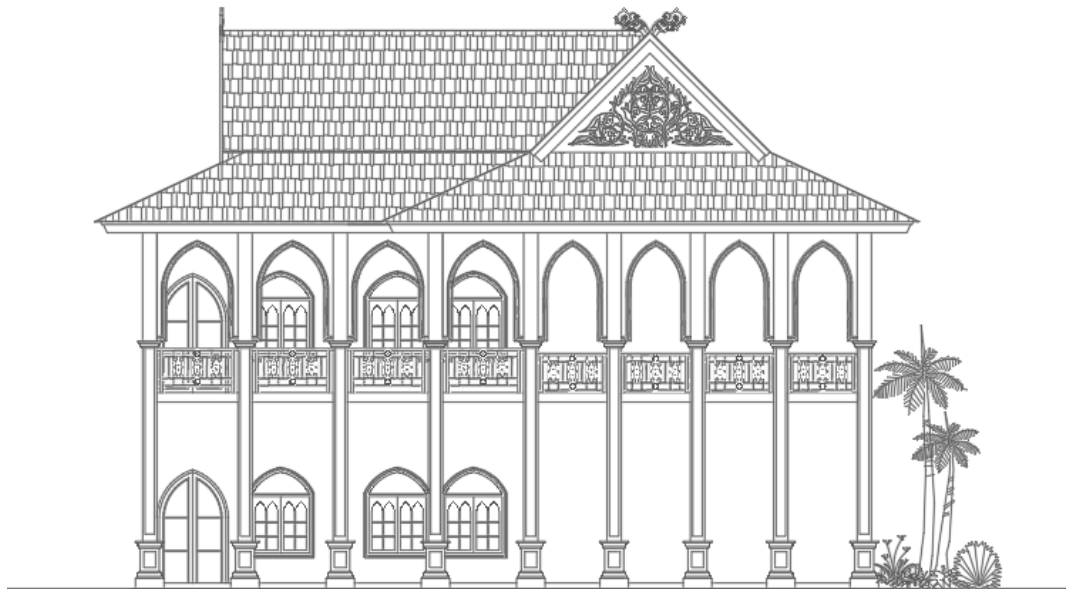


BAB V

ANALISIS PONDASI

1.1 DATA BANGUNAN MDA AL-MUCHLISIN

MDA Nurul Muhlisin terletak di Kelurahan Tangkerang Barat Kecamatan Marpoyan Damai Kota Pekanbaru, Provinsi Riau. Bangunan ini memiliki total 3 lantai. Bangunan ini menggunakan pondasi cerucuk kayu pada kedalaman 24,20 meter. Pada penelitian ini gedung akan dirancang menggunakan pondasi cerucuk kayu, pondasi bored pile dan pondasi tiang pancang pada kedalaman tanah keras sesuai dengan data sondir untuk kapasitas daya dukung ujung tiang dengan menggunakan metode *Schmertman* dan *Nottingham* dan metode *Meyerhoff*. Berikut gambar dari bangunan MDA Nurul Muhlisin dapat dilihat pada Gambar 5.1



Gambar 5.1 Tampak depan MDA Muchlisin

5.1.1 Data Umum

Data proyek pembangunan MDA Muhlisin meliputi data umum, sebagai berikut.

1. Nama Proyek : MDA Nurul Muhlisin
2. Kontraktor : PT. Alam Dimensi Indonesia Consultant
3. Konsultan perencana : CV. Hasanah Surveyor Consultant
4. Lokasi proyek : Tangkerang Barat Marpoyan Damai
5. Konstruksi bagian atas : konstruksi beton bertulang
6. Konstruksi bagian bawah : Pondasi Cerucuk Kayu

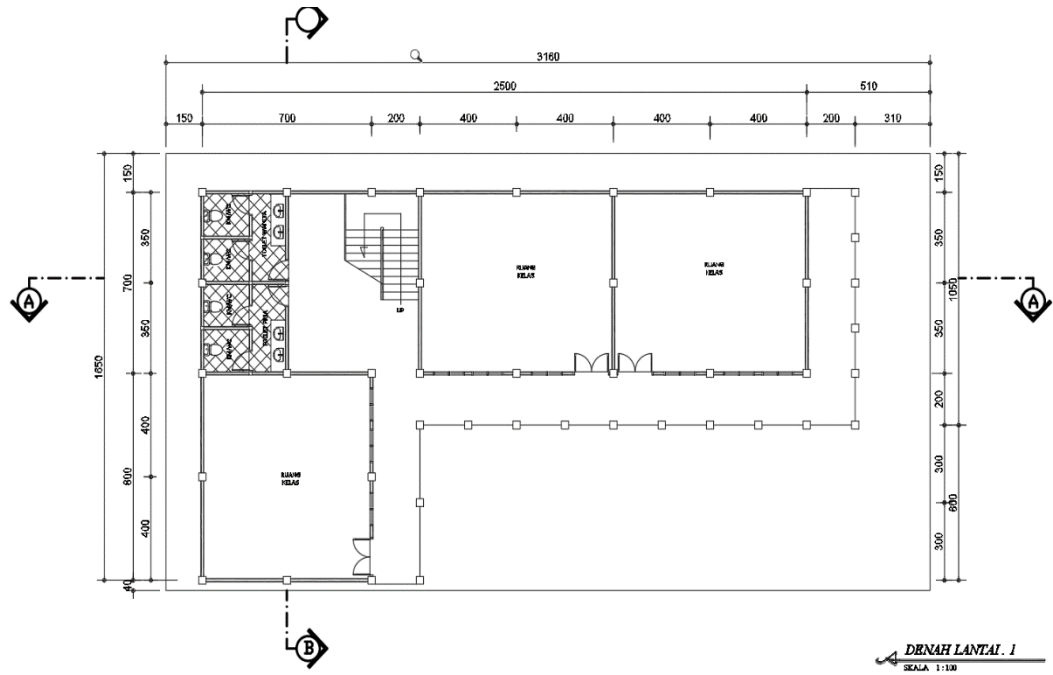
5.1.2 Spesifikasi Material

Material yang digunakan pada pembangunan MDA Nurul Muhlisin, yakni sebagai berikut.

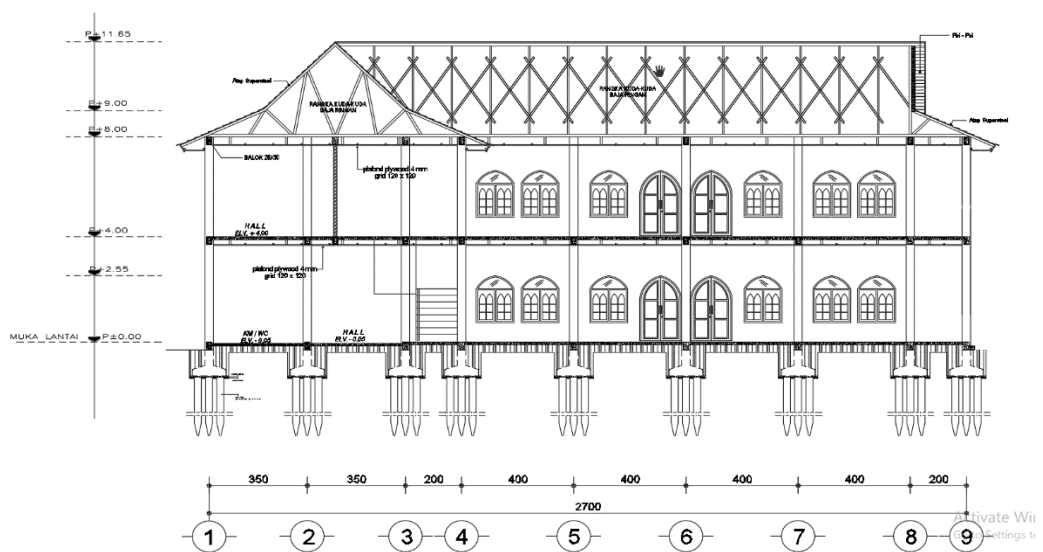
1. Beton dengan mutu $f'c$ sebesar 24 Mpa
2. Tulangan baja polos dengan mutu baja (f_y) sebesar 37 Mpa
3. Tulangan baja ulir dengan mutu baja (f_y) sebesar 34 Mpa

5.1.3 Denah Konstruksi

Denah konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.2 sedangkan potongan melintang dapat dilihat pada Gambar 5.3 berikut ini.



