140.70	1347134284.65
33	811851.81	1400	1660	1136592534.00	1347674004.60
34	803532.21	2120	1660	1703488285.20	1333863468.60
35	1034935.63	2840	1660	2939217182.09	1717993141.65

Kolom	Wi (kg)	xi (cm)	yi (cm)	Wi xi	Wi yi
36	1030684.63	3920	1660	4040283739.79	1710936481.65
37	803240.16	4640	1660	3727034342.40	1333378665.60
38	787256.16	5360	1660	4219693017.60	1306845225.60
39	833523.43	6080	1660	5067822439.19	1383648889.65
40	150889.80	6560	1660	989837088.00	250477068.00
41	199781.57	200	580	39956313.00	115873307.70
42	947250.04	680	580	644130025.50	549405021.75
43	986227.27	1400	580	1380718174.50	572011815.15
44	959709.67	2120	580	2034584495.10	556631607.15
45	1274567.65	2840	580	3619772118.89	739249235.55
46	1273280.65	3920	580	4991260138.19	738502775.55
47	985417.87	4640	580	4572338905.19	571542363.15
48	969610.87	5360	580	5197114249.79	562374303.15
49	999803.71	6080	580	6078806541.59	579886150.35
50	228660.33	6560	580	1500011764.80	132622991.40
51	39332.16	200	100	7866432.00	3933216.00
52	80508.00	680	100	54745440.00	8050800.00
53	86551.68	1400	100	121172352.00	8655168.00
54	282174.48	2120	100	598209897.60	28217448.00
55	512516.70	2840	100	1455547428.00	51251670.00
56	512516.70	3920	100	2009065464.00	51251670.00
57	280110.48	4640	100	1299712627.20	28011048.00
58	81751.68	5360	100	438189004.80	8175168.00
59	68532.00	6080	100	416674560.00	6853200.00
60	38756.16	6560	100	254240409.60	3875616.00
1192	52687.00	100	2020	5268700.00	106427740.00
1193	52687.00	100	1660	5268700.00	87460420.00
1240	179003.73	6560	1120	1174264468.80	200484177.60
1241	179003.73	6560	2560	1174264468.80	458249548.80
1242	282096.44	200	1120	56419287.00	315948007.20
1243	279600.44	200	2560	55920087.00	715777113.60
1504	689475.19	2840	2560	1958109532.49	1765056479.99
1505	638306.41	2840	2560	1812790197.29	1634064403.19
Jumlah				122113785322.63	66584596882.80

4.5.2 Perhitungan Titik Berat Penampang Pondasi Rakit

Titik berat penampang merupakan titik dimana penampang akan memiliki luasan yang sama ke arah sumbu x dan y. Penampang pondasi rakit berupa penampang persegi panjang yang simetris sehingga titik berat penampang pasti berada di tengah penampang.

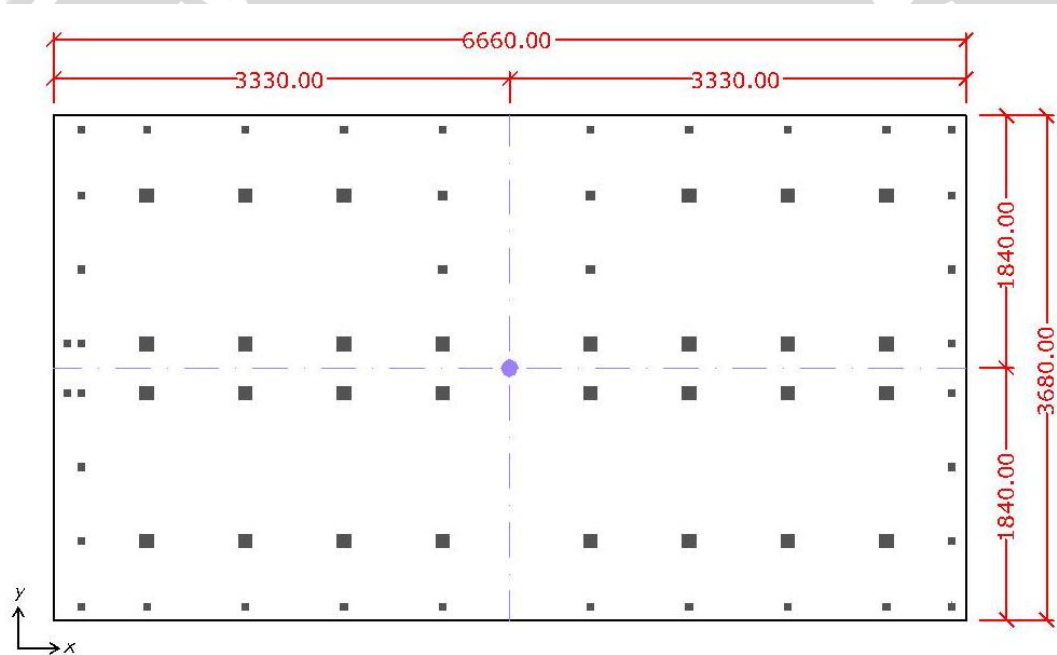
Titik berat penampang pondasi,

Untuk sumbu x,

$$x = \frac{L}{2} = \frac{66.6}{2} = 33.3 \text{ m}$$

Untuk sumbu y,

$$y = \frac{B}{2} = \frac{36.8}{2} = 18.4 \text{ m}$$



Gambar 4.32 Titik berat penampang pondasi rakit

4.6 Analisa Stabilitas Bangunan

Salah satu aspek yang penting pada bangunan tinggi adalah stabilitas bangunan. Bangunan tinggi perlu diuji stabilitasnya, terutama terhadap beban lateral yaitu gempa bumi. Stabilitas bangunan tinggi didapat dengan memeriksa stabilitas struktur terhadap guling dan geser.

4.6.1 Analisa Stabilitas Guling

Stabilitas guling akan diperoleh bila syarat keamanan terpenuhi, yaitu apabila:

$$\frac{M_G}{M_E} \geq 1.5$$

Dimana:

M_E = momen penyebab guling

M_G = momen penahan guling

Momen penahan guling dihitung dengan persamaan:

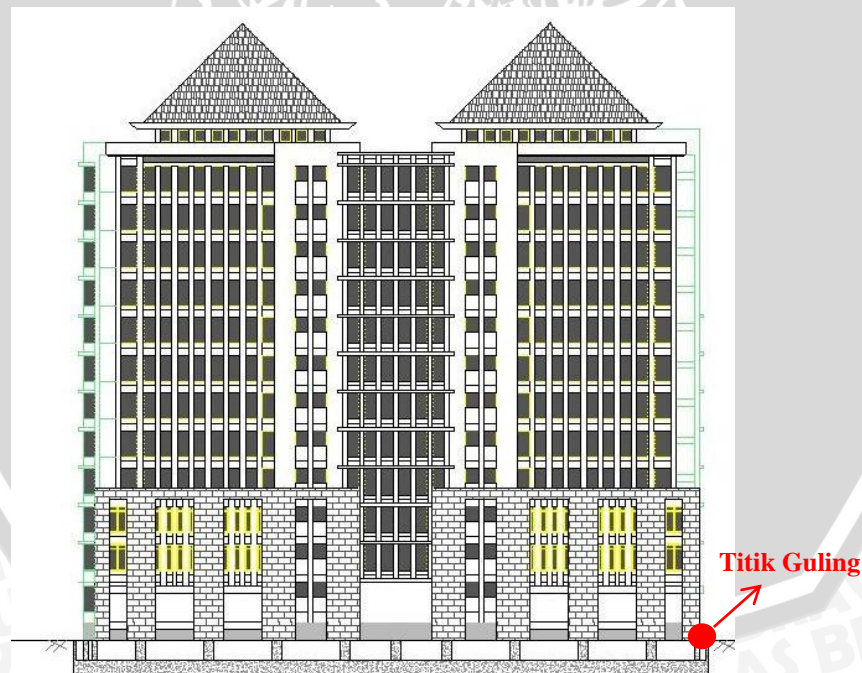
$$M_G = WG \times d$$

Dimana:

WG = berat sendiri bangunan

d = jarak dari titik berat beban bangunan ke titik guling

Titik guling diasumsikan terdapat pada bagian kanan dari dasar gedung. Titik guling struktur dapat dilihat pada gambar 4.33.



Gambar 4.33 Letak titik guling pada struktur gedung

Perhitungan momen penahan guling:

$$M_G = WG \times d = 36740657.47 \times (66.6 - 33.34) = 1221994267.45 \text{ kgm}$$

Perhitungan momen penyebab guling:

$$M_E = HE \times h$$

Dimana:

HE = beban gempa

h = tinggi resultan beban gempa dari titik penjepitan lateral

Maka:

$$M_E = HE \times h = 1753669.11 \times 35.42 = 62113070.84 \text{ kgm}$$

Sehingga didapat faktor keamanan:

$$\frac{M_G}{M_E} = \frac{1221994267.45}{62113070.84} = 19.67 > 1.5$$

Dengan demikian dapat disimpulkan truktur gedung aman terhadap guling.

4.6.2 Analisa Stabilitas Geser

Stabilitas geser suatu struktur gedung berhubungan dengan besarnya gaya gesek antara bagian dasar struktur gedung dengan lapisan tanah. Parameter tanah yang digunakan adalah kohesifitas (c) dan sudut gesek (ϕ) pada lapisan tanah yang menumpu struktur gedung. Pondasi rakit terletak sejauh 3.5 m dari permulaan tanah, maka parameter tanah yang digunakan adalah pada kedalaman 3.5 m. Dengan demikian dari tabel nilai berbagai parameter tanah didapat:

$$c = 0.19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 5.94^\circ$$

Sama seperti stabilitas guling, stabilitas geser akan didapat apabila persyaratan keamanan terpenuhi, yaitu:

$$FS = \frac{\sum FR}{\sum FD} \geq 2$$

Dimana:

FR = gaya penahan geser

FD = gaya penyebab geser = beban gempa = 1753669.11 kg

Gaya penyebab geser merupakan gaya gempa nominal yang terjadi pada struktur gedung. Gaya penahan geser dihitung dengan persamaan:

$$FR = c A + \sum V' \tan \phi$$

Dimana:

c = kohesi pada permukaan geser (*sliding surface*)

A = luas area permukaan geser

ϕ = sudut gesek tanah

V' = beban vertikal efektif = 46848017.47 kg

Luas area permukaan geser sama dengan luas pondasi rakit yaitu:

$$A = B \times L = 66.6 \times 36.8 = 2450.88 \text{ m}$$

Dengan demikian didapat:

$$FR = c A + \sum V' \tan \phi$$

$$FR = 0.19 \times 10^4 (2450.88) + 46848017.47 (\tan 5.94)$$

$$FR = 9531001.41 \text{ kg}$$

Perhitungan faktor keamanan:

$$FS = \frac{9531001.41}{1753669.11} = 5.43 > 2$$

Dengan demikian dapat disimpulkan struktur gedung aman terhadap geser.

4.7 Analisa Kuat Geser Dua Arah (Geser Pons)

Pondasi rakit bekerja ke arah x dan y sehingga perhitungan kuat geser dua arah atau kuat geser pons harus dipertimbangkan. Gaya geser dua arah akan menyebabkan kolom cenderung untuk mendesak melubangi pelat pondasi rakit yang mengakibatkan timbulnya tegangan di sepanjang keliling kolom. Analisa kuat geser dua arah digunakan untuk menentukan tebal yang diperlukan oleh pondasi rakit sehingga tegangan yang terjadi tidak melebihi kapasitas beton pondasi.

Kuat geser dua arah diperiksa terhadap tiap kolom. Dari keseluruhan kolom pondasi rakit dipilih kolom-kolom pada daerah pinggir, pojok dan tengah pondasi yang memiliki beban paling besar.

Data perencanaan pondasi rakit,

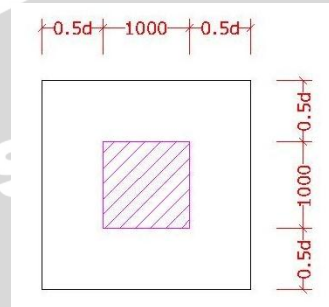
Tebal pondasi rakit = 1500 mm

Tebal selimut beton = 75 mm (SNI 03-2847-2002 Bab 9.7)

Tebal efektif pondasi = $d = 1500 - 75 = 1425$ mm

Mutu beton = $f'c = 40$ MPa

4.7.1 Kuat Geser Pons pada Kolom Tengah (100 x 100cm)



Gambar 4.34 Keliling penampang kritis kolom tengah 100 x 100 cm (ukuran dalam mm)

Ukuran kolom tengah,

$B = 1000$ mm

$H = 1000$ mm

Keliling penampang kritis dari kolom tengah,

$$be = [2 \times (B + d)] + [2 \times (H + d)]$$

$$be = [2 \times (1000 + 1425)] + [2 \times (1000 + 1425)]$$

$$be = 9700 \text{ mm}$$

Beban kolom terfaktor,

$$Pu = 1650000 \text{ kg}$$

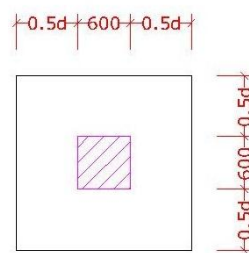
Kuat geser nominal beton dihitung dengan persamaan,

$$V_c = 0.34 \sqrt{f'c} be d = 0.34 \sqrt{40} \times 9700 \times 1425 = 2914039 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0.6 \times 2914039 = 1748423 \text{ kg}$$

$$\phi V_c > Pu \text{ (ok)}$$

4.7.2 Kuat Geser Pons pada Kolom Tengah (60 x 60cm)



Gambar 4.35 Keliling penampang kritis kolom tengah 60 x 60 cm (ukuran dalam mm)

Ukuran kolom:

$$B = 600 \text{ mm}$$

$$H = 600 \text{ mm}$$

Keliling penampang kritis :

$$be = [2 x (B + d)] + [2 x (H + d)]$$

$$be = [2 x (600 + 1425)] + [2 x (600 + 1425)]$$

$$be = 8100 \text{ mm}$$

Beban kolom terfaktor:

$$Pu = 689475 \text{ kg}$$

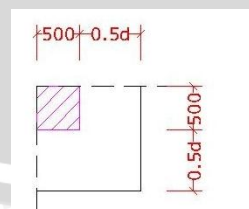
Kuat geser nominal beton:

$$V_c = 0.34 \sqrt{f'_c} be d = 0.34 \sqrt{40} x 8100 x 1425 = 2433373 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0.6 x 2433373 = 1460024 \text{ kg}$$

$$\phi V_c > Pu \text{ (ok)}$$

4.7.3 Kuat Geser Pons pada Kolom Pojok (50 x 50cm)



Gambar 4.36 Keliling penampang kritis kolom pojok 50 x 50 cm (ukuran dalam mm)

Ukuran kolom:

$$B = 500 \text{ mm}$$

$$H = 500 \text{ mm}$$

Keliling penampang kritis :

$$be = [(0.5 \times d) + B] + [(0.5 \times d) + H]$$

$$be = [(0.5 \times 1425) + 500] + [(0.5 \times 1425) + 500]$$

$$be = 2425 \text{ mm}$$

Beban kolom terfaktor:

$$Pu = 51400 \text{ kg}$$

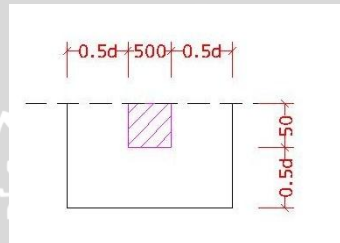
Kuat geser nominal beton:

$$V_c = 0.34 \sqrt{f'_c} be d = 0.34 \sqrt{40} \times 2425 \times 1425 = 728509$$

$$\phi V_c = 0.6 \times 728509 = 437105 \text{ kg}$$

$$\phi V_c > Pu \text{ (ok)}$$

4.7.4 Kuat Geser Pons pada Kolom Pinggir (50 x 50cm)



Gambar 4.37 Keliling penampang kritis kolom pinggir 50 x 50 cm (ukuran dalam mm)

Ukuran kolom:

$$B = 500 \text{ mm}$$

$$H = 500 \text{ mm}$$

Keliling penampang kritis :

$$be = [2 \times ((0.5 \times d) + H)] + [d + B]$$

$$be = [2 \times ((0.5 \times 1425) + 600)] + [1425 + 600]$$

$$be = 4350 \text{ mm}$$

Beban kolom terfaktor:

$$Pu = 616000 \text{ kg}$$

Kuat geser nominal beton:

$$V_c = 0.34 \sqrt{f'_c} be d = 0.34 \sqrt{40} \times 4350 \times 1425 = 1306811 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0.6 \times 1306811 = 784086 \text{ kg}$$

$$\phi V_c > Pu \text{ (ok)}$$

4.8 Daya Dukung Tanah

Daya dukung tanah dianalisa berdasarkan dua metode, yaitu analisis Hansen dan daya dukung tanah berdasarkan nilai N-SPT.