Gambar 5.2 Denah MDA Muchlisin



Gambar 5.3 Potongan A-A MDA Muchlisin

1.2 PEMBEBANAN STRUKTUR

Bab ini menjelaskan pembebanan struktur bagian atas yang meliputi beban hidup, beban mati, dan beban gempa. Beban-beban tersebut kemudian dianalisis menggunakan program SAP 2000.

1.2.1 Peraturan Pembebanan

Peraturan pembebanan yang digunakan sebagai patokan dalam perhitungan pembebanan struktur adalah sebagai berikut.

1. SNI 03-2847-2013 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung.
3. SKBI 1.3.53.1987 tentang Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung.

1.2.2 Kombinasi Pembebanan

Dalam perhitungan pembebanan digunakan dua jenis pembebanan yaitu kondisi beban tetap dan kondisi beban gempa. Kombinasi pembebanan yang digunakan berupa.

1. Combo 1 = 1,4 D
2. Combo 2 = 1,2 D + 1,6 L
3. Combo 3 = $(1,2 + 0,2 DS) + (1,3 \cdot 1EX) + (1,3 \cdot 0.3EY) + L$
4. Combo 4 = $(1,2 + 0,2 DS) + (1,3 \cdot 1EX) - (1,3 \cdot 0.3EY) + L$
5. Combo 5 = $(1,2 + 0,2 DS) - (1,3 \cdot 1EX) + (1,3 \cdot 0.3EY) + L$
6. Combo 6 = $(1,2 + 0,2 DS) - (1,3 \cdot 1EX) - (1,3 \cdot 0.3EY) + L$
7. Combo 7 = $(1,2 + 0,2 DS) + (1,3 \cdot 0.3EX) + (1,3 \cdot 1EY) + L$
8. Combo 8 = $(1,2 + 0,2 DS) + (1,3 \cdot 0.3EX) - (1,3 \cdot 1EY) + L$
9. Combo 9 = $(1,2 + 0,2 DS) - (1,3 \cdot 0.3EX) + (1,3 \cdot 1EY) + L$
10. Combo 10 = $(1,2 + 0,2 DS) - (1,3 \cdot 0.3EX) - (1,3 \cdot 1EY) + L$
11. Combo 11 = $(0,9 + 0,2 DS) + (1,3 \cdot 0.3EX) + (1,3 \cdot 1EY)$

12. Combo 12 = $(0,9 + 0,2 DS) + (1,3 \cdot 0,3EX) - (1,3 \cdot 1EY)$
13. Combo 13 = $(0,9 + 0,2 DS) - (1,3 \cdot 0,3EX) + (1,3 \cdot 1EY)$
14. Combo 14 = $(0,9 + 0,2 DS) - (1,3 \cdot 0,3EX) - (1,3 \cdot 1EY)$
15. Combo 15 = $(0,9 + 0,2 DS) + (1,3 \cdot 1EX) + (1,3 \cdot 0EY)$
16. Combo 16 = $(0,9 + 0,2 DS) + (1,3 \cdot 1EX) - (1,3 \cdot 0EY)$
17. Combo 17 = $(0,9 + 0,2 DS) - (1,3 \cdot 1EX) + (1,3 \cdot 0EY)$
18. Combo 18 = $(0,9 + 0,2 DS) - (1,3 \cdot 1EX) - (1,3 \cdot 0EY)$

Keterangan :

D = Beban mati

L = Beban hidup

DS = Parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda pendek

Ex = Beban gempa arah x

Ey = Beban gempa arah y

1.2.3 Pembebanan

Dalam pembebanan gedung terdiri dari perhitungan beban mati, beban hidup dan beban gempa sebagai berikut :

1. Beban Mati

Guna menentukan beban pada gedung, maka perlu diketahui fungsi gedung tersebut. Pembebanan gedung terhadap beban mati meliputi sebagai berikut.

a. Lantai

Analisis beban mati dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut ini.

Tabel 5.1 Analisis beban mati pada lantai

PEMBEBANAN PELAT LANTAI				
ITEM	BERAT (kN/m ³)	TEBAL	BEBAN	
PASIR	16	0,05	0,8	kN/m ²
SPESEI	19.5	0,02	0,39	kN/m ²
KERAMIK	17.5	0,01	0,175	kN/m ²
PLAFON	0.11	1	0,11	kN/m ²
PENGGANTUNG LANGIT2	0.07	1	0,07	kN/m ²
B.S. PELAT	24	0,12	2,88	kN/m ²
BEBAN MATI			4,425	kN/m ²
BEBAN HDUP		=	1,5	kN/m ²
TOTAL		=	1,545	kN/m ²

b. Atap

Analisis beban mati pada atap dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut ini.

Tabel 5.2 Analisis Beban Mati pada Atap

PEMBEBANAN PELAT ATAP				
ITEM	BERAT (kN/m ³)	TEBAL	BEBAN	
BERAT AC			0,1	kN/m ²
WATERPROOF	19	0,03	0,57	kN/m ²
B.S. PELAT	24	0,12	2,88	kN/m ²
TOTAL			3,55	kN/m ²
BEBAN HDUP		=	1,5	kN/m ²
TOTAL		=	0,67	kN/m ²

2. Beban Hidup

Berdasarkan SKBI 1.3.53.1987 tentang Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung, beban hidup untuk gedung yang difungsikan sebagai sekolah adalah sebesar 100 kg/m² untuk lantai dan 100 kg/m² untuk atap.

3. Beban Gempa

Pembangunan bangunan MDA Nurul Muhlisin terletak di Kelurahan Tangkerang Barat Kecamatan Marpoyan Damai Kota Pekanbaru, Provinsi Riau difungsikan sebagai bangunan sekolah dan tipe tanah termasuk dalam tipe tanah lunak.

a. Waktu Getar Struktur (T)

Berdasarkan SNI-03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung, waktu getar struktur pada rangka beton adalah sebagai berikut :

$$T = 0,06 \times H^{3/4}$$

$$\begin{aligned} T &= 0,06 \times 12,93^{3/4} \\ &= 0,408 \text{ dt} \end{aligned}$$

b. Faktor Keutamaan (I) dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung bagian 4.1.2, kategori risiko struktur bangunan untuk gedung perhotelan berada pada kategori risiko Iv dengan faktor keutamaan gempa (I) sebesar 1,5.

c. Nilai Spectrum Respons Gempa (C).

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung, agar diperoleh nilai spectrum respons gempa, maka perlu diketahui terlebih dahulu parameter percepatan terpetakan, meliputi percepatan batuan dasar pada perioda pendek (S_s) dan percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik (S₁).

Untuk data F_a, F_v, S_s , dan S_1 dapat dilihat pada SNI 03-1726-2012 dalam pasal berikut:

- 1) Koefisien situs untuk perioda pendek pada peroida 0.2 detik (F_a) dapat dilihat pada pasal 6.2,
- 2) Koefisien situs untuk perioda panjang (F_v) dapat dilihat pada pasal 6.2,
- 3) Parameter percepatan respon sprectal MCE dari peta gempa pada perioda pendek, redaman 5 persen (S_s) dapat dilihat pada pasal 6.1.1,
- 4) Parameter percepatan respon spectral MCE dari peta gempa pada perioda 1 detik, redaman 5 persen (S_1) dapat dilihat pada pasal 6.1.1.

Berdasarkan uraian pasal-pasal diatas diperoleh hasil yang dapat dilihat pada Tabel 5.3 hingga Tabel 5.5.

Tabel 5.3 Respon Spectrum Percepatan Periode Pendek

Respon Spectrum Percepatan Periode Pendek	
S_s	0,5
F_a	1,7
S_{MS}	0,85
S_1	0,3
F_v	2,8
S_{M1}	0,84

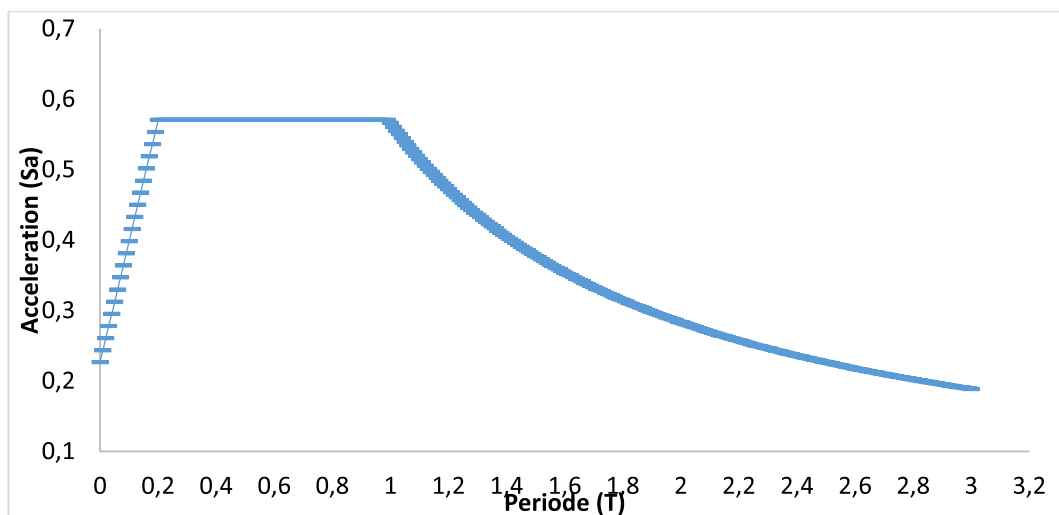
Tabel 5.4 Parameter Percepatan Spectrum Desain

Parameter Percepatan Spectrum Desain	
S_{DS}	0,5667
S_{D1}	0,56

Tabel 5.5 Faktor Koreksi Kerentanan

Faktor Koreksi Kerentanan	
C_{RS}	1,00
C_{R1}	1,00
S_{DSR}	0,5667
S_{DIR}	0,56

Gambar grafik dari respon spektrum pada Lampiran 5 dapat dilihat pada Gambar 5.4.



Gambar 5.4 Grafik Respon Spektrum

1.3 HASIL ANALISIS PROGRAM SAP2000

Program SAP2000 digunakan dalam analisis perhitungan gedung bertingkat terlebih dahulu harus dihitung beban tetap dan beban gempa.

Data yang diinput dalam program SAP2000 adalah sebagai berikut.

1. Pengidentifikasi karakteristik grid, material dan frame section
2. Pengidentifikasi joint, frame dan constraint
3. Pengidentifikasi beban mati (D), beban hidup (L), beban gempa (E) dan beban kombinasi (load combination)
4. Jalankan program analisis (run analysis)

Analisis struktur menggunakan aplikasi SAP2000 dengan asumsi perletakan jepit-jepit agar tidak terjadi pergeseran pada struktur. Beban mati terdiri dari berat tiap lantai dan atap. Beban gempa dihitung berdasarkan berat dan ketinggian masing masing yang kemudian dimasukkan ke tiap portal masing-masing-masing lantai. Input beban gempa dilakukan terhadap dua arah, yaitu arah melintang (sumbu x) dan arah memanjang (sumbu y).

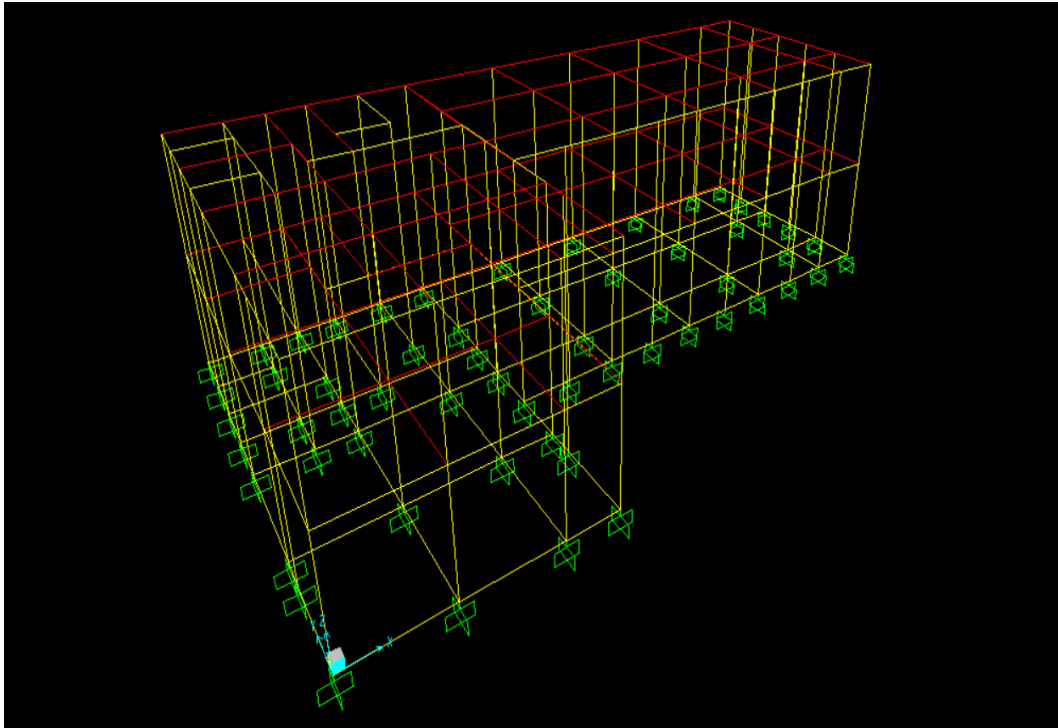
Dari hasil output SAP2000 diperoleh gaya-gaya dalam maksimum akibat kombinasi beban 1 pada frame 158 sebesar :

Beban aksial (P) = 417,10 kN

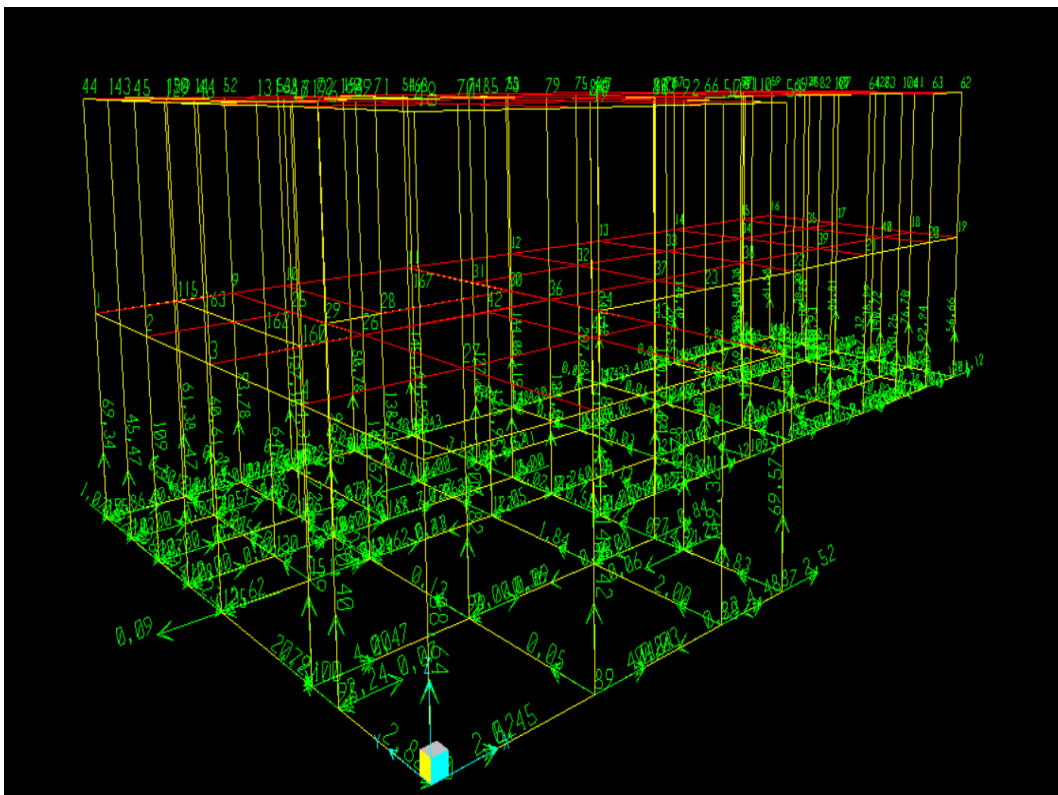
Gaya geser (V) = 6,84 kN

Momen (M) = 0,1276 kNm

Gaya-gaya maksimum pada kolom dasar digunakan sebagai beban rencana pada analisis pondasi. Hasil output dari analisis program SAP2000 dapat dilihat pada Gambar 5.5, Gambar 5.6, dan Gambar 5.7