4.8.1 Daya Dukung Ijin Tanah Berdasarkan Metode Hansen

Hal pertama yang perlu diperhatikan dalam perhitungan daya dukung adalah mengenai eksentrisitas. Dalam perencanaan pondasi eksentrisitas penampang merupakan jarak antara pusat penampang pondasi rakit dengan pusat beban struktur gedung. Titik berat penampang pondasi dan pusat beban struktur gedung telah dihitung sebelumnya dan hasilnya adalah:

- a. Titik berat penampang pondasi:

$$\text{Titik berat sumbu } x = 33.30 \text{ m}$$

$$\text{Titik berat sumbu } y = 18.40 \text{ m}$$

- b. Titik berat beban struktur:

$$\text{Titik berat sumbu } x = 33.34 \text{ m}$$

$$\text{Titik berat sumbu } y = 18.21 \text{ m}$$

Dengan demikian didapatkan:

- Eksentrisitas arah x (e_x) = 0.043 m
- Eksentrisitas arah y (e_y) = 0.194 m

Dengan adanya eksentrisitas maka luas penampang pondasi yang dapat menahan beban akan tereduksi menjadi luas penampang efektif atau area efektif. Eksentrisitas pondasi yang akan ditinjau merupakan eksentrisitas dua arah:

$$\frac{e_x}{L} = \frac{e_L}{L} = \frac{0.043}{66.6} = 0.001 < 1/6$$

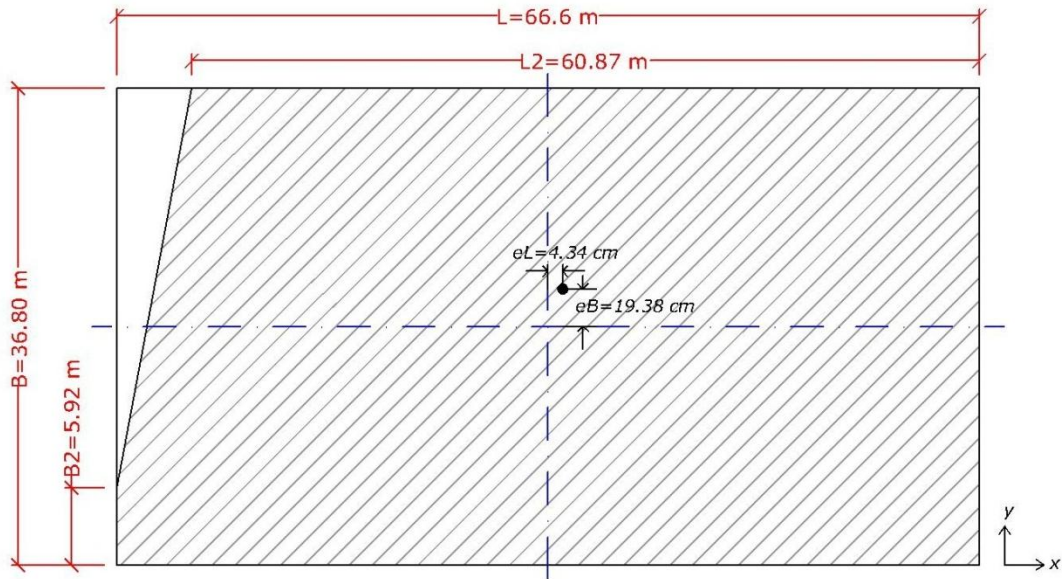
$$\frac{e_y}{B} = \frac{e_B}{B} = \frac{0.194}{36.8} = 0.005 < 1/6$$

Maka yang terjadi adalah kasus IV dimana $e_L/L < 1.6$ dan $e_B/B < 1.6$.

Berdasarkan grafik kemudian diperoleh nilai:

$$\frac{L_2}{L} = 0.914 \rightarrow L_2 = 60.87 \text{ m}$$

$$\frac{B_2}{B} = 0.161 \rightarrow B_2 = 5.92 \text{ m}$$



Gambar 4.38 Luas efektif pondasi rakit

Dengan demikian didapat panjang, lebar dan luas efektif pondasi:

$$A' = (60.87 \times 36.8) + (0.5 \times (5.92 + 36.8) \times (66.6 - 60.87)) = 2362.46 \text{ m}^2$$

$$L' = L = 66.6 \text{ m}$$

$$B' = A'/L' = 35.47 \text{ m}$$

Dari tabel deskripsi tanah (tabel 4.2) diketahui bahwa pada kedalaman 9 meter dari permukaan tanah atau kedalaman 5.5 meter dari dasar pondasi terdapat lapisan tanah keras berupa pasir. Pada perhitungan daya dukung pondasi dangkal, lapisan tanah diperhatikan sampai kedalaman minimal $4B$ dari dasar pondasi sehingga adanya lapisan pasir tersebut harus turut diperhitungkan.

Kapasitas daya dukung tanah berlapis dianalisa dengan menggunakan metode yang disarankan oleh Coduto (2001). Menurut Coduto, kapasitas dukung untuk tanah berlapis dapat didekati dengan menggunakan nilai rerata dari c , ϕ , dan γ berdasarkan ketebalan dari tiap lapisan tanah yang terletak antara dasar pondasi hingga sejauh B dari dasar pondasi. Pada tabel data tanah, diketahui data tanah yang tersedia hanya hingga kedalaman 30 m atau 26.5 m dari dasar pondasi, maka dianggap zona keruntuhan kapasitas dukung sejauh 26.5 m dari dasar pondasi.

Bobot nilai rerata parameter tanah (Coduto, 2001),

$$\text{Lapisan 1} = 5.5\text{m}/26.5\text{m} = 0.2075$$

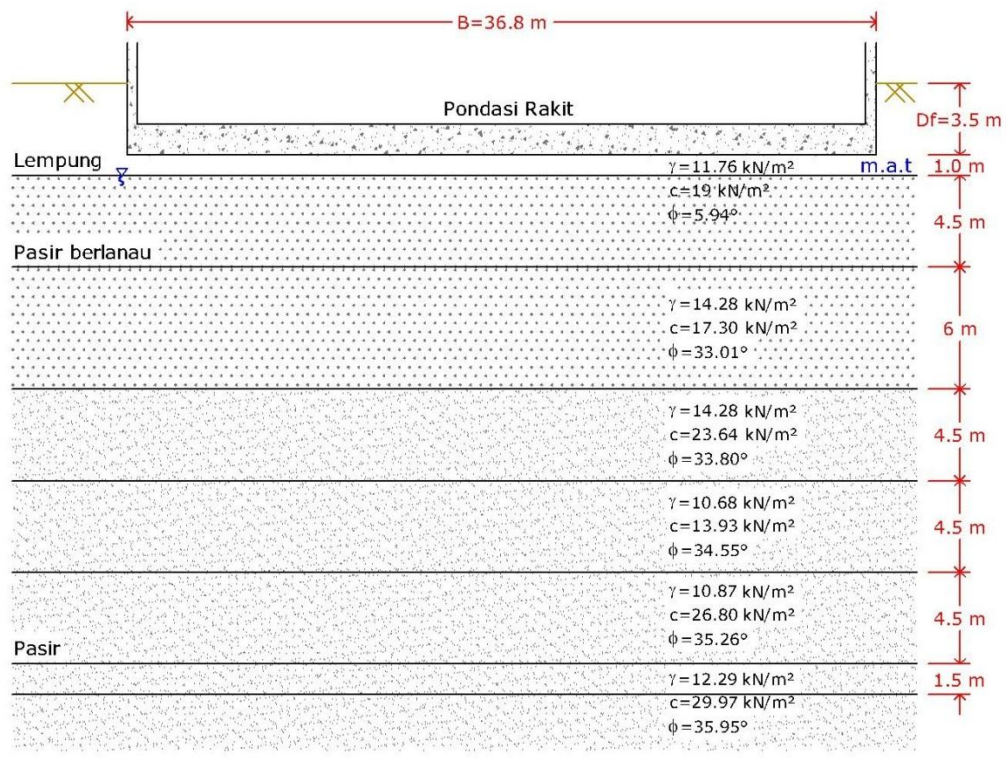
$$\text{Lapisan 2} = 6.0\text{m}/26.5\text{m} = 0.2264$$

$$\text{Lapisan 3} = 4.5\text{m}/26.5\text{m} = 0.1698$$

$$\text{Lapisan 4} = 4.5\text{m}/26.5\text{m} = 0.1698$$

$$\text{Lapisan 5} = 4.5\text{m}/26.5\text{m} = 0.1698$$

$$\text{Lapisan 6} = 1.5\text{m}/26.5\text{m} = 0.0566$$



Gambar 4.39 Nilai parameter tanah dari tiap lapisan tanah

Sehingga didapat nilai rerata parameter tanah,

$$c = (0.2075 \times 1900) + (0.2264 \times 1730) + (0.1698 \times 2364) \\ + (0.1698 \times 1393) + (0.1698 \times 2680) + (0.0566 \times 2997)$$

$$c = 2048.76 \text{ kg/m}^2$$

$$\phi = (0.2075 \times 5.94) + (0.2264 \times 33.01) + (0.1698 \times 33.80) \\ + (0.1698 \times 34.55) + (0.1698 \times 35.26) + (0.0566 \times 35.95)$$

$$\phi = 28.34^\circ$$

$$\gamma = (0.2075 \times 1176) + (0.2264 \times 1428) + (0.1698 \times 1428) \\ + (0.1698 \times 1068) + (0.1698 \times 1087) + (0.0566 \times 1229)$$

$$\gamma = 1245.40 \text{ kg/m}^2$$

Analisa kapasitas dukung selalu didasarkan pada kondisi keruntuhan geser umum (*general shear*) dari lapisan tanah. Apabila melihat dari sudut gesek tanah didapat nilai $\phi = 28.34^\circ$ yang berarti pasir memiliki kepadatan sedang dan cenderung runtuh pada keruntuhan geser lokal (*local shear*) (Coduto, 2001). Analisis yang rasional untuk keruntuhan geser ini sulit, untuk itu diberikan suatu koreksi empiris pada faktor-faktor kapasitas dukung pada kondisi keruntuhan geser umum yang digunakan untuk hitungan kapasitas dukung pada kondisi keruntuhan geser lokal (Hardiyatmo, 2010).

Koreksi empiris didapat dengan menghitung kembali faktor kapasitas dukung menggunakan ϕ' dan c' dengan,

$$\phi' = \arctan(2/3 \tan \phi) = \arctan(2/3 \tan 28.34) = 19.77^\circ$$

$$c' = 2/3 c = 2/3 (2048.76) = 1365.84 \text{ kg/m}^2$$

Faktor daya dukung Hansen,

$$N_q = e^{(\pi \tan \phi')} \tan^2(45 + \phi'/2) = e^{(\pi \tan 19.77)} \tan^2(45 + 19.77/2) = 6.26$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' = (6.26 - 1) \cot(19.77) = 14.62$$

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \phi' = 1.5 (6.26 - 1) \tan(19.77) = 2.84$$

Faktor kemiringan beban $i_c, i_q, i_\gamma = 1$

Faktor bentuk pondasi untuk analisis Hansen dengan arah beban tegak lurus pondasi,

$$s_c = 1 + \frac{B'}{L'} \left[\frac{N_q}{N_c} \right] = 1 + \frac{35.47}{66.60} \left[\frac{6.26}{14.62} \right] = 1.23$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \phi' = 1 + \frac{35.47}{66.60} \sin(19.77) = 1.18$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'} = 1 - 0.4 \times \frac{35.47}{66.60} = 0.79$$

Faktor kedalaman pondasi untuk analisis Hansen dengan $D/B = 0.1 < 1$,

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B} = 1 + 0.4 \times \frac{3.5}{36.8} = 1.04$$

$$d_q = 1 + 2 \frac{D}{B} \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2$$

$$= 1 + 2 \times \frac{3.5}{36.8} \times \tan(19.77) \times (1 - \sin 19.77)^2 = 1.03$$

$$d_\gamma = 1$$

Braja (1999) menyebutkan bahwa dalam menghitung kapasitas dukung, salah satu hal yang patut diperhitungkan adalah *scale effect*, dimana kapasitas dukung ultimit akan berkurang seiring bertambahnya dimensi pondasi. Bowles (1988) kemudian menyarankan untuk menggunakan faktor reduksi dalam menghitung kapasitas dukung ultimit pondasi yang sangat lebar. Faktor reduksi yang dimaksud didapat menggunakan persamaan,

$$r_{\gamma} = 1 - 0.25 \log \frac{B}{2}$$

$$r_{\gamma} = 1 - 0.25 \log \frac{36.8}{2} = 0.68$$

Maka didapat daya dukung ultimit,

$$q_{ult} = c' N_c s_c i_c d_c + \gamma D N_q s_q i_q d_q + 0.5 \gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} d_{\gamma} r_{\gamma}$$

$$q_{ult} = (1365.84 \times 14.62 \times 1.23 \times 1 \times 1.04)$$

$$+ (1245.40 \times 3.5 \times 6.26 \times 1.18 \times 1 \times 1.03)$$

$$+ (0.5 \times 1245.40 \times 36.8 \times 2.84 \times 0.79 \times 1 \times 1 \times 0.68)$$

$$q_{ult} = 93571 \text{ kg/m}^2$$

Tegangan ijin netto tanah,

$$q_{all \text{ net}} = \frac{q_u - \gamma D}{SF} = \frac{93571 - (1176 \times 3.5)}{3} = 29737 \text{ kg/m}^2$$

4.8.2 Daya Dukung Ijin Tanah Berdasarkan Nilai N-SPT

Nilai daya dukung ijin tanah netto pada pondasi rakit berdasarkan nilai N-SPT untuk penurunan pondasi sebesar 2.54 cm (1 in.) bisa didapat menggunakan persamaan,

$$q_{all} = 12.5 N K_d$$

Dimana K_d adalah faktor kedalaman dan nilai N merupakan rerata dari nilai N pada zona 0.5 B dia tas dasar pondasi mpai paling sedikit 2 B di bawah dasar pondasi. Menurut Hardiyatmo (2010) nilai N-SPT yang telah didapat harus direduksi menjadi N' apabila uji SPT dilakukan pada lapisan tanah yang terendam air. Koreksi nilai N-SPT,

$$N' = 15 + 0.5(N - 15)$$

Perhitungan nilai rerata N beserta koreksi nilai N dapat dilihat pada tabel 4.11.

Tabel 4.11 Perhitungan nilai rerata N

Kedalaman	Tebal lapisan (t) (m)	N	N'	t/N'
1.50 - 3.00	1.50	6	6	0.250
3.00 - 4.50	1.50	14	14	0.107
4.50 - 6.00	1.50	15	15.0	0.100
6.00 - 7.50	1.50	14	14.5	0.103
7.50 - 9.00	1.50	32	23.5	0.064
9.00 - 10.50	1.50	59	37.0	0.041
10.50 - 12.00	1.50	20	17.5	0.086
12.00 - 13.50	1.50	22	18.5	0.081
13.50 - 21.00	7.50	60	37.5	0.200
21.00 - 22.50	1.50	58	36.5	0.041
22.50 - 24.00	1.50	60	37.5	0.040
24.00 - 25.50	1.50	57	36.0	0.042
25.50 - 27.00	1.50	62	38.5	0.039
27.00 - 28.50	1.50	58	36.5	0.041
28.50 - 30.00	1.50	62	38.5	0.039
Jumlah	28.50			1.274

Nilai rerata N,

$$\bar{N} = \frac{28.50}{1.274} = 22.38$$

Perhitungan nilai K_d ,

$$K_d = 1 + 0.33 \frac{D}{B} = 1 + 0.33 \frac{3.5}{36.8} = 1.03 < 1.33$$

Sehingga didapat daya dukung ijin tanah untuk pondasi rakit,

$$q_{all} = 12.5 N K_d = 12.5 \times 22.38 \times 1.03 = 288.51 \text{ kN/m}^2 = 29429 \text{ kg/m}^2$$

4.9 Tegangan Pondasi Rakit

Tegangan pondasi rakit dihitung terhadap tiga kondisi pembebanan berbeda, yaitu tegangan bruto dan tegangan netto akibat beban gravitasi total dan tegangan bruto akibat beban gravitasi dan beban lateral. Tanah di bawah dasar pondasi rakit akan aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung apabila tegangan yang terjadi pada pondasi rakit lebih kecil dari kapasitas dukung ijin tanah.