Gambar 5.6 Permodelan Gedung dengan Aplikasi SAP 2000



Gambar 5.6 Label Permodelan Gedung dengan Aplikasi SAP 2000

Tabel 5.6 Output Analisis Program SAP2000 pada Frame 158

Frame	Kombinasi	Aksial (P)	Geser (V)	Momen (m)
		(kN)	(kN)	(kNm)
158	COMB1	417,10	0.03	0.0318
158	COMB3	346.291	6.841	14.0995
158	COMB4	346.291	6.841	14.0995
158	COMB5	346.291	6.841	14.0995
158	COMB6	346.291	6.841	14.0995
158	COMB7	345.907	2.072	4.2509
158	COMB8	345.907	2.072	4.2509
158	COMB9	345.907	2.072	4.2509
158	COMB10	345.907	2.072	4.2509
158	COMB7	345.578	-2.015	-4.1908
158	COMB8	345.578	-2.015	-4.1908
158	COMB9	345.578	-2.015	-4.1908
158	COMB10	345.578	-2.015	-4.1908
158	COMB3	345.195	-6.784	-14.0395
158	COMB4	345.195	-6.784	-14.0395
158	COMB5	345.195	-6.784	-14.0395
158	COMB6	345.195	-6.784	-14.0395
158	COMB2	314.312	0.026	0.0273
158	DEAD	261.926	0.022	0.0227
158	COMB11	204.851	6.83	14.0872
158	COMB12	204.851	6.83	14.0872
158	COMB13	204.851	6.83	14.0872
158	COMB14	204.851	6.83	14.0872
158	COMB15	204.467	2.061	4.2386
158	COMB16	204.467	2.061	4.2386

Lanjutan Tabel 5.6 Output Analisis Program SAP2000 pada Frame 158

158	COMB17	204.467	2.061	4.2386
158	COMB18	204.467	2.061	4.2386
158	COMB15	204.138	-2.027	-4.2031
158	COMB16	204.138	-2.027	-4.2031
158	COMB17	204.138	-2.027	-4.2031
158	COMB18	204.138	-2.027	-4.2031
158	COMB11	203.754	-6.796	-14.0518
158	COMB12	203.754	-6.796	-14.0518
158	COMB13	203.754	-6.796	-14.0518
158	COMB14	203.754	-6.796	-14.0518
158	COMB1	13.44	0.11	0.2222
158	COMB3	13.44	3.739	7.5124
158	COMB4	12.672	3.739	7.5124
158	COMB5	12.672	3.739	7.5124
158	COMB6	12.672	3.739	7.5124
158	COMB7	12.672	1.194	2.4004
158	COMB8	12.672	1.194	2.4004
158	COMB9	12.672	1.194	2.4004
158	COMB10	12.672	1.194	2.4004
158	COMB7	12.672	-0.987	-1.9814
158	COMB8	12.672	-0.987	-1.9814
158	COMB9	12.672	-0.987	-1.9814
158	COMB10	12.672	-0.987	-1.9814
158	COMB3	12.672	-3.532	-7.0935
158	COMB4	12.672	-3.532	-7.0935
158	COMB5	12.672	-3.532	-7.0935
158	COMB6	12.672	-3.532	-7.0935
158	COMB2	12.672	0.094	0.1904
158	DEAD	12.672	0.078	0.1587
158	COMB11	12.672	3.697	7.4268
158	COMB12	12.672	3.697	7.4268
158	COMB13	12.672	3.697	7.4268
158	COMB14	12.672	3.697	7.4268
158	COMB15	12.672	1.152	2.3147
158	COMB16	12.672	1.152	2.3147
158	COMB17	12.672	1.152	2.3147
158	COMB18	12.672	1.152	2.3147
158	COMB15	12.672	-1.03	-2.0671
158	COMB16	12.672	-1.03	-2.0671
158	COMB17	12.672	-1.03	-2.0671

Lanjutan Tabel 5.6 Output Analisis Program SAP2000 pada Frame 158

158	COMB18	12.672	-1.03	-2.0671
158	COMB11	12.672	-3.575	-7.1792
158	COMB12	12.672	-3.575	-7.1792
158	COMB13	12.672	-3.575	-7.1792
158	COMB14	11.76	-3.575	-7.1792
158	QUAKE X	11.76	5.241	10.1401
158	QUAKE X	11.52	5.241	10.8227
158	QUAKE X	11.52	2.797	5.5698
158	QUAKE X	11.088	2.797	5.6177
158	LIVE	11.088	0	0
158	LIVE	11.088	0	0
158	QUAKE Y	11.088	0	0
158	QUAKE Y	11.088	0	0
158	LIVE	11.088	0	0
158	LIVE	11.088	0	0
158	QUAKE Y	11.088	0	0
158	QUAKE Y	11.088	0	0
158	COMB11	11.088	3.575	7.3615
158	COMB12	11.088	3.575	7.3615
158	COMB13	11.088	3.575	7.3615
158	COMB14	11.088	3.575	7.3615
158	COMB15	11.088	1.03	2.2929
158	COMB16	11.088	1.03	2.2929
158	COMB17	11.088	1.03	2.2929
158	COMB18	11.088	1.03	2.2929
158	COMB15	11.088	-1.152	-2.0515
158	COMB16	11.088	-1.152	-2.0515
158	COMB17	11.088	-1.152	-2.0515
158	COMB18	11.088	-1.152	-2.0515
158	COMB11	11.088	-3.697	-7.1201
158	COMB12	11.088	-3.697	-7.1201
158	COMB13	11.088	-3.697	-7.1201
158	COMB14	11.088	-3.697	-7.1201
158	DEAD	11.088	-0.078	0.1547
158	COMB2	11.088	-0.094	0.1857
158	COMB3	11.088	3.532	7.445
158	COMB4	11.088	3.532	7.445
158	COMB5	11.088	3.532	7.445
158	COMB6	11.088	3.532	7.445
158	COMB7	11.088	0.987	2.3765

Lanjutan Tabel 5.6 Output Analisis Program SAP2000 pada Frame 158

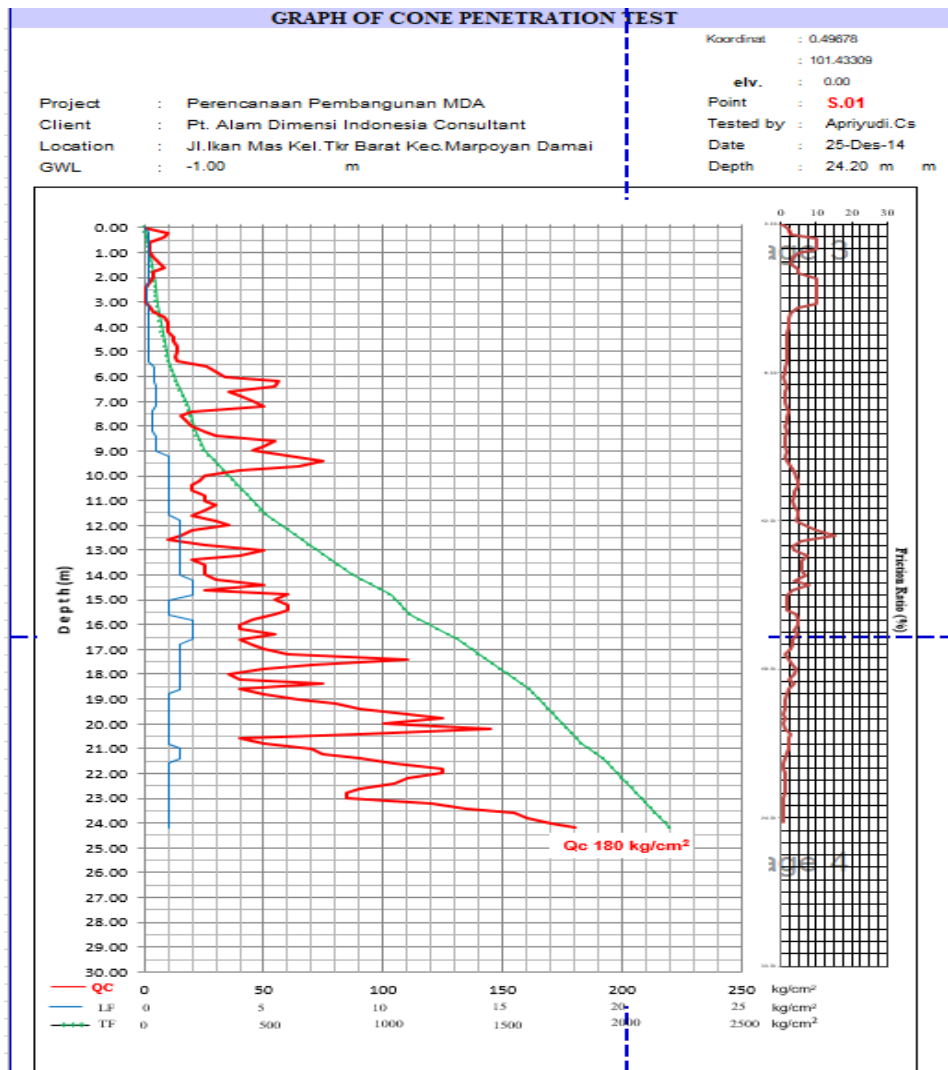
158	COMB8	10.08	0.987	2.3765
158	COMB9	10.08	0.987	2.3765
158	COMB10	9.6	0.987	2.3765
158	COMB7	9.6	-1.194	-1.968
158	COMB8	8.4	-1.194	-1.968
158	COMB9	8.4	-1.194	-1.968
158	COMB10	7.488	-1.194	-1.968
158	COMB3	7.488	-3.739	-7.0365
158	COMB4	7.488	-3.739	-7.0365
158	COMB5	7.488	-3.739	-7.0365
158	COMB6	7.488	-3.739	-7.0365
158	COMB1	7.488	-0.11	0.2166
158	COMB11	7.488	6.796	13.2319
158	COMB12	7.488	6.796	13.2319
158	COMB13	7.488	6.796	13.2319
158	COMB14	7.488	6.796	13.2319
158	COMB15	7.488	2.027	4.0044
158	COMB16	7.488	2.027	4.0044
158	COMB17	7.488	2.027	4.0044
158	COMB18	7.488	2.027	4.0044
158	COMB15	7.488	-2.061	-3.9049
158	COMB16	7.488	-2.061	-3.9049
158	COMB17	7.488	-2.061	-3.9049
158	COMB18	7.488	-2.061	-3.9049
158	COMB11	7.488	-6.83	-13.1323
158	COMB12	7.488	-6.83	-13.1323
158	COMB13	7.488	-6.83	-13.1323
158	COMB14	7.488	-6.83	-13.1323
158	DEAD	7.488	-0.022	0.0638
158	COMB2	7.488	-0.026	0.0766
158	COMB3	7.488	6.784	13.2664
158	COMB4	7.488	6.784	13.2664
158	COMB5	7.488	6.784	13.2664
158	COMB6	7.488	6.784	13.2664
158	COMB7	7.488	2.015	4.0389
158	COMB8	7.488	2.015	4.0389
158	COMB9	7.488	2.015	4.0389
158	COMB10	7.488	2.015	4.0389
158	COMB7	6.552	-2.072	-3.8704
158	COMB8	6.552	-2.072	-3.8704

Lanjutan Tabel 5.6 Output Analisis Program SAP2000 pada Frame 158

158	COMB9	6.552	-2.072	-3.8704
158	COMB10	6.552	-2.072	-3.8704
158	COMB3	6.552	-6.841	-13.0979
158	COMB4	6.552	-6.841	-13.0979
158	COMB5	6.552	-6.841	-13.0979
158	COMB6	6.552	-6.841	-13.0979
158	COMB1	6.552	-0.03	0.0894

1.4 DATA KARAKTERISTIK TANAH

PT. Alam Dimensi Indoneisa Consultant Mempercayakan CV. Hasanah Surveyor Consultant untuk melakukan penyelidikan tanah pada proyek pembangunan MDA Nurul Muhlisin. Penyelidikan tanah dilakukan dengan metode Conus Penetration Test (CPT) atau sondir dengan kapasitas sondir 2.5 ton dan pengeboran satu titik dengan menggunakan bor tangan (hand bor). Daya dukung tanah yang diinginkan adalah sebesar 180kg/cm^2 . Hasil penyelidikan tanah dengan metode CPT atau sondir dan bor tangan dapat dilihat pada Gambar 5.5



Gambar 5.8 Hasil Uji sondir
(Sumber : CV. Hasanah Surveyor Consultant, 2014)

Rekapitulasi daya dukung tanah perkedalaman dapat dilihat pada Tabel 5.7 berikut ini.

Tabel 5.7 Rekapitulasi Daya Dukung Tanah Perkedalaman

Depth	CR	TR	fs	(fs*20/10)	TF	LF	R
(m)	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	$\left[\frac{LF}{qu}\right] \times 100\%$
0.0	0	0	0	0	0	0	0
0.2	10	12	2	4	4	0,2	2
0.4	8	10	2	4	8	0,2	2,5
0.6	2	4	2	4	12	0,2	10
0.8	2	4	2	4	16	0,2	10
1.0	2	4	2	4	20	0,2	10
1.2	4	6	2	4	24	0,2	5
1.4	6	8	2	4	28	0,2	3,3
1.6	8	10	2	4	32	0,2	2,5
1.8	4	6	2	4	36	0,2	5
2.0	4	6	2	4	40	0,2	5
2.2	2	4	2	4	44	0,2	10
2.4	1	2	1	2	46	0,1	10
2.6	1	2	1	2	48	0,1	10
2.8	1	2	1	2	50	0,1	10
3.0	1	2	1	2	52	0,1	10
3.2	2	4	2	4	56	0,2	10
3.4	4	6	2	4	60	0,2	5
3.6	8	10	2	4	64	0,2	2,5
3.8	10	12	2	4	68	0,2	2
4.0	10	12	2	4	72	0,2	2
4.2	10	12	2	4	76	0,2	2
4.4	12	14	2	4	80	0,2	1,7
4.6	12	14	2	4	84	0,2	1,7
4.8	14	16	2	4	88	0,2	1,4
5.0	14	16	2	4	92	0,2	1,4
5.2	13	15	2	4	96	0,2	1,5
5.4	14	16	2	4	100	0,2	1,4
5.6	26	30	4	8	108	0,4	1,5
5.8	30	34	4	8	116	0,4	1,3
6.0	34	38	4	8	124	0,4	1,2
6.2	56	60	4	8	132	0,4	0,7
6.4	55	60	5	10	142	0,5	0,9
6.6	35	40	5	10	152	0,5	1,4
6.8	40	45	5	10	162	0,5	1,3
7.0	45	50	5	10	172	0,5	1,1

Lanjutan Tabel 5.7 Rekapitulasi Daya Dukung Tanah Perkedalaman

7.2	50	55	5	10	182	0,5	1
7.4	20	23	3	6	188	0,3	1,5
7.6	15	18	3	6	194	0,3	2
7.8	18	21	3	6	200	0,3	1,7
8.0	20	23	3	6	206	0,3	1,5
8.2	25	28	3	6	212	0,3	1,2
8.4	30	35	5	10	222	0,5	1,7
8.6	55	60	5	10	232	0,5	0,9
8.8	50	55	5	10	242	0,5	1
9.0	45	50	5	10	252	0,5	1,1
9.2	60	70	10,0	20,0	272,0	1,0	1,7
9.4	75	85	10,0	20,0	292,0	1,0	1,3
9.6	65	75	10,0	20,0	312,0	1,0	1,5
9.8	40	50	10,0	20,0	332,0	1,0	2,5
10.0	25	35	10,0	20,0	352,0	1,0	4,0
10.2	23	33	10,0	20,0	372,0	1,0	4,3
10.4	20	30	10,0	20,0	392,0	1,0	5,0
10.6	20	30	10,0	20,0	412,0	1,0	5,0
10.8	25	35	10,0	20,0	432,0	1,0	4,0
11.0	25	35	10,0	20,0	452,0	1,0	4,0
11.2	30	40	10,0	20,0	472,0	1,0	3,3
11.4	25	35	10,0	20,0	492,0	1,0	4,0
11.6	20	30	10,0	20,0	512,0	1,0	5,0
11.8	30	45	15,0	30,0	542,0	1,5	5,0
12.0	35	50	15,0	30,0	572,0	1,5	4,3
12.2	20	35	15,0	30,0	602,0	1,5	7,5
12.4	15	30	15,0	30,0	632,0	1,5	10,0
12.6	10	25	15,0	30,0	662,0	1,5	15,0
12.8	25	40	15,0	30,0	692,0	1,5	6,0
13.0	50	65	15,0	30,0	722,0	1,5	3,0
13.2	40	55	15,0	30,0	752,0	1,5	3,8
13.4	20	35	15,0	30,0	782,0	1,5	7,5
13.6	25	40	15,0	30,0	812,0	1,5	6,0
13.8	25	40	15,0	30,0	842,0	1,5	6,0
14.0	25	40	15,0	30,0	872,0	1,5	6,0
14.2	30	50	20,0	40,0	912,0	2,0	6,7
14.4	50	70	20,0	40,0	952,0	2,0	4,0
14.6	25	45	20,0	40,0	992,0	2,0	8,0
14.8	60	80	20,0	40,0	1032,0	2,0	3,3
15.0	55	65	10,0	20,0	1052,0	1,0	1,8
15.2	60	70	10,0	20,0	1072,0	1,0	1,7