4.9.1 Tegangan Bruto Akibat Beban Gravitasi

Pada tegangan bruto beban yang diperhitungkan berupa pembebanan pondasi secara penuh, yaitu mencakup beban gravitasi total yang berasal dari beban mati dan hidup struktur atas, berat sendiri pondasi rakit, serta beban dari tanah di atas dasar pondasi. Persamaan yang digunakan,

$$q = \frac{P_t + W_{rakit}}{B L} + \frac{P_t e_x}{S_x} + \frac{P_t e_y}{S_y} \leq q_{ult}$$

Dimana:

$$P_t = \text{Beban total bangunan} = 36740657.47 \text{ kg}$$

$$W_{rakit} = \text{Berat total pondasi rakit} = 10107360.00 \text{ kg}$$

$$B = \text{Lebar pondasi rakit} = 36.8 \text{ m}$$

$$L = \text{Panjang pondasi rakit} = 66.6 \text{ m}$$

$$e_x = \text{Eksentrisitas arah x} = 0.0434 \text{ m}$$

$$e_y = \text{Eksentrisitas arah y} = 0.1938 \text{ m}$$

$$S_x = B^2 L / 6 = 36.8^2 \times 66.6 / 6 = 15032.06 \text{ m}^3$$

$$S_y = B L^2 / 6 = 36.8 \times 66.6^2 / 6 = 27204.77 \text{ m}^3$$

$$q = \frac{36740657.47 + 10107360.00}{36.8 \times 66.6} + \frac{36740657.47 \times 0.0434}{15032.06} + \frac{36740657.47 \times 0.1938}{27204.77}$$

$$q = 19684.59 \text{ kg/m}^2 < q_{ult} = 93571 \text{ kg/m}^2$$

4.9.2 Tegangan Netto Akibat Beban Gravitasi

Tegangan netto berarti tegangan yang terjadi pada pondasi rakit sudah dikurangi dengan tegangan *overburden* atau hanya akibat beban mati dan hidup dari struktur atas dan struktur pondasi rakit. tanpa termasuk beban dari tanah di atas dasar pondasi. Maka,

$$q = \frac{P_t + W_{rakit} - W_{tanah}}{B L} + \frac{P_t e_x}{S_x} + \frac{P_t e_y}{S_y} \leq q_{all (net)}$$

Dimana:

$$W_{tanah} = \gamma B L D_f = 1176 \times 36.8 \times 66.6 \times 3.5 = 10087822.08 \text{ kg}$$

$$q = \frac{36740657.47 + 10107360.00 - 10087822.08}{36.8 \times 66.6} + \frac{36740657.47 \times 0.0434}{15032.06} + \frac{36740657.47 \times 0.1938}{27204.77}$$

$$q = 15568.59 \text{ kg/m}^2 < q_{all (net)} = 29737 \text{ kg/m}^2$$

4.9.3 Tegangan Bruto Akibat Beban Gravitasi dan Beban Lateral

Tegangan yang terjadi pada ujung atau pinggir pondasi rakit akibat beban lateral berupa beban gempa juga diperiksa terhadap kapasitas dukung tanah. Persamaan di bawah akan valid hanya bila eksentrisitas $e > 0.167$ dimensi rakit.

Cek eksentrisitas,

$$e = \frac{M_l}{P_t + W_{mat}} = \frac{62113070.83}{36740657.47 + 10107360.00} = 1.31 < 0.167L = 11.12$$

Tegangan yang terjadi pada rakit,

$$q = \frac{P_t + W_{mat}}{B L} + \frac{M_l}{S} \leq q_{ult}$$

Dimana:

M_l = Momen gempa = 62113070.83 kgm

$$q = \frac{36740657.47 + 10107360.00}{36.8 \times 66.6} + \frac{62113070.83}{15032.06}$$

$$q = 23448.75 \text{ kg/m}^2 < q_{ult} = 93571 \text{ kg/m}^2$$

Tegangan pondasi rakit pada ketiga kondisi pembebanan masih berada di bawah nilai kapasitas dukung ijin tanah, maka tanah aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung.

4.10 Penurunan Pondasi Rakit

Penurunan pada pondasi rakit dibedakan menjadi dua macam, yaitu penurunan pada lapisan lempung di kedalaman 3.5 m hingga 4.5 m dan penurunan pada lapisan pasir pada kedalaman 4.5 m hingga 30 m.

4.10.1 Penurunan Lapisan Lempung (3.5m s/d 4.5m)

Penurunan pada lapisan lempung dibedakan menjadi dua, yaitu penurunan segera (*immediate settlement*) dan penurunan konsolidasi.

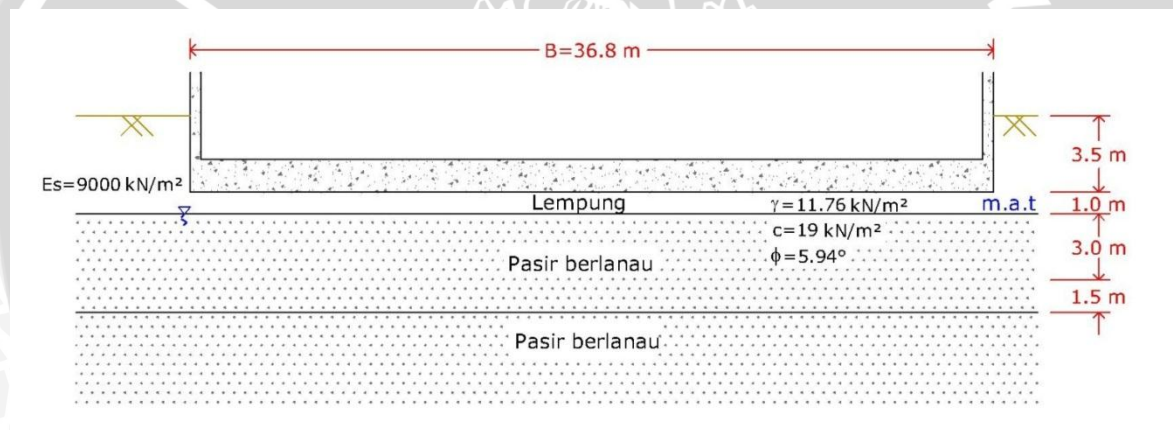
Penurunan segera pada lapisan lempung

Terdapat dua metode yang umum digunakan untuk memprediksi penurunan pada lapisan lempung, yaitu metode yang diusulkan oleh Steinbrenner (1934) dan Janbu et. al. (1956). Janbu et. al. (1956) mengusulkan persamaan penurunan segera untuk pondasi fleksibel pada tanah lempung jenuh ($\nu=0.5$). Persamaan yang digunakan,

$$s_i = \mu_1 \mu_0 \frac{q_o B}{E}$$

Dimana,

$$q_o = 15568.59 \text{ kg/m}^2$$



Gambar 4.40 Penggambaran lapisan tanah untuk hitungan penurunan segera pada lempung

Penurunan segera pada kedalaman 3.5 m hingga 4.5 m,

$$\frac{D}{B} = \frac{3.5}{36.8} = 0.10 \rightarrow \mu_0 = 0.99 \text{ (grafik)}$$

$$\frac{H}{B} = \frac{1}{36.8} = 0.03 \rightarrow \mu_1 = 0.02 \text{ (grafik)}$$

$$\frac{L}{B} = \frac{66.6}{36.8} = 1.8 \approx 2.0$$

$$E = 917744.4 \text{ kg/m}^2$$

$$s_i = 0.99 (0.02) \frac{15568.59 (36.8)}{917744.4} = 0.01248 \text{ m}$$

Metode yang diusulkan oleh Janbu et. al. (1956) digunakan apabila tanah lempung dalam kondisi jenuh. Pada lapisan tanah yang dianalisa, muka air tanah terletak di bawah lapisan lempung sehingga lempung tidak dalam kondisi jenuh ($v=0.1$ s/d 0.3). Persamaan penurunan oleh Steinbrenner (1934) digunakan untuk memprediksi penurunan segera pada sudut luasan beban terbagi rata empat persegi panjang fleksibel yang terletak di permukaan dengan nilai rasio poisson sembarang.

$$s_i = q_o \alpha B' \frac{1 - v^2}{E} I_s I_f$$

Dimana:

$$B' = B/2 \text{ untuk tengah pondasi} = 36.8/2 = 18.4 \text{ m}$$

$$v = \text{rasio poisson} = 0.2 \text{ (Tabel data tanah)}$$

$$E = 917744.4 \text{ kg/m}^2$$

$$\alpha = 4 \text{ (penurunan di tengah pondasi)}$$

$$I_s = \text{faktor bentuk}$$

$$I_f = \text{faktor kedalaman, karena kedalaman pondasi (3.5 m) jauh lebih kecil daripada lebar pondasi (36.8 m) maka faktor kedalaman diabaikan.}$$

Perhitungan faktor bentuk,

$$I_s = F_1 + \frac{1 - 2v}{1 - v} F_2$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi} (A_o + A_1)$$

$$F_2 = \frac{n'}{2\pi} \tan^{-1} A_2$$

$$A_o = m' \ln \frac{(1 + \sqrt{m'^2 + 1}) + \sqrt{m'^2 + n'^2}}{m'(1 + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1})}$$

$$A_1 = \ln \frac{(m' + \sqrt{m'^2 + 1}) + \sqrt{1 + n'^2}}{m' + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}}$$

$$A_2 = \frac{m'}{n' \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}}$$

Nilai m' dan n' adalah,

$$m' = \frac{L}{B} = \frac{66.6}{36.8} = 1.81$$

$$n' = \frac{H}{B'} = \frac{1}{18.4} = 0.05$$

Sehingga didapat,

$$A_o = 0.048$$

$$A_1 = 0.022$$

$$A_2 = 16.099$$

$$F_1 = 0.022$$

$$F_2 = 0.013$$

$$I_s = 0.032$$

Penurunan segera pada lempung dengan pondasi fleksibel,

$$s_i = 15568.59 (4) 18.4 \frac{1 - 0.2^2}{917744.4} 0.032 (1) = 0.0358 \text{ m}$$

Penurunan konsolidasi

Penambahan tegangan di bawah pondasi dihitung menggunakan metode 2V:1H seperti terlihat pada gambar 4.41.



Gambar 4.41 Metode 2V:1H untuk menghitung tambahan tegangan

Hitungan konsolidasi didasarkan pada anggapan bahwa tanah merupakan lempung *normally consolidated*. Persamaan yang digunakan,

$$s_c = \frac{Cc}{1 + e_0} H \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma}{\sigma'_o}$$

$$s_c = \frac{Cc}{1 + e_0} H \log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_o}$$

Dimana,

$$B' = B + z = 36.8 + 0.5 = 37.3 \text{ m}$$

$$L' = L + z = 66.6 + 0.5 = 67.1 \text{ m}$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{q_o BL}{B'L'} = \frac{15568.59 \times 36.8 \times 66.6}{37.3 \times 67.1} = 15245.44 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma'_o = \gamma z = 1176 \times 0.5 = 588 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma'_1 = \Delta\sigma_z + \sigma'_o = 15833.44 \text{ kg/m}^2$$

Nilai C_c didekati menggunakan persamaan yang disarankan oleh Bowles (1988), yaitu:

$$C_c = 0.009 (w_L - 10)$$

Dimana w_L merupakan prosentase batas cair sebesar 44.88%, sehingga didapat nilai $C_c=0.134$. Nilai angka pori awal e_0 dihitung menggunakan persamaan mekanika tanah untuk menghitung angka pori, yaitu:

$$e_0 = \frac{G_s \gamma_W}{\gamma_d} - 1 = \frac{2.699 (1000)}{1176} - 1 = 1.30$$

Sehingga penurunan konsolidasi yang terjadi sebesar,

$$s_c = \frac{0.134}{1 + 1.3} (1.0) \log \frac{15833.44}{588} = 0.1956 \text{ m}$$

4.10.2 Penurunan Lapisan Pasir (4.5m s/d 30m)

Penurunan segera pada pasir umumnya diprediksi menggunakan berbagai metode yang didasarkan pada hasil penyelidikan lapangan seperti CPT dan SPT. Nilai penurunan segera yang didapat merupakan hasil prediksi dan penuh dengan ketidakpastian, karenanya dicoba untuk menghitung penurunan segera pada pasir dengan berbagai metode yang didasarkan pada nilai N-SPT.

Lapisan pasir terletak di bawah lapisan lempung setebal 1m dihitung dari dasar pondasi. Karenanya nilai tegangan tanah yang digunakan merupakan nilai tegangan tanah pada kedalaman 1m dari dasar pondasi. Tegangan tanah dihitung menggunakan metode 2V:1H.

Hitungan tegangan tanah netto pada kedalaman 1m dari dasar pondasi,

$$B' = B + z = 36.8 + 1 = 37.8 \text{ m}$$

$$L' = L + z = 66.6 + 1 = 67.6 \text{ m}$$

$$q'_o = \frac{q_o BL}{B'L'} = \frac{15568.59 \times 36.8 \times 66.6}{37.8 \times 67.6} = 14932.51 \text{ kg/m}^2$$

Metode Modified Meyerhof (1956)Untuk $B > 1.2$ m

$$\frac{\delta}{B_r} = \frac{0.68 q' / \sigma_r}{\overline{N}_{60} K_d} \left[\frac{B}{B + B_r} \right]^2$$

Dimana:

Br = lebar referensi = 1 ft

B = lebar pondasi = 36.8 m = 120.73 ft

 q' = tegangan tanah netto = 14932.51 kg/m² = 146.44 kPa σ_r = tegangan referensi = 100 kPa \overline{N}_{60} = nilai N-SPT rata-rata terkoreksi (tabel 4.12)**Tabel 4.12** Perhitungan nilai N_{60}

Kedalaman	Tebal lapisan (t) (m)	N	N'	E_m	C_B	C_S	C_R	N_{60}	t/N_{60}
1.50 - 3.00	1.50	6	6	0.550	1.050	1.000	0.950	5.5	0.273
3.00 - 4.50	1.50	14	14	0.550	1.050	1.000	0.950	12.8	0.117
4.50 - 6.00	1.50	15	15.0	0.550	1.050	1.000	0.950	13.7	0.109
6.00 - 7.50	1.50	14	14.5	0.550	1.050	1.000	0.950	13.3	0.113
7.50 - 9.00	1.50	32	23.5	0.550	1.050	1.000	0.950	21.5	0.070
9.00 - 10.50	1.50	59	37.0	0.550	1.050	1.000	0.950	33.8	0.044
10.50 - 12.00	1.50	20	17.5	0.550	1.050	1.000	0.950	16.0	0.094
12.00 - 13.50	1.50	22	18.5	0.550	1.050	1.000	0.950	16.9	0.089
13.50 - 21.00	7.50	60	37.5	0.550	1.050	1.000	0.950	34.3	0.219
21.00 - 22.50	1.50	58	36.5	0.550	1.050	1.000	0.950	33.4	0.045
22.50 - 24.00	1.50	60	37.5	0.550	1.050	1.000	0.950	34.3	0.044
24.00 - 25.50	1.50	57	36.0	0.550	1.050	1.000	0.950	32.9	0.046
25.50 - 27.00	1.50	62	38.5	0.550	1.050	1.000	0.950	35.2	0.043
27.00 - 28.50	1.50	58	36.5	0.550	1.050	1.000	0.950	33.4	0.045
28.50 - 30.00	1.50	62	38.5	0.550	1.050	1.000	0.950	35.2	0.043
Jumlah	28.50								1.393

$$\overline{N}_{60} = \frac{28.50}{1.393} = 20.46$$

Sehingga didapat,

$$\frac{\delta}{1} = \frac{0.68 (146.44 / 100)}{20.46} \left[\frac{120.73}{120.73 + 1} \right]^2$$

$$\delta = 0.0464 \text{ ft} = 0.0141 \text{ m}$$

Metode Bowles (1977)