Lanjutan Tabel 5.7 Rekapitulasi Daya Dukung Tanah Perkedalaman

15.4	60	70	10,0	20.0	1092.0	1,0	1,7
15.6	55	65	10,0	20.0	1112.0	1,0	1,8
15.8	45	65	20,0	40.0	1152.0	2,0	4,4
16.0	40	60	20,0	40.0	1192.0	2,0	5,0
16.2	40	60	20,0	40.0	1232.0	2,0	5,0
16.4	55	75	20,0	40.0	1272.0	2,0	3,6
16.6	40	60	20,0	40.0	1312.0	2,0	5,0
16.8	45	60	15,0	30.0	1342.0	1,5	3,3
17.0	50	65	15,0	30.0	1372.0	1,5	3,0
17.2	60	75	15,0	30.0	1402.0	1,5	2,5
17.4	110	125	15,0	30.0	1432.0	1,5	1,4
17.6	70	85	15,0	30.0	1462.0	1,5	2,1
17.8	50	65	15,0	30.0	1492.0	1,5	3,0
18.0	35	50	15,0	30.0	1522.0	1,5	4,3
18.2	40	55	15,0	30.0	1552.0	1,5	3,8
18.4	75	90	15,0	30.0	1582.0	1,5	2,0
18.6	40	55	15,0	30.0	1612.0	1,5	3,8
18.8	50	60	10,0	20.0	1632.0	1,0	2,0
19.0	65	75	10,0	20.0	1652.0	1,0	1,5
19.2	80	90	10,0	20.0	1672.0	1,0	1,3
19.4	90	100	10,0	20.0	1692.0	1,0	1,1
19.6	110	120	10,0	20.0	1712.0	1,0	0,9
19.8	125	135	10,0	20.0	1732.0	1,0	0,8
20.0	100	110	10,0	20.0	1752.0	1,0	1,0
20.2	145	155	10,0	20.0	1772.0	1,0	0,7
20.4	90	100	10,0	20.0	1792.0	1,0	1,1
20.6	40	50	10,0	20.0	1812.0	1,0	2,5
20.8	50	60	10,0	20.0	1832.0	1,0	2,0
21.0	70	85	15,0	30.0	1862.0	1,5	2,1
21.2	75	90	15,0	30.0	1892.0	1,5	2,0
21.4	90	105	15,0	30.0	1922.0	1,5	1,7
21.6	105	115	10,0	20.0	1942.0	1,0	1,0
21.8	125	135	10,0	20.0	1962.0	1,0	0,8
22.0	125	135	10,0	20.0	1982.0	1,0	0,8
22.2	110	120	10,0	20.0	2002.0	1,0	0,9
22.4	105	115	10,0	20.0	2022.0	1,0	1,0
22.6	90	100	10,0	20.0	2042.0	1,0	1,1
22.8	85	95	10,0	20.0	2062.0	1,0	1,2
23.0	85	95	10,0	20.0	2082.0	1,0	1,2
23.2	120	130	10,0	20.0	2102.0	1,0	0,8
23.4	135	145	10,0	20.0	2122.0	1,0	0,7

Lanjutan Tabel 5.7 Rekapitulasi Daya Dukung Tanah Perkedalaman

23.6	155	165	10,0	20.0	2142.0	1,0	0,6
23.8	160	170	10,0	20.0	2162.0	1,0	0,6
24.0	170	180	10,0	20.0	2182.0	1,0	0,6
24.2	180	190	10,0	20.0	2202.0	1,0	0,6

1.5 DESAIN PONDASI

Analisis pondasi digunakan beban aksial , geser, momen x, dan momen y hasil SAP2000 masing masing sebesar

Beban aksial (P) = 417,10 kN

Gaya geser (V) = 4.83kN

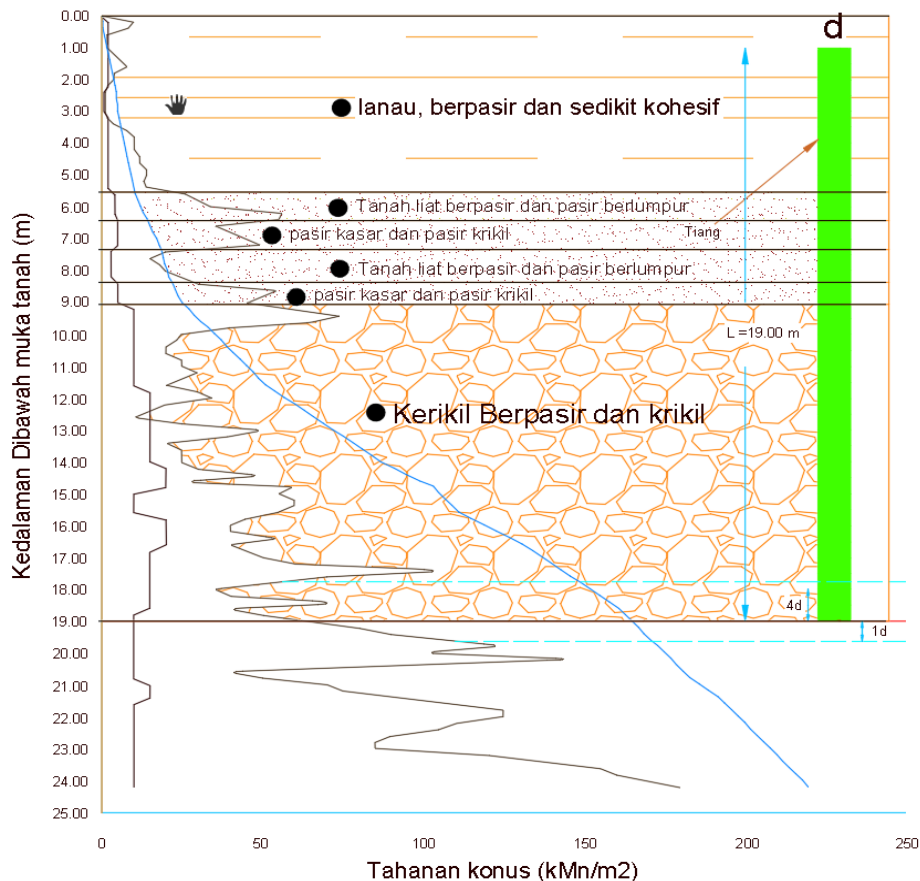
Momen arah x (Mx) = 0.,03 kNm

Momen arah y (My) =0,0318 kNm

5.5.1 Kapasitas Dukung Tiang Bored Pile

5.5.1.1 Metode Mayerhof

1. Tiang Bored Pile diameter 30 cm



Gambar 5.9 Perhitungan tahanan ujung dari uji kerucut status metode Meyerhoff

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

q_c yang digunakan q_c rata-rata pada zona $1d$ di bawah ujung tiang dan $4d$ di atasnya

$$q_c = \{(50 + 40 + 75 + 40)/4 + 80\}/2$$

$$= 65,625 \text{ kg/cm}^2$$

Dipakai $q_c = 65 \text{ kg/cm}^2$

$$q_c = 65 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 6376,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_b &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,30^2 \\
 &= 0,07 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_b &= q_c \cdot A_p \\
 &= 6376,5 \cdot 0,07 \\
 &= 451 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$\begin{aligned}
 JHL &= 1652 \text{ kg/cm} \\
 &= 1620,612 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K_{II} &= \pi \cdot d \\
 &= \pi \cdot 0,30 \\
 &= 0,9428 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= JHL \cdot K_{II} \\
 &= 1620,612 \cdot 0,9428 \\
 &= 1528,0056 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned}
 W_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot L \cdot B_J \cdot 0,00981 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,30^2 \cdot 19 \cdot 2400 \cdot 0,00981 \\
 &= 9,323 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_b + Q_s - W_p \\
 &= 451 + 1528,0056 - 9,323 \\
 &= 1969,592 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\
 Q_a &= \frac{1969,592}{3} \\
 &= 656,53 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Jumlah Tiang (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_a} \\
 n &= \frac{410,17}{656,53}
 \end{aligned}$$

$$= 0,635$$

Jumlah tiang yang dipakai = 1

2. Tiang Bored Pile diameter 20cm

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$\begin{aligned} q_c &= 65 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 6376,5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,20^2 \\ &= 0,03143 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_b &= q_c \cdot A_p \\ &= 6376,5 \cdot 0,018 \\ &= 200 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$\begin{aligned} JHL &= 1652 \text{ kg/cm} \\ &= 1620,612 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{II} &= \pi \cdot d \\ &= \pi \cdot 0,20 \\ &= 0,628 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= JHL \cdot K_{II} \\ &= 1620,612 \cdot 0,4714 \\ &= 1018,67 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned} W_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot L \cdot B_j \cdot 0,00981 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,15^2 \cdot 19 \cdot 2400 \cdot 0,00981 \\ &= 14,059 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_b + Q_s - W_p \\ &= 200 + 1018,67 - 14,059 \\ &= 1205,016 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF}$$