Penurunan segera pada tanah pasir dengan $B > 1.2\text{m}$, yaitu:

$$S_i = \frac{4q}{N} \left(\frac{B}{B+1} \right)^2$$

Dimana:

$$\begin{aligned} q &= 14932.51 \text{ kg/m}^2 && = 310.64 \text{ k/ft}^2 \\ N &= \text{Nilai rerata SPT terkoreksi} = 22.38 \\ B &= 36.8 \text{ m} && = 120.73 \text{ ft} \end{aligned}$$

Hitungan penurunan segera,

$$S_i = \frac{4 \times 310.64}{22.38} \left(\frac{120.73}{120.73 + 1} \right)^2 = 0.4524 \text{ in.} = 0.0115 \text{ m}$$

Metode Meyerhof (1974)

$$S_i = \frac{q\sqrt{B}}{2N} \text{ (untuk pasir)}$$

Dimana:

$$\begin{aligned} q &= 14932.51 \text{ kg/m}^2 && = 1.3923 \text{ t/ft}^2 \\ B &= 36.8 \text{ m} && = 1448.82 \text{ in.} \end{aligned}$$

Hitungan penurunan segera,

$$S_i = \frac{1.3923\sqrt{1448.82}}{2 \times 22.38} = 1.1841 \text{ in.} = 0.0301 \text{ m}$$

Metode Burland & Burbridge (1985)

$$\frac{\delta}{B_r} = 0.14 C_s C_I I_c \left[\frac{B}{B_r} \right]^{0.7} \left[\frac{q'}{\sigma_r} \right]$$

Dimana:

$$\begin{aligned} B_r &= \text{lebar referensi} && = 1 \text{ ft} \\ B &= \text{lebar pondasi} && = 36.8 \text{ m} = 120.73 \text{ ft} \\ q' &= \text{tegangan tanah netto} && = 14932.51 \text{ kg/m}^2 = 146.44 \text{ kPa} \\ \sigma_r &= \text{tegangan referensi} && = 100 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Koreksi kedalaman pengaruh,

$$C_l = \frac{H}{z_l} \left[2 - \frac{H}{z_l} \right] \leq 1$$

H = kedalaman lapisan tanah pasir = 25.5 m = 83.66 ft

$$\frac{z_l}{B_r} = 1.4 \left[\frac{B}{B_r} \right]^{0.75} \rightarrow \frac{z_l}{1} = 1.4 \left[\frac{120.73}{1} \right]^{0.75}$$

$$z_l = 50.99 \text{ ft}$$

$$C_l = \frac{83.66}{50.99} \left[2 - \frac{83.66}{50.99} \right] \leq 1$$

$$C_l = 0.589$$

Compressibility index,

$$I_c = \frac{1.71}{(N_{60})^{1.4}} \text{ (untuk NC)}$$

$$I_c = \frac{1.71}{(20.46)^{1.4}} = 0.0250$$

Faktor bentuk,

$$C_s = \left[\frac{1.25 L/B}{L/B + 0.25} \right]^2$$

$$C_s = \left[\frac{1.25 (66.6/36.8)}{(66.6/36.8) + 0.25} \right]^2 = 1.2062$$

Sehingga didapat,

$$\frac{\delta}{1} = 0.14 \times 0.589 \times 0.025 \times 1.2062 \left[\frac{120.73}{1} \right]^{0.7} \left[\frac{146.44}{100} \right]$$

$$\delta = 0.1044 \text{ ft} = 0.0318 \text{ m}$$

Rekapitulasi penurunan pada seluruh lapisan tanah dapat dilihat pada tabel 4.13.

Tabel 4.13 Rekapitulasi penurunan pondasi rakit

Lapisan	Penurunan	Metode	Si,c (m)
Lempung (3.4m s/d 4.5m)	Segera	Janbu et.al (1956)	0.0125
		Streinbrenner (1934)	0.0358
	Konsolidasi	---	0.1956
Pasir (4.5m s/d 30m)	Segera	<i>Modified</i> Meyerhof (1956)	0.0141
		Bowles (1977)	0.0115
		Meyerhof (1974)	0.0301
		Burland & Burbridge (1985)	0.0318
Jumlah			0.2632

Toleransi penurunan untuk pondasi rakit pada tanah lempung menurut Skempton dan Mac Donald yaitu 65 - 100 mm. Penurunan yang terjadi melebihi batas toleransi, karenanya sebelum dilakukan proses konstruksi sebaiknya dilakukan perkuatan atau perbaikan tanah lempung sehingga dapat mengurangi penurunan yang terjadi.

4.11 Desain Akhir Pondasi Rakit

Gaya-gaya dalam pada pondasi rakit, yaitu momen dan gaya geser, dihitung menggunakan metode konvensional atau *conventional method*. Metode ini dapat digunakan apabila pondasi rakit sangat kaku (*rigid*) sehingga distribusi tegangan tanah di bawah pondasi menjadi linear. Prinsip dari metode ini yaitu dengan mengasumsikan pondasi rakit seperti pelat yang dibalik, sehingga tegangan tanah akibat beban kolom akan menjadi beban dari pelat dengan beban kolom sebagai reaksinya. Metode ini membagi pondasi rakit menjadi beberapa jalur searah sumbu x dan y (lihat gambar 4.42) kemudian dari jalur-jalur tersebut akan dicari momen maksimum untuk dipakai dalam analisa tulangan lentur. Dalam perhitungan gaya geser dua arah atau gaya geser pons, diketahui bahwa kapasitas beton pada pondasi rakit telah cukup untuk menahan gaya geser yang terjadi di sekeliling kolom. Dengan demikian tulangan geser pada pondasi rakit tidak dianalisa (gaya geser ditahan oleh beton).

Beban berupa tegangan tanah pada tiap titik adalah,

$$q = \frac{P_t + W_{mat}}{B L} \pm \frac{P_t e_x}{S_x} \pm \frac{P_t e_y}{S_y}$$

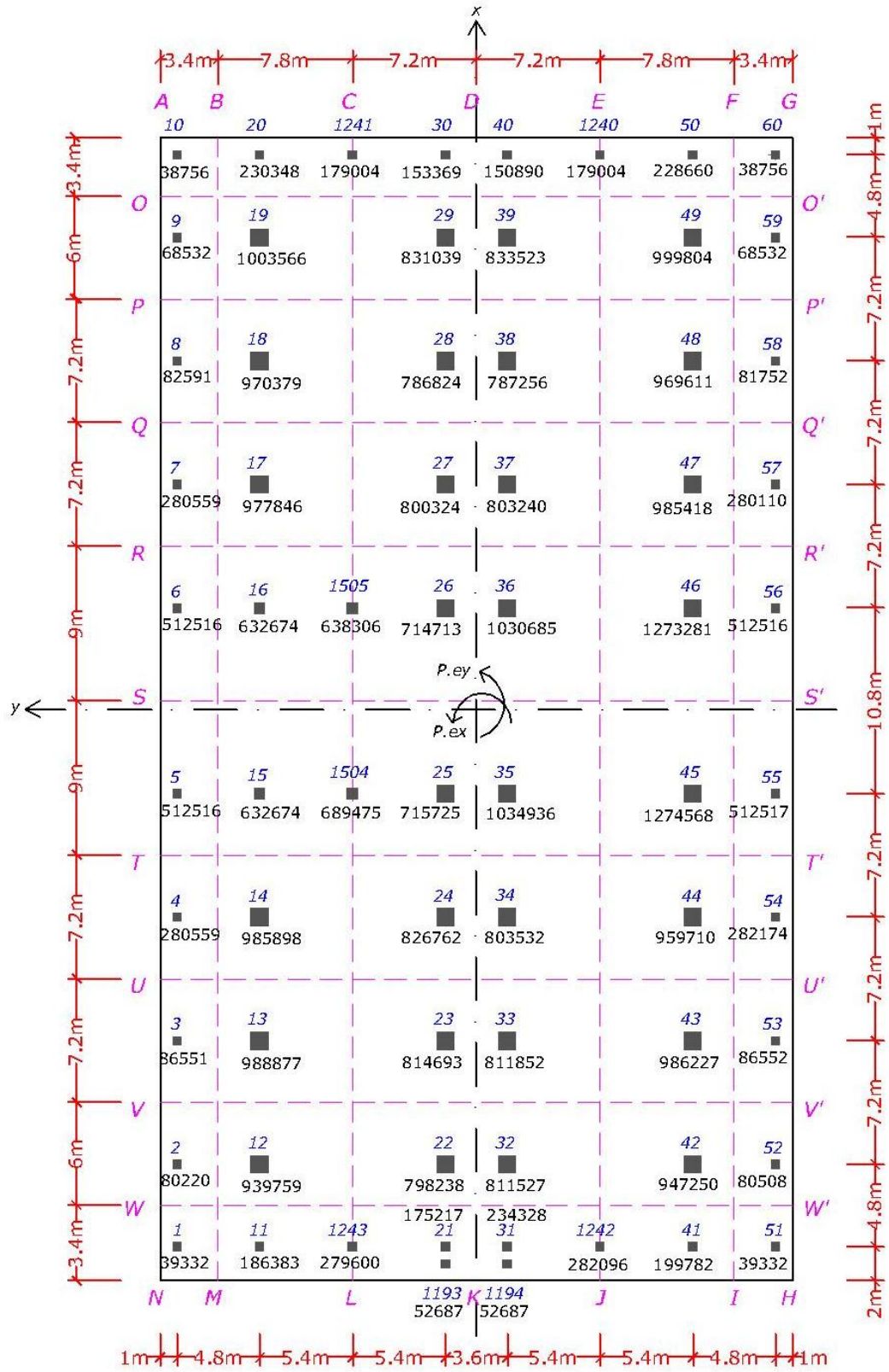
$$q = \frac{P_t + W_{mat}}{B L} \pm \frac{P_t e_x y}{I_x} \pm \frac{P_t e_y x}{I_y}$$

$$q = \frac{36740657.47 + 10107360.00}{36.8 \times 66.6} \pm \frac{36740657.47(0.0434) y}{276589.98} \\ \pm \frac{36740657.47(0.1938) x}{905918.78}$$

$$q = 19316.71 \pm 5.77 y \pm 7.86 x$$

Tabel 4.14 Tegangan pondasi rakit pada tiap titik

Titik	x (m)	y (m)	q (kg/m ²)
1	-31.3	17.4	19171.04
2	-26.5	17.4	19208.77
3	-19.3	17.4	19265.36
4	-12.1	17.4	19321.96
5	-4.9	17.4	19378.55
6	5.9	17.4	19463.45
7	13.1	17.4	19520.04
8	20.3	17.4	19576.64
9	27.5	17.4	19633.23
10	32.3	17.4	19670.96
11	-31.3	12.6	19143.35
20	31.3	12.6	19635.42
21	-31.3	1.8	19081.06
30	31.3	1.8	19573.12
31	-31.3	-1.8	19060.29
40	31.3	-1.8	19552.36
41	-31.3	-12.6	18998.00
50	31.3	-12.6	19490.06
51	-31.3	-17.4	18970.31
52	-26.5	-17.4	19008.04
53	-19.3	-17.4	19064.64
54	-12.1	-17.4	19121.23
55	-4.9	-17.4	19177.83
56	5.9	-17.4	19262.72
57	13.1	-17.4	19319.32
58	20.3	-17.4	19375.91
59	27.5	-17.4	19432.51
60	32.3	-17.4	19470.24



Gambar 4.42 Pembagian lajur arah x dan y pada pondasi rakit



Dari tegangan maksimum dan minimum pada tiap-tiap lajur arah x dan y , dapat dihitung beban merata yang bekerja pada masing-masing lajur. Perhitungan beban merata pada tiap lajur dapat dilihat dalam tabel 4.15 dan 4.16.

Tabel 4.15 Perhitungan beban merata tiap lajur (arah x)

Lajur arah x	B' (m)	q_{\min} (kg/m ²)	q_{\max} (kg/m ²)	$q_{\min} \times B'$ (kg/m)	$q_{\max} \times B'$ (kg/m)
ABMN	3.4	19171.04	19670.96	65181.53	66881.28
BCLM	7.8	19143.35	19635.42	149318.14	153156.25
CDKL	7.2	19081.06	19573.12	137383.61	140926.49
DEJK	7.2	19060.29	19552.36	137234.10	140776.98
EFIJ	7.8	18998.00	19490.06	148184.39	152022.51
FGHI	3.4	18970.31	19470.24	64499.06	66198.81

Tabel 4.16 Perhitungan beban merata tiap lajur (arah y)

Lajur arah y	B' (m)	q_{\min} (kg/m ²)	q_{\max} (kg/m ²)	$q_{\min} \times B'$ (kg/m)	$q_{\max} \times B'$ (kg/m)
AGO'O	3.4	19470.24	19670.96	66198.81	66881.28
OOPP	6.0	19432.51	19633.23	116595.05	117799.40
PP'Q'Q	7.2	19375.91	19576.64	139506.58	140951.79
QQ'R'R	7.2	19319.32	19520.04	139099.09	140544.31
RR'S'S	9.0	19262.72	19463.45	173364.50	175171.02
SS'TT	9.0	19177.83	19378.55	172600.46	174406.98
TT'U'U	7.2	19121.23	19321.96	137672.88	139118.10
UU'V'V	7.2	19064.64	19265.36	137265.39	138710.61
VV'W'W	6.0	19008.04	19208.77	114048.26	115252.60
WW'HN	4.4	18970.31	19171.04	64499.06	65181.53

Dapat terlihat dari tabel 4.15 bahwa untuk lajur arah x beban merata maksimum terdapat pada lajur BCLM. Sedangkan untuk lajur arah y beban merata maksimum terdapat pada lajur RR'S'S (tabel 4.16). Momen maksimum pondasi rakit arah x dan y masing-masing akan terjadi pada lajur BCLM dan RR'S'S dan akan digunakan sebagai acuan untuk menganalisa tulangan lentur pada pondasi rakit.

4.12 Analisa Tulangan Lentur Pondasi Rakit

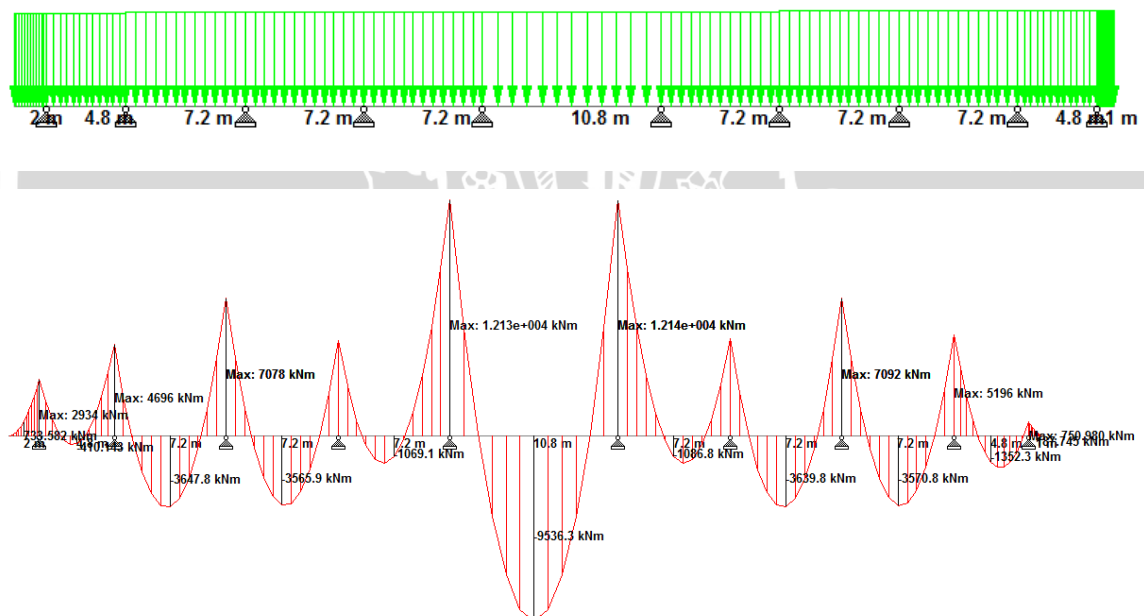
Analisa tulangan lentur pondasi rakit dilakukan dengan memodelkan pondasi rakit sebagai balok menerus dengan lebar 1000 mm atau 1 meter. Momen yang terjadi berupa momen positif dan negatif, maka penulangannya adalah penulangan balok atas dan bawah yang menerus.

4.12.1 Penulangan Lajur X

Untuk analisa penulangan pada lajur x, tinjau lajur BCLM. Dari tabel 4.15 diketahui,

$$\text{Beban merata minimum} = q_{\min} \times B' = 149318.1 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban merata maksimum} = q_{\max} \times B' = 153156.3 \text{ kg/m}$$



Gambar 4.43 (a) Pemodelan balok menerus BCLM pada STAAD Pro. (b) Diagram momen lajur BCLM dengan STAAD Pro.

Analisa momen maksimum menggunakan program STAAD Pro dan didapat,

$$\text{Momen maksimum (+)} = 12130.0 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen maksimum (-)} = 9536.3 \text{ kNm}$$

Analisa penulangan momen positif

Momen per m'	= 12130.0/7.8 = 1555.13 kNm/m'
Tebal rakit	= 1500 mm
Tebal selimut beton	= 75 mm
Tebal efektif	= 1500 – 75 = 1425 mm
Lebar per m'	= 1000 mm
Mutu baja	= 390 MPa
Mutu beton	= 40 MPa

$$Mu = \phi As fy (d - 0.5a)$$

$$1555.13 = 0.8 \times As \times 390 \times 10^3 (1425 \times 10^{-3} - 0.5a)$$

$$a = \frac{As fy}{0.85 f'c b} = \frac{As \cdot 390 \times 10^3}{0.85 \cdot 40 \times 10^3 \times 1} = 11.47 As$$

$$As = 0.087a$$

$$1555.13 = 0.8 \times (0.087a) \times 390 \times 10^3 (1425 \times 10^{-3} - 0.5a)$$

$$1555.13 = 38760a - 13600a^2$$

$$a_1 = 0.0407 \text{ m}$$

$$a_2 = 2.8093 \text{ m}$$

Nilai a_2 melebihi tebal balok yaitu 1.5 m, sehingga diambil nilai a_1 . Didapat luas tulangan perlu,

$$As = 0.087 \times 0.0407 \times 10^6 = 3540.9 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D25 – 120 mm ($As = 4020 \text{ mm}^2$)

Kontrol kapasitas penampang:

$$Mn = \phi As fy (d - 0.5a)$$

$$Mn = 0.8 \times 4020 \times 390 (1425 - 0.5 \times 0.0407)$$

$$Mn = 1924.29 \text{ kNm/m}' > 1555.13 \text{ kNm/m}' \text{ (ok)}$$

Analisa penulangan momen negatif

$$\text{Momen per } m' = 9536.30/7.8 = 1222.61 \text{ kNm/m'}$$

$$Mu = \phi As fy (d - 0.5a)$$

$$1222.61 = 0.8 \times As \times 390 \times 10^3 (1425 \times 10^{-3} - 0.5a)$$

$$a = \frac{As fy}{0.85 f'c b} = \frac{As \cdot 390 \times 10^3}{0.85 \cdot 40 \times 10^3 \times 1} = 11.47 As$$

$$As = 0.087a$$

$$1222.61 = 0.8 \times (0.087a) \times 390 \times 10^3 (1425 \times 10^{-3} - 0.5a)$$

$$1222.61 = 38760a - 13600a^2$$

$$a_1 = 0.0319 \text{ m}$$

$$a_2 = 2.8181 \text{ m}$$

Nilai a_2 melebihi tebal balok yaitu 1.5 m, sehingga diambil nilai a_1 . Didapat luas tulangan perlu,

$$As = 0.087 \times 0.0319 \times 10^6 = 2781.03 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D25 – 160 mm ($As = 3170 \text{ mm}^2$)

Kontrol kapasitas penampang:

$$Mn = \phi As fy (d - 0.5a)$$

$$Mn = 0.8 \times 3170 \times 390 (1425 - 0.5 \times 0.0319)$$

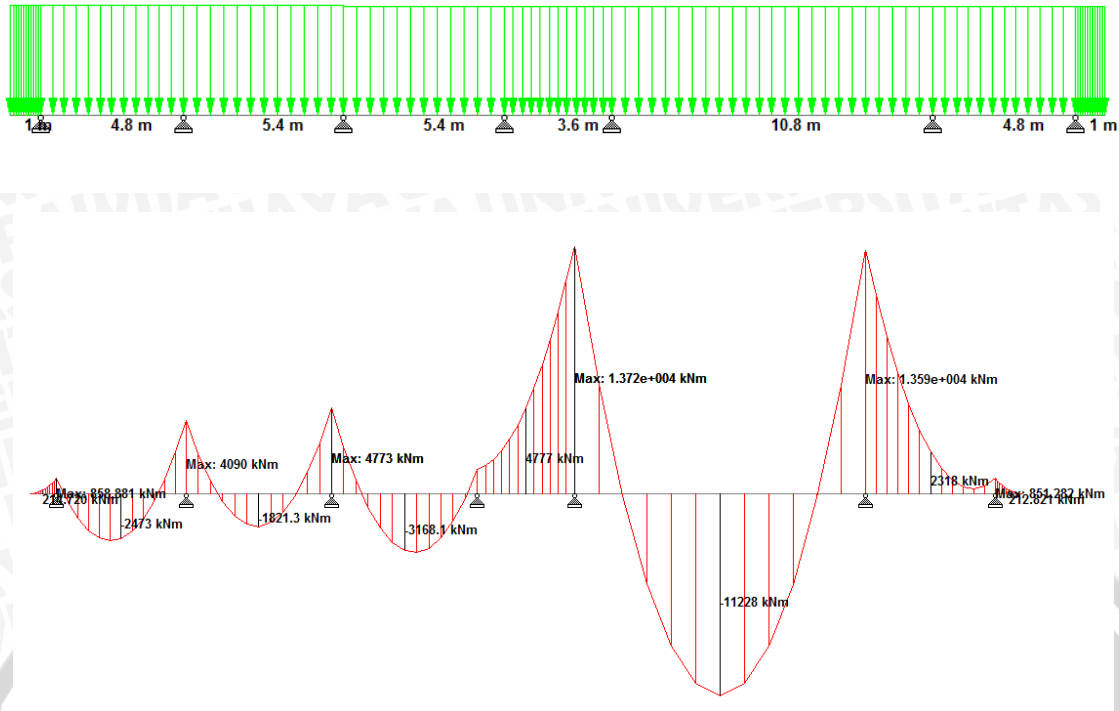
$$Mn = 1445.51 \text{ kNm/m'} > 1222.61 \text{ kNm/m'} \text{ (ok)}$$

4.12.2 Penulangan Lajur Y

Untuk analisa penulangan pada lajur y, tinjau lajur RR'S'S. Dari tabel 4.16 diketahui,

$$\text{Beban merata minimum} = q_{\min} \times B' = 173364.50 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban merata maksimum} = q_{\max} \times B' = 175171.02 \text{ kg/m}$$



Gambar 4.44 (a) Pemodelan balok menerus BCLM pada STAAD Pro. (b) Diagram momen lajur RR'S'S dengan STAAD Pro.

Analisa momen maksimum menggunakan program STAAD Pro dan didapat,

Momen maksimum (+) = 13720 kNm

Momen maksimum (-) = 11228 kNm

Analisa penulangan momen positif

$$\text{Momen per m}^{\prime} = 13720/9 = 1524.44 \text{ kNm/m}^{\prime}$$

$$\text{Tebal rakit} = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif} = 1500 - 75 = 1425 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar per m}^{\prime} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu baja} = 390 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu beton} = 40 \text{ MPa}$$

$$Mu = \phi As fy (d - 0.5a)$$

$$1524.44 = 0.8 \times As \times 390 \times 10^3 (1425 \times 10^{-3} - 0.5a)$$

$$a = \frac{As fy}{0.85 f'c b} = \frac{As \times 390 \times 10^3}{0.85 \times 40 \times 10^3 \times 1} = 11.47 As$$

$$As = 0.087a$$

$$1524.44 = 0.8 \times (0.087a) \times 390 \times 10^3 (1425 \times 10^{-3} - 0.5a)$$

$$1524.44 = 38760a - 13600a^2$$

$$a_1 = 0.0399 \text{ m}$$

$$a_2 = 2.8101 \text{ m}$$

Nilai a_2 melebihi tebal balok yaitu 1.5 m, sehingga diambil nilai a_1 . Didapat luas tulangan perlu,

$$A_s = 0.085 \times 0.0399 \times 10^6 = 3478.46 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D25 – 120 mm ($A_s = 4020 \text{ mm}^2$)

Kontrol kapasitas penampang:

$$M_n = \phi A_s f_y (d - 0.5a)$$

$$M_n = 0.8 \times 4020 \times 390 (1425 - 0.5 \times 0.0399 \times 1000)$$

$$M_n = 1849.94 \text{ kNm/m}' > 1524.44 \text{ kNm/m}' \text{ (ok)}$$

Analisa penulangan momen negatif

$$\text{Momen per m}' = 11228/9 = 1247.56 \text{ kNm/m}'$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - 0.5a)$$

$$1247.56 = 0.8 \times A_s \times 390 \times 10^3 (1425 \times 10^{-3} - 0.5a)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b} = \frac{A_s 390 \times 10^3}{0.85 \times 40 \times 10^3 \times 1} = 11.47 A_s$$

$$A_s = 0.087a$$

$$1247.56 = 0.8 \times (0.087a) \times 390 \times 10^3 (1425 \times 10^{-3} - 0.5a)$$

$$1247.56 = 38760a - 13600a^2$$

$$a_1 = 0.0326 \text{ m}$$

$$a_2 = 2.8101 \text{ m}$$

Nilai a_2 melebihi tebal balok yaitu 1.5 m, sehingga diambil nilai a_1 . Didapat luas tulangan perlu,

$$A_s = 0.087 \times 0.0326 \times 10^6 = 2842.05 \text{ mm}^2$$

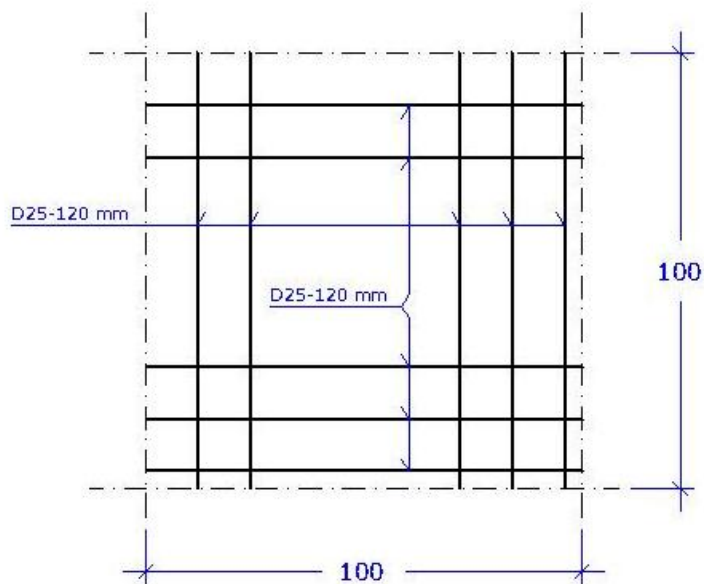
Dipakai tulangan D25 – 160 mm ($A_s = 3170 \text{ mm}^2$)

Kontrol kapasitas penampang:

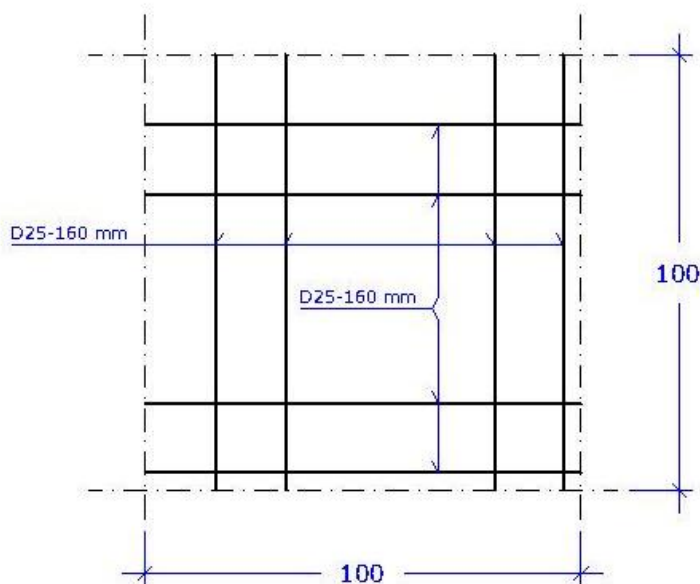
$$Mn = \phi As fy (d - 0.5a)$$

$$Mn = 0.8 \times 3170 \times 390 (1425 - 0.5 \times 0.0326 \times 1000)$$

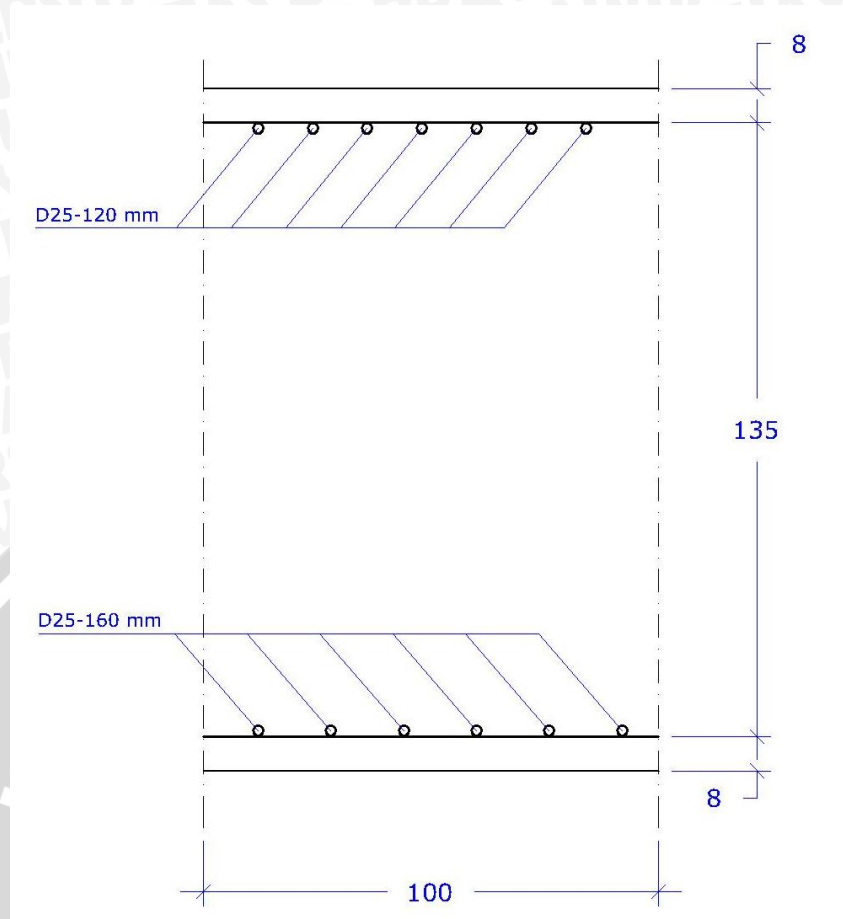
$$Mn = 1393.26 \text{ kNm/m}' > 1247.56 \text{ kNm/m}' \text{ (ok)}$$



Gambar 4.45 Denah tulangan atas pondasi rakit (per m')



Gambar 4.46 Denah tulangan bawah pondasi rakit (per m')



Gambar 4.47 Tampak samping tulangan pondasi rakit (per m')

4.13 Perencanaan Dinding Basemen

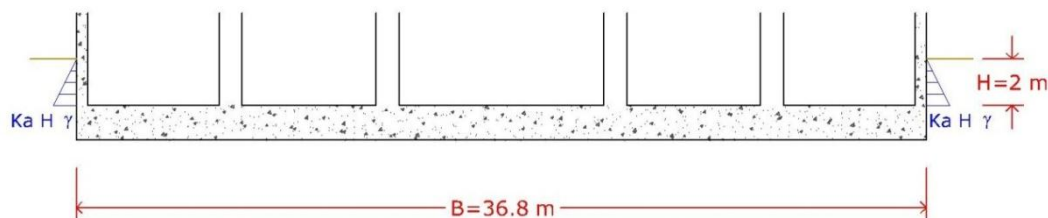
Perencanaan dinding basemen meliputi penentuan tebal dinding basemen dan perhitungan tulangan dinding basemen. Beban yang bekerja pada dinding basemen yaitu berupa tekanan tanah. Momen yang didapat dari hasil analisa kemudian dipakai untuk perhitungan tulangan dinding basemen.