$$Qa = \frac{1205,016}{3}$$
$$= 401,672 \text{ kN}$$

e. Jumlah Tiang (n)

$$n = \frac{P}{Qa}$$
$$n = \frac{410,17}{289,607}$$
$$= 1,03$$

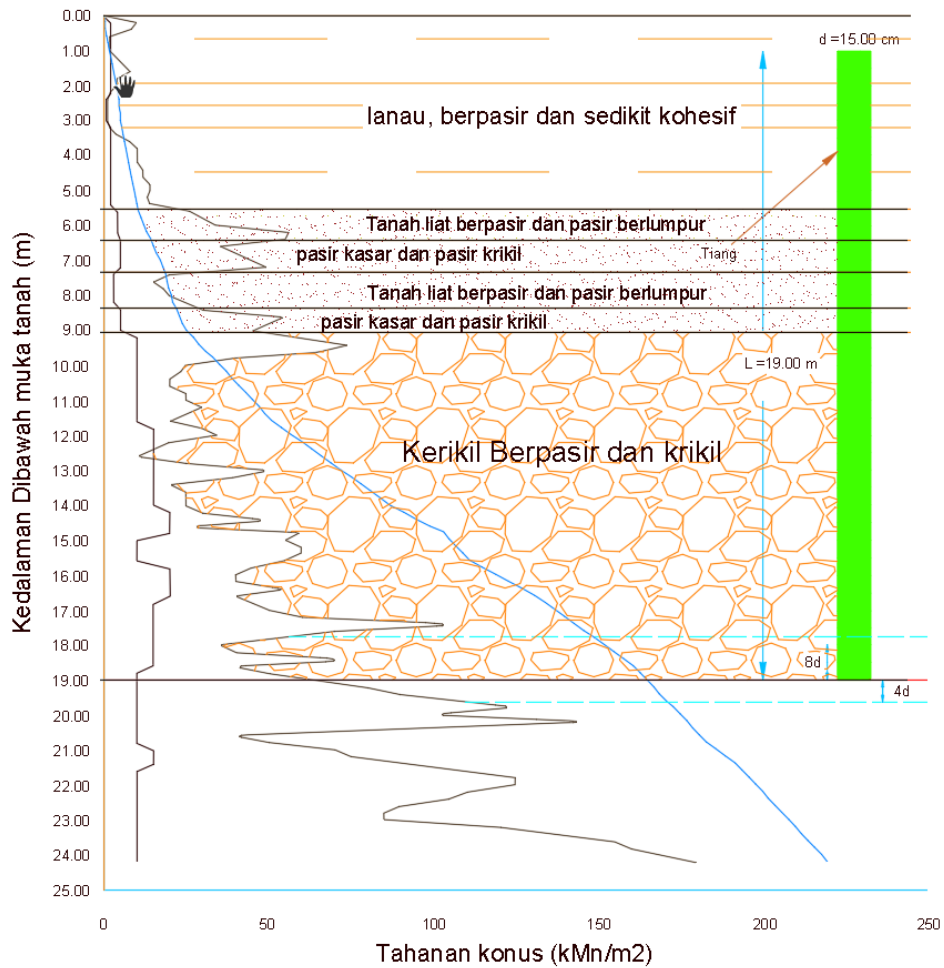
Jumlah tiang yang dipakai = 1

5.5.1.2 Metode Schmertmann dan Nottingham

1. Tiang Bored Pile Diameter 30 cm

a. Tahanan Ujung Persatuan Luas (f_b)

Tahanan ujung tiang persatuan luas (f_b) = nilai rata-rata q_c sepanjang $8d$ di atas dasar tiang dan $4d$ di bawah tiang dapat dilihat pada Gambar 5.6.



Gambar 5.10 Perhitungan tahanan ujung dari uji kerucut status metode Schmertmann dan Nottingham (1975)

Tabel 5.8 nilai qc 8d dan 4d Tiang Bored Pile d 15 cm

Kedalaman	qc	Kedalaman	qc
16.6	40	19	65
16.8	45	19.2	80
17	50	19.4	90
17.2	60	19.6	110
17.4	110	19.8	125
17.6	70	20	100
17.8	50	20.2	140
18	35		
18.2	40	rata-rata	101.4
18.4	75		
18.6	40		
18.8	50		
19	65		
rata-rata	56.2		

$$Q_u = A_b \cdot f_b + A_s \cdot f_s$$

atau

$$Q_u = A_b \cdot \omega \cdot q_{ca} + A_s \cdot K_f \cdot q_f$$

$$\begin{aligned} q_{ca} &= 0,5 (q_{c1} + q_{c2}) \\ &= 0,5 (56,2 + 101,4) \\ &= 78,79 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 7729,418 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Asumsi pasir terkonsolidasi normal (OCR = 1), nilai faktor ω

$$\begin{aligned} f_b &= 1 \cdot 78,79 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 7729,418 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

b. Tahanan Ujung

$$\begin{aligned} Q_b &= A_b \cdot f_b \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 30^2 \cdot 78,79 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 55716,208 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 567,958 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Tahanan Gesek

$$Q_s = A_s \cdot f_s$$

$$\begin{aligned} A_s &= \pi \cdot d \cdot L \text{ (dimana } L = 19\text{m)} \\ &= \pi \cdot 0,30 \cdot 19 \\ &= 17,914 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$f_s = K_f \cdot q_f$$

nilai $K_f = 0,6$ dan $q_f =$ diambil rata-rata dari tabel sondir $= 0,8607$

$$\begin{aligned} f_s &= 0,9 \cdot 0,8607 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 0,51642 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 506,608 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= A_s \cdot f_s \\ &= 17,914 \cdot 506,608 \\ &= 9075,52 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Kuat Dukung Ultimit

$$\begin{aligned} W_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot L \cdot B_j \cdot 0,00981 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,30^2 \cdot 19 \cdot 2400 \cdot 0,00981 \\ &= 9,323 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_b + Q_s - W_p \\ &= 567,958 + 9075,52 - 9,323 \\ &= 9634,415 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\ Q_a &= \frac{9634,415}{3} \\ &= 3211,385 \text{ kN} \end{aligned}$$

f. Jumlah Tiang

$$\begin{aligned} n &= P/Q_a \\ &= 417,10/1551,088 \\ &= 0,13 \end{aligned}$$

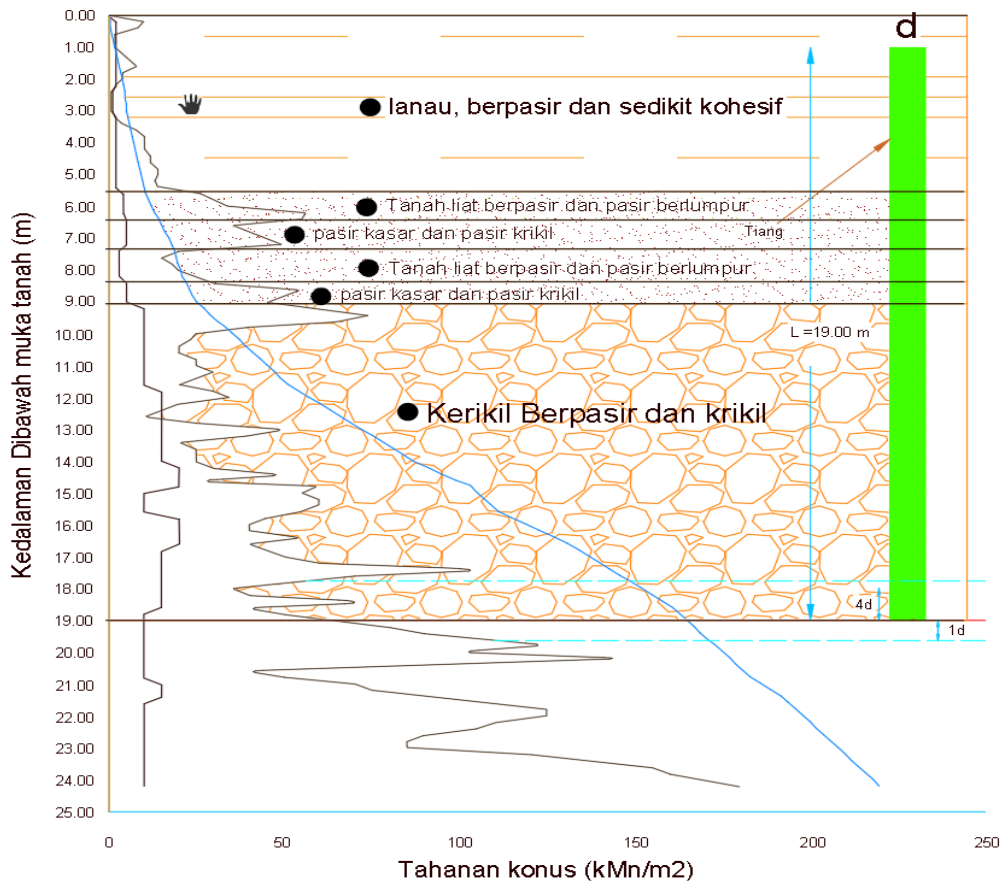
Jumlah tiang yang digunakan = 1

5.5.2 Kapasitas Dukung Tiang Pancang Precast

Spesifikasi dan klasifikasi tiang pancang beton precast menggunakan produk dari PT Waskita Beton Precast dapat dilihat pada Lampiran 3.