4.13.1 Penentuan Tebal Dinding Basemen

Tebal dinding basemen direncanakan sebesar 300 mm atau 30 cm. Hal ini didasarkan pada SNI 03-2847-2002 mengenai Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Gedung, dimana disebutkan pada bab 16.5 (3) bahwa ketebalan dinding luar ruang bawah tanah dan dinding pondasi tidak boleh kurang daripada 190 mm.

4.13.2 Pembebanan Dinding Basemen

Dinding basemen dimodelkan sebagai balok tumpuan jepit bebas dengan lebar 1000 mm dan tebal 300 mm. Beban yang bekerja pada dinding basemen yaitu tekanan tanah aktif yang terjadi di belakang dinding basemen.



Gambar 4.48 Tekanan tanah aktif pada dinding basemen

Tekanan tanah aktif dihitung menggunakan teori *Rankine*, yaitu dengan persamaan,

$$\sigma_a = \gamma H K_a$$

dimana:

σ_a = tekanan tanah aktif

H = ketinggian dinding penahan tanah = 2 m

γ = berat volume tanah = 11.76 kg/m³

K_a = koefisien tekanan tanah aktif

Koefisien tekanan tanah aktif dapat dihitung dengan persamaan,

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

dimana:

φ = sudut gesek tanah = 5.94^o

Perhitungan koefisien tekanan tanah aktif,

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{5.94}{2} \right) = 0.8124$$

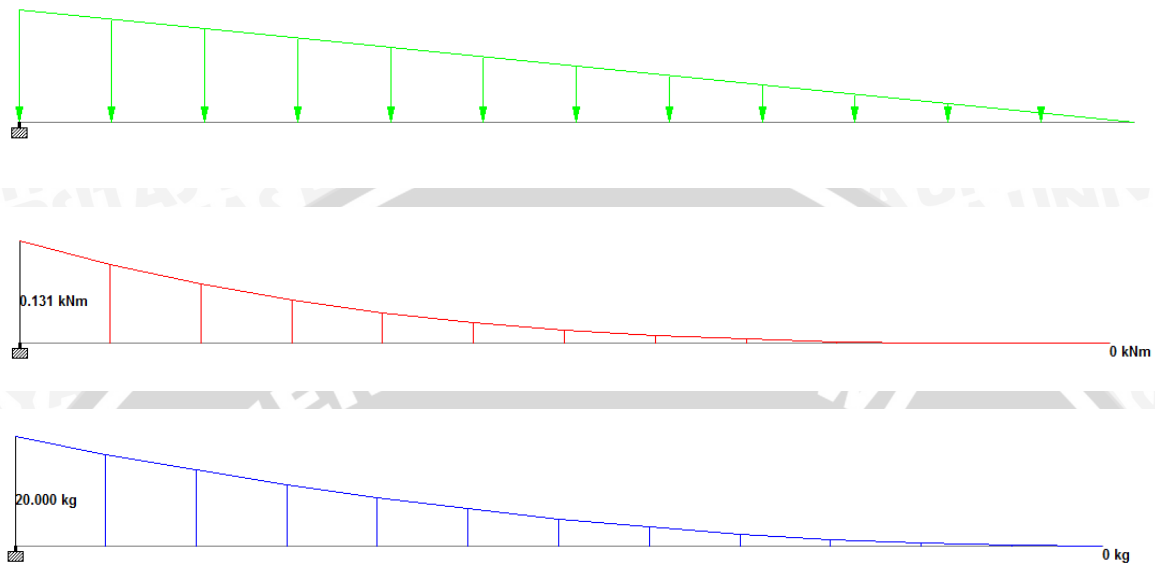
Tekanan tanah aktif,

$$\sigma_a = \gamma H K_a$$

$$\sigma_a = 11.76 \times 2 \times 0.8124$$

$$\sigma_a = 19.1076 \text{ kg/m}^2$$

Tekanan tanah aktif kemudian dijadikan beban merata per meter panjang yang bekerja pada balok jepit bebas. Momen dan gaya geser yang terjadi dianalisa menggunakan program STAAD Pro.



Gambar 4.49 (a) Pemodelan balok kantilever pada STAAD Pro. (b) Diagram momen balok kantilever (c) Diagram gaya geser balok kantilever

4.13.3 Penulangan Dinding Basemen

Dari hasil analisa STAAD Pro maka didapat gaya momen dan lintang maksimum,

$$\text{Momen maksimum} = 0.131 \text{ kNm} = 13.36 \text{ kgm}$$

$$\text{Geser maksimum} = 20 \text{ kg} = 0.20 \text{ kN}$$

$$\text{Tebal dinding} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif} = 300 - 30 = 270 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar per m}^2 = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu baja} = 320 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu beton} = 30 \text{ MPa}$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - 0.5a)$$

$$0.131 = 0.8 \times A_s \times 320 \times 10^3 (270 \times 10^{-3} - 0.5a)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b} = \frac{A_s 320 \times 10^3}{0.85 \times 30 \times 10^3 \times 1} = 11.47 A_s$$

$$A_s = 0.080a$$

$$0.131 = 0.8 \times (0.080a) \times 320 \times 10^3 (270 \times 10^{-3} - 0.5a)$$

$$0.131 = 5508a - 10200a^2$$

$$a_1 = 2.38 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$a_2 = 0.540 \text{ m}$$

Nilai a_2 melebihi tebal balok yaitu 0.3 m, sehingga diambil nilai a_1 . Didapat luas tulangan perlu,

$$A_s = 0.087 \times 2.38 \times 10^{-5} \times 10^6 = 1.8966 \text{ mm}^2$$

Nilai minimum A_s untuk plat adalah yang diperlukan untuk tulangan susut dan suhu (tulangan pembagi). Pemeriksaan nilai $A_{s_{min}}$,

$$A_{s_{min}} = 0.0020 b h = 0.0020 \times 1000 \times 300 = 600 \text{ mm}^2 > A_s$$

Maka nilai A_s yang dipakai adalah $A_{s_{min}} = 600 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan D16 – 300 mm ($A_s = 661 \text{ mm}^2$)

Kontrol kapasitas penampang:

$$M_n = \phi A_s f_y (d - 0.5a)$$

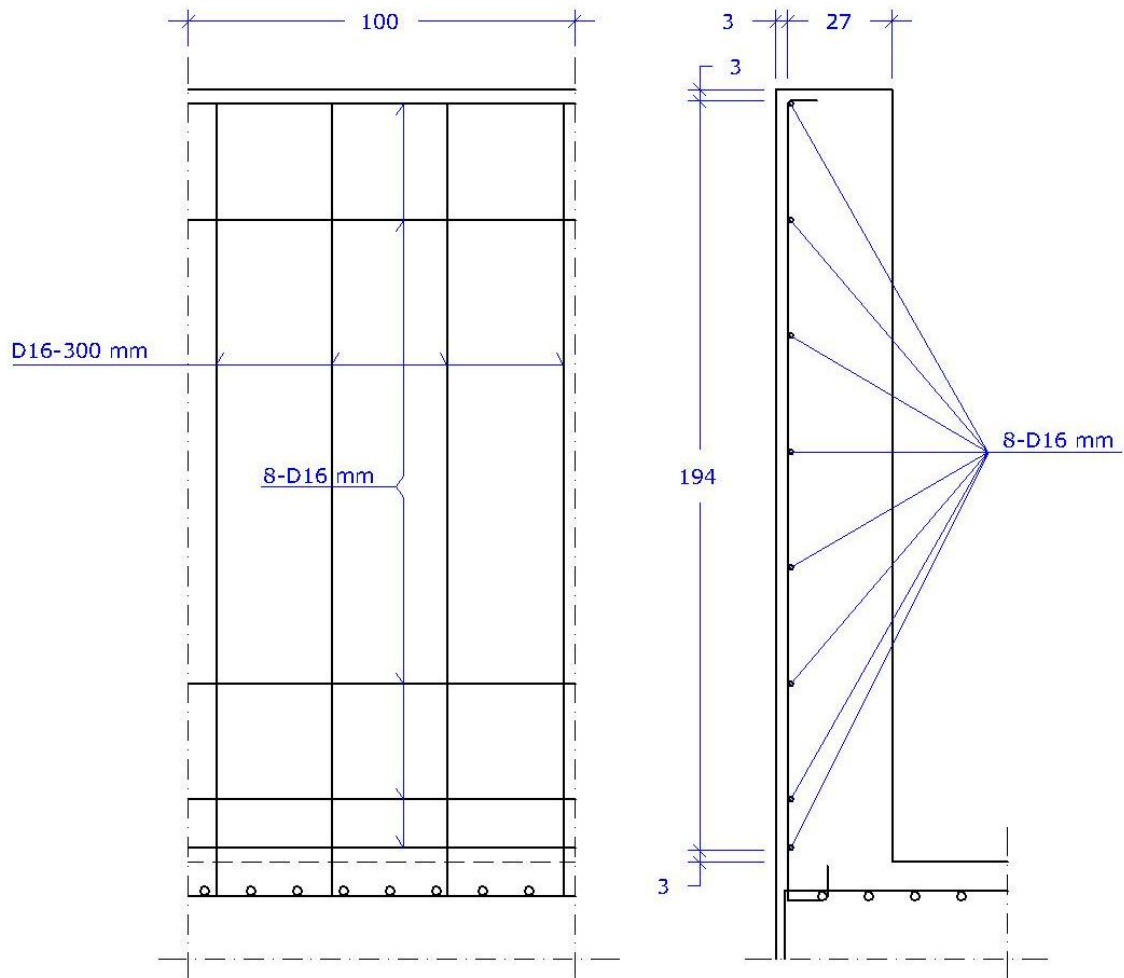
$$M_n = 0.8 \times 661 \times 320 (270 - 0.5 \times 2.38 \times 10^{-5} \times 1000)$$

$$M_n = 45.68 \text{ kNm} > 0.131 \text{ kNm (ok)}$$

Dengan demikian untuk tulangan utama dan tulangan pembagi (tegak lurus tulangan utama) dipakai tulangan D16 – 300 mm. Penulangan dinding basemen tidak menggunakan tulangan geser sehingga kapasitas beton harus melebihi gaya geser maksimum yang terjadi. Kuat geser beton adalah,

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b d = \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1000 \times 270 = 246475 \text{ N} = 246 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.6 \times 246 = 147 \text{ kN} > 0.2 \text{ kN (ok)}$$



Gambar 4.50 Denah tulangan dinding basemen

4.14 Perhitungan Biaya Konstruksi Pondasi *Strauss* dan Pondasi Rakit

Pondasi rakit dengan basemen yang telah dianalisa merupakan alternatif pondasi untuk gedung kuliah bersama Universitas Brawijaya dimana pada desain yang asli gedung ini menggunakan pondasi jenis tiang *strauss*. Pondasi rakit dengan basemen dikenal memiliki biaya konstruksi yang cukup mahal dibandingkan dengan jenis pondasi yang lain. Dengan demikian perlu turut diperhitungkan seberapa besar biaya konstruksi pondasi rakit untuk menentukan apakah pondasi ini masih layak dijadikan sebagai alternatif pondasi. Biaya konstruksi pondasi *strauss* juga dihitung sebagai pembanding.

4.14.1 Biaya Konstruksi Pondasi Tiang *Strauss*

Analisa biaya konstruksi pondasi *strauss* didasarkan pada data perencanaan yang telah ada. Biaya konstruksi yang dihitung merupakan biaya konstruksi utama dan tidak memperhitungkan biaya konstruksi pondasi secara detail. Urutan pekerjaan atau *work breakdown structure* konstruksi pondasi tiang *strauss* yang akan dianalisa disajikan dalam tabel 4.17.

Tabel 4.17 Urutan pekerjaan konstruksi pondasi tiang *strauss*

No	Jenis Pekerjaan	Satuan
I	Pekerjaan Tanah	
1	Galian tanah + pembuangan keluar lokasi	m ³
II	Pekerjaan Pondasi <i>Strauss</i>	
1	Pengeboran D45 cm dan D60 cm	m ³
2	Pembesian tiang <i>strauss</i> D45 cm dan D60 cm	kg
4	Pengecoran tiang <i>strauss</i> D45 cm dan D60 cm, Beton K-350	m ³
II	Pekerjaan Poer (<i>Pile cap</i>)	
1	Lantai kerja beton K-100 (10 cm)	m ³
2	Bekisting poer (kayu)	m ²
3	Pembesian poer	kg
4	Pengecoran poer, Beton K-350	m ³

Perhitungan volume pekerjaan pondasi tiang *strauss* beserta *pile cap* pondasi mengikuti gambar perencanaan pondasi dan dapat dilihat dalam lampiran. Perhitungan volume tercantum dalam tabel 4.18 hingga tabel 4.28.

Tabel 4.18 Perhitungan volume galian tanah *pile cap*

Tipe Pondasi	<i>Pile Cap</i>			Jumlah pondasi	Volume tanah (m ³)	10% Volume Tanah (m ³)	Volume tanah total (m ³)
	Panjang (m)	Lebar (m)	Kedalaman (m)				
Pondasi K1A	6.0	6.0	2.0	8	576.00	57.60	633.60
Pondasi K1	4.5	4.5	2.0	14	567.00	56.70	623.70
Pondasi K2	3.0	3.0	2.0	2	36.00	3.60	39.60
Pondasi K2E	2.0	2.0	2.0	2	16.00	1.60	17.60
Pondasi K3	3.0	2.0	1.5	24	216.00	21.60	237.60
Pondasi SW	7.5	4.5	2.0	2	135.00	13.50	148.50
Total Volume							1700.60

Tabel 4.19 Perhitungan volume tiang *strauss*

Tipe Pondasi	Tiang <i>Strauss</i>			Jumlah pondasi	Volume total <i>strauss</i> (m ³)
	Jumlah (tiang)	Diameter (cm)	Panjang (m)		
Pondasi K1A	16	60.0	9.0	8	325.72
Pondasi K1	8	60.0	9.0	14	285.01
Pondasi K2	4	60.0	9.0	2	20.36
Pondasi SW	15	60.0	9.0	2	76.34
Pondasi K2E	4	45.0	9.0	24	137.41
Pondasi K3	5	45.0	9.0	2	14.31
Total Volume					859.15

Tabel 4.20 Perhitungan volume tulangan utama tiang *strauss*

Tipe Pondasi	Tulangan utama <i>strauss</i>	Berat satu tulangan (kg/m')	Panjang <i>strauss</i> (m)	Jumlah tiang <i>strauss</i>	Berat total tulangan utama (kg)
Pondasi K1A	8 ϕ 10 mm	0.617	9.0	16	710.784
Pondasi K1	8 ϕ 10 mm	0.617	9.0	8	355.392
Pondasi K2	8 ϕ 10 mm	0.617	9.0	4	177.696
Pondasi K2E	8 ϕ 10 mm	0.617	9.0	15	666.36
Pondasi K3	8 ϕ 12 mm	0.888	9.0	4	255.744
Pondasi SW	8 ϕ 10 mm	0.617	9.0	5	222.12

Tabel 4.21 Perhitungan volume tulangan spiral tiang *strauss*

Tipe Pondasi	Tulangan spiral <i>strauss</i>	Berat satu tulangan (kg/m')	Keliling <i>strauss</i> (m)	Jumlah tulangan spiral	Panjang total tulangan spiral (m)	Jumlah tiang <i>strauss</i>	Berat total tulangan spiral (kg)
Pondasi K1A	ϕ 10 - 100 mm	0.617	1.88	90	169.65	16	1674.75
Pondasi K1	ϕ 10 - 100 mm	0.617	1.88	90	169.65	8	837.37
Pondasi K2	ϕ 10 - 100 mm	0.617	1.88	90	169.65	4	418.69
Pondasi K2E	ϕ 10 - 100 mm	0.617	1.88	90	169.65	15	1570.07
Pondasi K3	ϕ 10 - 100 mm	0.617	1.41	90	127.23	4	314.01
Pondasi SW	ϕ 10 - 100 mm	0.617	1.41	90	127.23	5	392.52

Tabel 4.22 Perhitungan total volume tulangan tiang *strauss*

Tipe Pondasi	Jumlah Pondasi	Tiang <i>Strauss</i>		Berat total tulangan <i>strauss</i> (kg)
		Berat total tulangan utama (kg)	Berat total tulangan spiral (kg)	
Pondasi K1A	8	710.784	1674.75	19084.23
Pondasi K1	14	355.392	837.37	16698.71
Pondasi K2	2	177.696	418.69	1192.76
Pondasi K2E	2	666.36	1570.07	4472.87
Pondasi K3	24	255.744	314.01	13674.21
Pondasi SW	2	222.12	392.52	1229.28
Total Volume				56352.06

Tabel 4.23 Perhitungan volume *pile cap*

Tipe Pondasi	<i>Pile Cap</i>			Jumlah pondasi	Volume <i>pile cap</i> (m ³)
	Panjang (m)	Lebar (m)	Tebal (m)		
Pondasi K1A	6.0	6.0	1.5	8	432.00
Pondasi K1	4.5	4.5	1.5	14	425.25
Pondasi K2	3.0	3.0	1.0	2	18.00
Pondasi K2E	2.0	2.0	1.0	2	8.00
Pondasi K3	3.0	2.0	1.0	24	144.00
Pondasi SW	7.5	4.5	1.5	2	101.25
Total Volume					1128.50

Tabel 4.24 Perhitungan volume lantai kerja beton bawah *pile cap*

Tipe Pondasi	Luas <i>pile cap</i> (m ²)	Jumlah pondasi	Tebal lantai kerja beton (m)	Volume lantai kerja beton (m ³)
Pondasi K1A	36.00	8	0.1	28.80
Pondasi K1	20.25	14	0.1	28.35
Pondasi K2	9.00	2	0.1	1.80
Pondasi K2E	4.00	2	0.1	0.80
Pondasi K3	6.00	24	0.1	14.40
Pondasi SW	33.75	2	0.1	6.75
Total Volume				80.90

Tabel 4.25 Perhitungan volume bekisting *pile cap*

Tipe Pondasi	Keliling <i>pile cap</i> (m)	Tebal <i>pile cap</i> (m)	Jumlah pondasi	Volume bekisting <i>pile cap</i> (m ²)
Pondasi K1A	24.00	1.5	8	288.00
Pondasi K1	18.00	1.5	14	378.00
Pondasi K2	12.00	1.0	2	24.00
Pondasi K2E	8.00	1.0	2	16.00
Pondasi K3	10.00	1.0	24	240.00
Pondasi SW	24.00	1.5	2	72.00
Total Volume				1018.00

Tabel 4.26 Perhitungan volume tulangan memanjang *pile cap*

Tipe Pondasi	Tulangan arah memanjang	Berat satu tulangan (kg/m')	Panjang <i>pile cap</i> (m)	Berat total satu tulangan (kg)	Lebar <i>pile cap</i> (m)	Jumlah tulangan arah memanjang (atas dan bawah)	Berat total tulangan memanjang (kg)
Pondasi K1A	φ 25 - 60 mm	3.85	6.0	23.10	6.0	200	4620.00
Pondasi K1	φ 25 - 100 mm	3.85	4.5	17.33	4.5	150	2598.75
Pondasi K2	φ 25 - 150 mm	3.85	3.0	11.55	3.0	100	1155.00
Pondasi K2E	φ 25 - 150 mm	3.85	2.0	7.70	2.0	67	513.33
Pondasi K3	φ 25 - 150 mm	3.85	3.0	11.55	2.0	67	770.00
Pondasi SW	φ 25 - 100 mm	3.85	7.5	28.88	4.5	150	4331.25

Tabel 4.27 Perhitungan volume tulangan memendek *pile cap*

Tipe Pondasi	Tulangan arah memanjang	Berat satu tulangan (kg/m')	Lebar <i>pile cap</i> (m)	Berat total satu tulangan (kg)	Panjang <i>pile cap</i> (m)	Jumlah tulangan arah memendek (atas dan bawah)	Berat total tulangan memendek (kg)
Pondasi K1A	φ 25 - 100 mm	3.85	6.0	23.10	6.0	120	2772.00
Pondasi K1	φ 25 - 100 mm	3.85	4.5	17.33	4.5	90	1559.25
Pondasi K2	φ 25 - 140 mm	3.85	3.0	11.55	3.0	60	693.00
Pondasi K2E	φ 25 - 150 mm	3.85	2.0	7.70	2.0	40	308.00
Pondasi K3	φ 25 - 150 mm	3.85	2.0	7.70	3.0	60	462.00
Pondasi SW	φ 25 - 100 mm	3.85	4.5	17.33	7.5	150	2598.75

Tabel 4.28 Perhitungan volume total tulangan *pile cap*

Tipe Pondasi	Jumlah Pondasi	Pile Cap		Berat total tulangan <i>pile cap</i> (kg)
		Berat total tulangan memanjang (kg)	Berat total tulangan memendek (kg)	
Pondasi K1A	8	4620.00	2772.00	59136.00
Pondasi K1	14	2598.75	1559.25	58212.00
Pondasi K2	2	1155.00	693.00	3696.00
Pondasi K2E	2	513.33	308.00	1642.67
Pondasi K3	24	770.00	462.00	29568.00
Pondasi SW	2	4331.25	2598.75	13860.00
Total Volume				166114.67

Analisa harga satuan pekerjaan konstruksi pondasi tiang strauss tersaji dalam tabel 4.29 hingga tabel 4.35 dengan perhitungan koefisien tenaga, alat, dan bahan konstruksi dapat dilihat pada lampiran. Harga satuan dari masing-masing teaga, bahan, dan peralatan tersaji pula dalam lampiran.

Tabel 4.29 Analisa harga satuan pekerjaan galian tanah sedalam 0-2m beserta pembuangan keluar lokasi (m³)

No.	Komponen	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah Harga (Rp.)
A.	TENAGA				
1	Pekerja Biasa	jam	0.02239	6,428.57	143.91
2	Mandor	jam	0.00746	8,571.43	63.96
Jumlah Harga Tenaga (A)					207.87
B.	PERALATAN				
1	Excavator	jam	0.0075	549,420.92	4,099.84
2	Dump Truck	jam	0.0734	291,121.72	21,377.39
3	Alat Bantu	ls	1.0000	1,500.00	1,500.00
Jumlah Harga Alat (B)					26,977.23
Jumlah Harga Satuan Pekerjaan (A+B)					27,185.10

Tabel 4.30 Analisa harga satuan pekerjaan pengeboran tiang *strauss* D60cm dan D45cm (m')

No.	Komponen	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah Harga (Rp.)
A.	TENAGA				
1	Tukang Batu	jam	0.1254	8,571.43	1,074.92
2	Mandor	jam	0.0627	9,857.14	618.08
Jumlah Harga Tenaga (A)					1,693.00
B.	PERALATAN				
1	Bore Pile Machine	jam	0.0627	917,455.87	57,527.96
2	Alat Bantu	jam	1.0000	5,000.00	5,000.00
Jumlah Harga Alat (B)					62,527.96
Jumlah Harga Satuan Pekerjaan (A+B)					64,220.96

Tabel 4.31 Analisa harga satuan pekerjaan pengecoran tiang *strauss* D60cm dan D45cm, beton K-350 (30 MPa) (m³)

No.	Komponen	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah Harga (Rp.)
A.	TENAGA				
1	Pekerja Biasa	jam	0.8032	6,428.57	5,163.51
2	Tukang Batu	jam	0.4016	8,571.43	3,442.34
3	Mandor	jam	0.2008	9,857.14	1,979.35
Jumlah Harga Tenaga (A)					10,585.20
B.	BAHAN				
1	Semen/Pc	kg	429.4737	1,420.00	609,852.63
2	Pasir beton	m ³	0.5500	152,600.00	83,930.00
3	Agregat kasar	m ³	0.8105	210,909.92	170,948.04
Jumlah Harga Alat (B)					864,730.67
C.	PERALATAN				
1	Concrete Pan Mixer	jam	0.1004	843,036.92	84,642.26
2	Truk Mixer	jam	0.2414	588,071.17	141,988.44
3	Water Tanker	jam	0.0382	276,628.14	10,554.09
4	Concrete Pump	jam	0.1004	276,514.66	27,762.52
5	Concrete Vibrator	jam	0.0083	33,023.00	275.19
6	Pipa tremi & Casing	ls	1.0000	12,500.00	12,500.00
7	Alat Bantu	ls	1.0000	1,500.00	1,500.00
Jumlah Harga Alat (C)					279,222.50
Jumlah Harga Satuan Pekerjaan (A+B+C)					1,154,538.37

Tabel 4.32 Analisa harga satuan pekerjaan lantai kerja bawah *pile cap*, beton K-100 (7.4 MPa) (m³)

No.	Komponen	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah Harga (Rp.)
A. TENAGA					
1	Pekerja Biasa	OH	1.2000	6,428.57	7,714.29
2	Tukang Batu	OH	0.2000	8,571.43	1,714.29
3	Kepala Tukang Batu	OH	0.0200	64,000.00	1,280.00
4	Mandor	OH	0.0600	9,857.14	591.43
Jumlah Harga Tenaga (A)					11,300.00
B. BAHAN					
1	Semen/Pc	kg	230.0000	1,420.00	326,600.00
2	Pasir beton	m ³	0.6379	152,600.00	97,337.00
3	Agregat kasar	m ³	0.7607	210,909.92	160,447.77
Jumlah Harga Alat (B)					584,384.77
C. PERALATAN					
1	Alat bantu: Pacul Ember, Sekop	ls	1.0000	2,000.00	2,000.00
Jumlah Harga Alat (C)					2,000.00
Jumlah Harga Satuan Pekerjaan (A+B+C)					597,684.77

Tabel 4.33 Analisa harga satuan pekerjaan bekisting *pile cap* (2 kali pakai) (m²)

No.	Komponen	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah Harga (Rp.)
A. TENAGA					
1	Pekerja Biasa	OH	0.5200	6,428.57	3,342.86
2	Tukang Kayu	OH	0.2600	8,571.43	2,228.57
3	Kepala Tukang Kayu	OH	0.0260	64,000.00	1,664.00
4	Mandor	OH	0.0260	9,857.14	256.29
Jumlah Harga Tenaga (A)					7,491.71
B. BAHAN					
1	Papan kayu kelas III	m ³	0.0200	3,909,200.00	78,184.00
2	Paku kayu	kg	0.1500	23,000.00	3,450.00
3	Minyak bekisting	ltr	0.0500	2,900.00	145.00
Jumlah Harga Alat (B)					81,779.00
C. PERALATAN					
1	Alat bantu: Palu Benang, Sekop	ls	1.0000	2,000.00	2,000.00
Jumlah Harga Alat (C)					2,000.00
Jumlah Harga Satuan Pekerjaan (A+B+C)					91,270.71

Tabel 4.34 Analisa harga satuan pekerjaan pengecoran *pile cap*, beton K-350 (30 MPa) (m³)

No.	Komponen	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah Harga (Rp.)
A.	TENAGA				
1	Pekerja Biasa	jam	0.8032	6,428.57	5,163.51
2	Tukang Batu	jam	0.4016	8,571.43	3,442.34
3	Mandor	jam	0.2008	9,857.14	1,979.35
Jumlah Harga Tenaga (A)					10,585.20
B.	BAHAN				
1	Semen/Pc	kg	429.4737	1,420.00	609,852.63
2	Pasir beton	m ³	0.5500	152,600.00	83,930.00
3	Agregat kasar	m ³	0.8105	210,909.92	170,948.04
Jumlah Harga Alat (B)					864,730.67
C.	PERALATAN				
1	Concrete Pan Mixer	jam	0.1004	843,036.92	84,642.26
2	Truk Mixer	jam	0.2414	588,071.17	141,988.44
3	Water Tanker	jam	0.0382	276,628.14	10,554.09
4	Concrete Pump	jam	0.1004	276,514.66	27,762.52
5	Concrete Vibrator	jam	0.0083	33,023.00	275.19
7	Alat Bantu	ls	1.0000	1,500.00	1,500.00
Jumlah Harga Alat (C)					266,722.50
Jumlah Harga Satuan Pekerjaan (A+B+C)					1,142,038.37

Tabel 4.35 Analisa harga satuan pekerjaan pembesian dengan baja tulangan polos, U-24 (fy=2400 kg/cm²)

No.	Komponen	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah Harga (Rp.)
A.	TENAGA				
1	Pekerja Biasa	OH	0.0150	45,000.00	675.00
2	Tukang Besi	OH	0.0050	60,000.00	300.00
4	Mandor	OH	0.0050	69,000.00	345.00
Jumlah Harga Tenaga (A)					1,320.00
B.	BAHAN				
1	Besi beton polos	kg	1.1000	10,700.00	11,770.00
2	Kawat beton	kg	0.0200	18,300.00	366.00
Jumlah Harga Alat (B)					12,136.00
C.	PERALATAN				
1	Alat bantu	ls	1.0000	2,000.00	2,000.00
Jumlah Harga Alat (C)					2,000.00
Jumlah Harga Satuan Pekerjaan (A+B+C)					15,456.00

Maka total keseluruhan biaya konstruksi pondasi tiang *strauss* beserta *pile cap* dapat dihitung dan dapat dilihat pada tabel 4.36.

Tabel 4.36 Perhitungan biaya konstruksi pondasi tiang *strauss* beserta *pile cap*

No	Jenis Pekerjaan	Satuan	Volume	Harga Satuan (Rp)	Jumlah (Rp)
I	Pekerjaan Tanah				
1	Galian tanah + pembuangan keluar lokasi	m ³	1700.60	27,185.10	46,230,983.28
II	Pekerjaan Pondasi <i>Strauss</i>				
1	Pengeboran D45 cm dan D60 cm	m ³	859.15	64,220.96	55,175,500.58
2	Pembesian tiang <i>strauss</i> D45 cm dan D60 cm	kg	56352.06	15,456.00	870,977,428.41
4	Pengecoran tiang <i>straus</i> D45 cm dan D60 cm, Beton K-350	m ³	859.15	1,154,538.37	991,922,767.27
II	Pekerjaan Poer (<i>Pile cap</i>)				
1	Lantai kerja beton K-100 (10 cm)	m ³	80.90	597,684.77	48,352,697.79
2	Bekisting poer (kayu)	m ²	1018.00	91,270.71	92,913,587.14
3	Pembesian poer	kg	166114.67	15,456.00	2,567,468,288.00
4	Pengecoran poer, Beton K-350	m ³	1128.50	1,142,038.37	1,288,790,297.43
Total Biaya Konstruksi					5,961,831,549.90

4.14.2 Biaya Konstruksi Pondasi Rakit

Dari perencanaan yang telah dilakukan, kemudian dihitung analisa biaya konstruksi dari pondasi rakit. Seperti pada analisa biaya konstruksi pondasi tiang *strauss*, analisa konstruksi pondasi rakit hanya memperhitungkan biaya konstruksi pondasi yang utama dan buakn biaya konstruksi secara detail. Urutan pekerjaan atau *work breakdown structure* konstruksi pondasi rakit yang akan dianalisa disajikan dalam tabel 4.37.

Tabel 4.37 Urutan pekerjaan konstruksi pondasi rakit

No	Jenis Pekerjaan	Satuan
I	Pekerjaan Tanah	
1	Galian tanah + pembuangan keluar lokasi	m ³
2	Perataan lahan galian	m ²
II	Pekerjaan Pondasi Rakit dan Basemen	
1	Lantai kerja beton K-125	m ³
2	Bekisting pelat pondasi rakit (kayu)	m ²
3	Bekisting dinding basemen (kayu)	m ²
4	Pembesian pelat pondasi rakit, baja tulangan ulir U-39	kg
5	Pembesian dinding basemen, baja tulangan ulir U-32	kg
6	Pengecoran pelat pondasi rakit, Beton K-450	m ³
7	Pengecoran dinding basemen, Beton K-350	m ³

Perhitungan volume pekerjaan konstruksi pondasi rakit

Data pondasi rakit:

Panjang (L) = 66.6 m

Lebar (B) = 36.8 m

Tebal (t) = 1.5 m

Kedalaman (d) = 3.5 m

1. Perhitungan volume galian pondasi

$$V = L \times B \times d = 66.6 \times 36.8 \times 3.5 = \mathbf{8578.08 \text{ m}^3}$$

2. Perhitungan volume perataan lahan galian

$$V = L \times B = 66.6 \times 36.8 = \mathbf{2450.88 \text{ m}^2}$$

3. Perhitungan volume lantai kerja beton bawah pondasi rakit

→ Tebal lantai kerja = 10 cm = 0.1 m

$$V = L \times B \times 0.1 = 66.6 \times 36.8 \times 0.1 = \mathbf{245.089 \text{ m}^3}$$

4. Perhitungan volume bekisting pondasi rakit

$$V = (2 B + 2 L) \times t = (2 \times 36.8 + 2 \times 66.6) \times 1.5 = \mathbf{310.20 \text{ m}^2}$$

5. Perhitungan volume bekisting dinding basemen

→ Tebal dinding basemen = 0.3 m

→ Tinggi dinding basemen = 2 m

$$V = (2 (L-0.6) + 2 (B-0.6)) \times 2 + (2 L + 2 B) \times 2$$

$$V = (2 (66.6-0.6) + 2 (36.8-0.6)) \times 2 + (2 \times 66.6 + 2 \times 36.8) \times 2$$

$$V = \mathbf{823.60 \text{ m}^2}$$

6. Perhitungan volume tulangan pondasi rakit

→ Tulangan arah x:

Tulangan atas = D25 – 120 mm

Tulangan bawah = D25 – 160 mm

→ Tulangan arah y:

Tulangan atas = D25 – 120 mm

Tulangan bawah = D25 – 160 mm

→ Volume tulangan arah x:

Berat tulangan D25 = 3.85 kg/m³

Panjang rakit arah x = 66.6 m

Berat total satu tulangan = 66.6 x 3.85 = 256.41 kg

Panjang rakit arah y = 36.8 m

Jumlah tulangan atas arah y = 36.8 x 1000/120 = 307 buah

Jumlah tulangan bawah arah y = 36.8 x 1000/160 = 230 buah

Berat tulangan atas arah x = 307 x 256.41 = 78717.87 kg

Berat tulangan bawah arah x = 230 x 256.41 = 58974.30 kg

→ Volume tulangan arah y:

Berat tulangan D25 = 3.85 kg/m³

Panjang rakit arah y = 36.8 m

Berat total satu tulangan = 36.8 x 3.85 = 141.68 kg

Panjang rakit arah x = 66.6 m

Jumlah tulangan atas arah x = 66.6 x 1000/120 = 555 buah

Jumlah tulangan bawah arah x = 66.6 x 1000/160 = 417 buah

Berat tulangan atas arah y = 555 x 141.68 = 78632.40 kg

Berat tulangan bawah arah y = 417 x 141.68 = 59080.56 kg

Total volume tulangan = 78717.87 + 58974.30 + 78632.40 + 59080.56 = **275405.13**

kg

7. Perhitungan volume tulangan dinding basemen

→ Tulangan utama = D16 – 300 mm.

→ Tulangan bagi = D16 – 300 mm.

→ Tebal dinding basemen = 0.3 m

→ Tinggi dinding basemen = 2 m

→ Volume tulangan utama:

Berat tulangan D10 = 0.617 kg/m³

$$\text{Berat total tulangan} = 0.617 \times 2 = 1.234 \text{ kg}$$

$$\text{Jumlah tulangan per m}^2 = 1000/300 = 3.33 \approx 4 \text{ buah/m}^2$$

$$\text{Berat tulangan per m}^2 = 1.234 \times 4 = 4.936 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Volume total tulangan utama} = (2 \times 66.6 + 2 \times 36.8) \times 4.936 = 1020.77 \text{ kg}$$

→ Volume tulangan bagi:

$$\text{Berat tulangan D10} = 0.617 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat total tulangan arah x} = 0.617 \times 66.6 = 41.10 \text{ kg}$$

$$\text{Berat total tulangan arah y} = 0.617 \times 36.8 = 22.71 \text{ kg}$$

$$\text{Jumlah tulangan arah x} = 2 \times 1000/300 = 7 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah tulangan arah y} = 2 \times 1000/300 = 7 \text{ buah}$$

$$\text{Berat total tulangan arah x} = 7 \times 41.10 = 287.70 \text{ kg}$$

$$\text{Berat total tulangan arah y} = 7 \times 22.71 = 158.97 \text{ kg}$$

$$\text{Volume total tulangan bagi} = 287.70 + 158.97 = 446.67 \text{ kg}$$

$$\text{Total volume tulangan} = 1020.77 + 446.67 = \mathbf{1467.44 \text{ kg}}$$

8. Perhitungan volume beton pondasi rakit

$$V = 66.6 \times 36.8 \times 1.5 = \mathbf{3676.32 \text{ m}^3}$$

9. Perhitungan volume beton dinding basemen

$$V = (2 B + 2 L) \times 0.3 \times 2 = (2 \times 36.8 + 2 \times 66.6) \times 0.3 \times 2 = \mathbf{124.08 \text{ m}^3}$$

Analisa harga satuan pekerjaan konstruksi pondasi rakit tersaji dalam tabel 4.38 hingga tabel 4.45 dengan perhitungan koefisien tenaga, alat, dan bahan konstruksi dapat dilihat pada lampiran. Harga satuan dari masing-masing tenaga, bahan, dan peralatan tersaji pula dalam lampiran.

Tabel 4.38 Analisa harga satuan pekerjaan galian tanah 2-4m beserta pembuangan keluar lokasi (m³)

No.	Komponen	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah Harga (Rp.)
A.	TENAGA				
1	Pekerja Biasa	jam	0.01658	6,428.57	106.60
2	Mandor	jam	0.00829	9,857.14	81.73
Jumlah Harga Tenaga (A)					188.33
B.	PERALATAN				
1	Excavator	jam	0.0083	549,420.92	4,555.37
2	Dump Truck	jam	0.0744	291,121.72	21,668.21
3	Alat Bantu	ls	1.0000	1,500.00	1,500.00
Jumlah Harga Alat (B)					27,723.58
Jumlah Harga Satuan Pekerjaan (A+B)					27,911.91

Tabel 4.39 Analisa harga satuan perataan dan pemadatan lahan galian (m²)

No.	Komponen	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah Harga (Rp.)
A.	TENAGA				
1	Pekerja Biasa	jam	0.0024	6,428.57	15.31
2	Mandor	jam	0.0006	9,857.14	5.87
Jumlah Harga Tenaga (A)					21.17
B.	PERALATAN				
1	Motor Grader	jam	0.0006	522,644.00	311.10
2	Vibratory Roller	jam	0.0005	403,842.52	190.06
3	Alat Bantu	jam	1.0000	1,500.00	1,500.00
Jumlah Harga Alat (B)					2,001.16
Jumlah Harga Satuan Pekerjaan (A+B)					2,022.33

Tabel 4.40 Analisa harga satuan pekerjaan lantai kerja bawah pondasi rakit, beton K-125 (10 MPa) (m³)

No.	Komponen	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah Harga (Rp.)
A.	TENAGA				
1	Pekerja Biasa	jam	1.3655	6,428.57	8,777.97
2	Tukang Batu	jam	0.6827	8,571.43	5,851.98
4	Mandor	jam	0.6827	9,857.14	6,729.78
Jumlah Harga Tenaga (A)					21,359.72
B.	BAHAN				
1	Semen/Pc	kg	335.3425	1,420.00	476,186.30
2	Pasir beton	m ³	0.6955	152,600.00	106,128.56
3	Agregat kasar	m ³	1.0571	210,909.92	222,955.57
Jumlah Harga Alat (B)					805,270.42
C.	PERALATAN				
1	Concrete Mixer	jam	0.6827	171,706.29	117,229.20
3	Water Tanker	jam	0.0382	276,628.14	10,554.09
4	Concrete Pump	jam	0.1004	276,514.66	27,762.52
7	Alat Bantu	ls	1.0000	1,500.00	1,500.00
Jumlah Harga Alat (C)					157,045.80
Jumlah Harga Satuan Pekerjaan (A+B+C)					983,675.95

Tabel 4.41 Analisa harga satuan pekerjaan bekisting pondasi rakit dan dinding basemen (m²)

No.	Komponen	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah Harga (Rp.)
A.	TENAGA				
1	Pekerja Biasa	OH	0.5200	6,428.57	3,342.86
2	Tukang Kayu	OH	0.2600	8,571.43	2,228.57
3	Kepala Tukang Kayu	OH	0.0260	64,000.00	1,664.00
4	Mandor	OH	0.0260	9,857.14	256.29
Jumlah Harga Tenaga (A)					7,491.71
B.	BAHAN				
1	Papan kayu kelas III	m ³	0.0200	3,909,200.00	78,184.00
2	Paku kayu	kg	0.1500	23,000.00	3,450.00
3	Minyak bekisting	ltr	0.0500	2,900.00	145.00
Jumlah Harga Alat (B)					81,779.00
C.	PERALATAN				
1	Alat bantu: Palu Benang, Sekop	ls	1.0000	2,000.00	2,000.00
Jumlah Harga Alat (C)					2,000.00
Jumlah Harga Satuan Pekerjaan (A+B+C)					91,270.71

Tabel 4.42 Analisa harga satuan pekerjaan pembesian dengan baja tulangan ulir, U-32 (fy=3200 kg/cm²)

No.	Komponen	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah Harga (Rp.)
A.	TENAGA				
1	Pekerja Biasa	OH	0.0150	45,000.00	675.00
2	Tukang Besi	OH	0.0050	60,000.00	300.00
4	Mandor	OH	0.0050	69,000.00	345.00
Jumlah Harga Tenaga (A)					1,320.00
B.	BAHAN				
1	Besi beton polos	kg	1.1000	16,500.00	18,150.00
2	Kawat beton	kg	0.0200	18,300.00	366.00
Jumlah Harga Alat (B)					18,516.00
C.	PERALATAN				
1	Alat bantu	ls	1.0000	2,000.00	2,000.00
Jumlah Harga Alat (C)					2,000.00
Jumlah Harga Satuan Pekerjaan (A+B+C)					21,836.00

Tabel 4.43 Analisa harga satuan pekerjaan pembesian dengan baja tulangan ulir, U-39 ($f_y=3900 \text{ kg/cm}^2$)

No.	Komponen	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah Harga (Rp.)
A.	TENAGA				
1	Pekerja Biasa	OH	0.0150	45,000.00	675.00
2	Tukang Besi	OH	0.0050	60,000.00	300.00
4	Mandor	OH	0.0050	69,000.00	345.00
Jumlah Harga Tenaga (A)					1,320.00
B.	BAHAN				
1	Besi beton polos	kg	1.0500	17,600.00	18,480.00
2	Kawat beton	kg	0.0200	18,300.00	366.00
Jumlah Harga Alat (B)					18,846.00
C.	PERALATAN				
1	Alat bantu	ls	1.0000	2,000.00	2,000.00
Jumlah Harga Alat (C)					2,000.00
Jumlah Harga Satuan Pekerjaan (A+B+C)					22,166.00

Tabel 4.44 Analisa harga satuan pekerjaan pengecoran pondasi rakit, beton K-450 (40 MPa) (m^3)

No.	Komponen	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah Harga (Rp.)
A.	TENAGA				
1	Pekerja Biasa	jam	0.8032	6,428.57	5,163.51
2	Tukang Batu	jam	0.4016	8,571.43	3,442.34
3	Mandor	jam	0.2008	9,857.14	1,979.35
Jumlah Harga Tenaga (A)					10,585.20
B.	BAHAN				
1	Semen/Pc	kg	461.8868	1,420.00	655,879.25
2	Pasir beton	m^3	0.5132	152,600.00	78,315.47
3	Agregat kasar	m^3	0.7849	210,909.92	165,544.39
Jumlah Harga Alat (B)					899,739.11
C.	PERALATAN				
1	Concrete Pan Mixer	jam	0.1004	843,036.92	84,642.26
2	Truk Mixer	jam	0.2414	588,071.17	141,988.44
3	Water Tanker	jam	0.0382	276,628.14	10,554.09
4	Concrete Pump	jam	0.1004	276,514.66	27,762.52
5	Concrete Vibrator	jam	0.0083	33,023.00	275.19
7	Alat Bantu	ls	1.0000	1,500.00	1,500.00
Jumlah Harga Alat (C)					266,722.50
Jumlah Harga Satuan Pekerjaan (A+B+C)					1,177,046.80

Tabel 4.45 Analisa harga satuan pekerjaan pengecoran dinding basemen, beton K-350 (30 MPa) (m³)

No.	Komponen	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan (Rp.)	Jumlah Harga (Rp.)
A.	TENAGA				
1	Pekerja Biasa	jam	0.8032	6,428.57	5,163.51
2	Tukang Batu	jam	0.4016	8,571.43	3,442.34
3	Mandor	jam	0.2008	9,857.14	1,979.35
Jumlah Harga Tenaga (A)					10,585.20
B.	BAHAN				
1	Semen/Pc	kg	429.4737	1,420.00	609,852.63
2	Pasir beton	m ³	0.5500	152,600.00	83,930.00
3	Agregat kasar	m ³	0.8105	210,909.92	170,948.04
Jumlah Harga Alat (B)					864,730.67
C.	PERALATAN				
1	Concrete Pan Mixer	jam	0.1004	843,036.92	84,642.26
2	Truk Mixer	jam	0.2414	588,071.17	141,988.44
3	Water Tanker	jam	0.0382	276,628.14	10,554.09
4	Concrete Pump	jam	0.1004	276,514.66	27,762.52
5	Concrete Vibrator	jam	0.0083	33,023.00	275.19
7	Alat Bantu	ls	1.0000	1,500.00	1,500.00
Jumlah Harga Alat (C)					266,722.50
Jumlah Harga Satuan Pekerjaan (A+B+C)					1,142,038.37

Maka total keseluruhan biaya konstruksi pondasi rakit dapat dihitung dan dapat dilihat pada tabel 4.46.

Tabel 4.46 Perhitungan biaya konstruksi pondasi rakit

No	Jenis Pekerjaan	Satuan	Volume	Harga Satuan (Rp)	Jumlah (Rp)
I	Pekerjaan Tanah				
1	Galian tanah + pembuangan keluar lokasi	m ³	8578.08	27,911.91	239,430,590.69
2	Perataan lahan galian	m ²	2450.88	2,022.33	4,956,494.32
II	Pekerjaan Pondasi Rakit dan Basemen				
1	Lantai kerja beton K-125	m ³	245.09	983,675.95	241,089,137.55
2	Bekisting pelat pondasi rakit (kayu)	m ²	310.2	91,270.71	28,312,175.57
3	Bekisting dinding basemen (kayu)	m ²	823.6	91,270.71	75,170,560.29
4	Pembesian pelat pondasi rakit, baja tulangan ulir U-39	kg	275405.13	22,166.00	6,104,630,111.58
5	Pembesian dinding basemen, baja tulangan ulir U-32	kg	1467.44	21,836.00	32,043,019.84
6	Pengecoran pelat pondasi rakit, Beton K-450	m ³	3676.32	1,177,046.80	4,327,200,700.07
7	Pengecoran dinding basemen, Beton K-350	m ³	124.08	1,142,038.37	141,704,120.61
Total Biaya Konstruksi					11,194,536,910.52