5.5.2.1 Metode Mayerhof

1. Tiang Pancang Precast diameter 30 cm



Gambar 5.11 Perhitungan tahanan ujung dari uji kerucut status metode Meyerhoff

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

q_c yang digunakan q_c rata-rata pada zona $1d$ di bawah ujung tiang dan $4d$ di atasnya

$$q_c = \{(50 + 40 + 75 + 40)/4 + 80\}/2$$

$$= 65,625 \text{ kg/cm}^2$$

Dipakai $q_c = 65 \text{ kg/cm}^2$

$$q_c = 65 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 6376,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_b &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2 \\
 &= 0,0707 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_b &= q_c \cdot A_p \\
 &= 6376,5 \cdot 0,707 \\
 &= 451 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$\begin{aligned}
 JHL &= 1652 \text{ kg/cm} \\
 &= 1620,612 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K_{II} &= \pi \cdot d \\
 &= \pi \cdot 0,30 \\
 &= 0,9428 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= JHL \cdot K_{II} \\
 &= 1620,612 \cdot 0,9428 \\
 &= 1528.006 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned}
 W_p &= W \cdot L \cdot B_J \cdot 0,00981 \\
 &= 113 \cdot 19 \cdot 0,00981 \\
 &= 21,0621 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_b + Q_s - W_p \\
 &= 451 + 1528.006 - 21,0621 \\
 &= 1957,853 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\
 Q_a &= \frac{1957,853}{3} \\
 &= 652,6177 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Jumlah Tiang (n)

$$n = \frac{P}{Q_a}$$

$$n = \frac{417,10}{652,6177}$$

$$= 0,639$$

Jumlah tiang yang dipakai = 1

2. Tiang Pancang Precast diameter 35 cm

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$q_c = 65 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 6376,5 \text{ kN/m}^2$$

$$A_b = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,35^2$$

$$= 0,09625 \text{ m}^2$$

$$Q_b = q_c \cdot A_p$$

$$= 6376,5 \cdot 0,09625$$

$$= 614 \text{ kN}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$JHL = 1652 \text{ kg/cm}$$

$$= 1620,612 \text{ kN/m}$$

$$K_{II} = \pi \cdot d$$

$$= \pi \cdot 0,35$$

$$= 1,1 \text{ m}$$

$$Q_s = JHL \cdot K_{II}$$

$$= 1620,612 \cdot 1,1$$

$$= 1782,673 \text{ kN}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$W_p = W \cdot L \cdot 0,00981$$

$$= 145 \cdot 19 \cdot 0,00981$$

$$= 27,0265 \text{ kN}$$

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p$$

$$= 614 + 1782,673 - 27,0265$$

$$= 2369,385 \text{ kN}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$Qa = \frac{Qu}{SF}$$
$$Qa = \frac{2369,385}{3}$$
$$= 789,495 \text{ kN}$$

e. Jumlah Tiang (n)

$$n = \frac{P}{Qa}$$
$$n = \frac{417,10}{789,495}$$
$$= 0,528$$

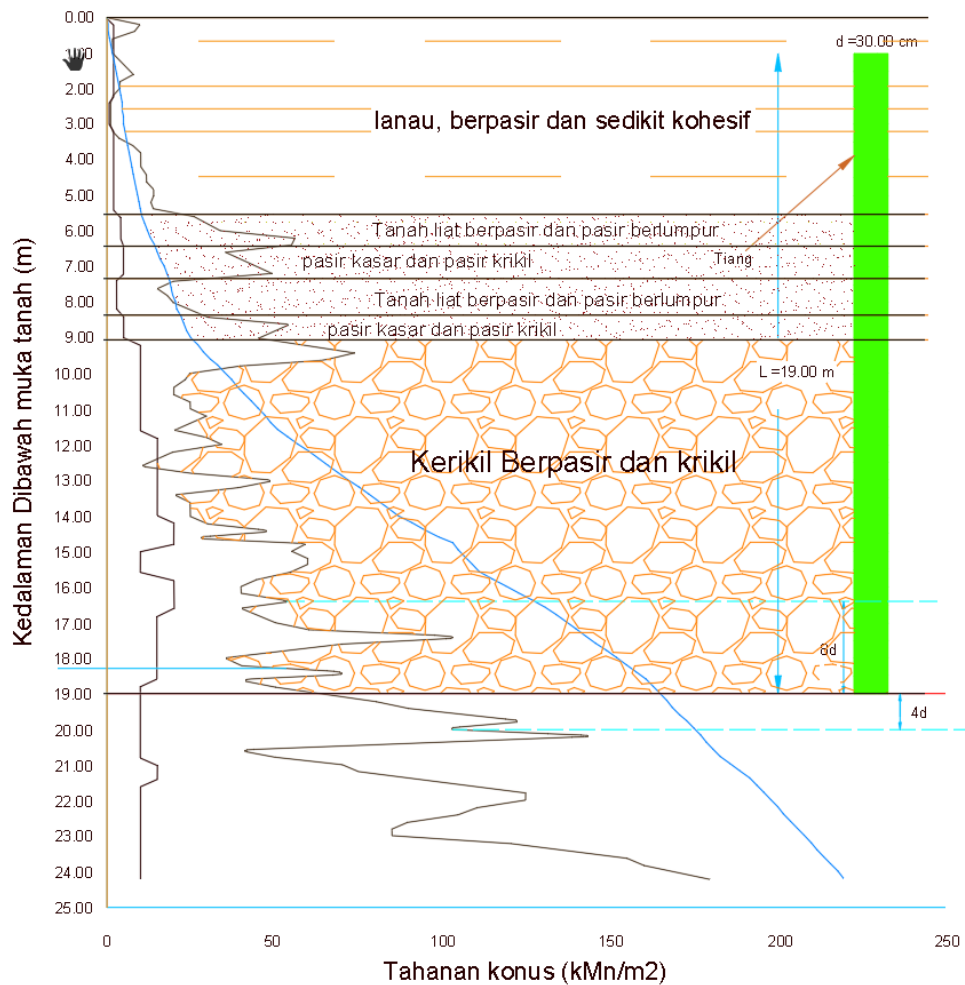
Jumlah tiang yang dipakai = 1

5.5.2.2 Metode Schmertmann dan Nottingham

1. Tiang Pancang Precast diameter 30 cm

a. Tahanan Ujung Persatuan Luas (f_b)

Tahanan ujung tiang persatuan luas (f_b) = nilai rata-rata q_c sepanjang $8d$ di atas dasar tiang dan $4d$ di bawah tiang dapat dilihat pada Gambar 5.7.



Gambar 5.12 Perhitungan tahanan ujung dari uji kerucut status metode Schmertmann dan Nottingham (1975)

Tabel 5.9 nilai qc 8d dan 4d Tiang Pancang d 30 cm

Kedalaman	qc	Kedalaman	qc
16,6	40	19	65
16,8	45	19.2	80
17	50	19.4	90
17,2	60	19.6	110
17,4	110	19.8	125
17,6	70	20	100
17,8	50	20.2	140
18	35		
18,2	40		
18,4	75		
18,6	40		
18,8	50		
19	65		
rata-rata	56,2	rata-rata	101.4

$$Q_u = A_b \cdot f_b + A_s \cdot f_s$$

atau

$$Q_u = A_b \cdot \omega \cdot q_{ca} + A_s \cdot K_f \cdot q_f$$

$$\begin{aligned} q_{ca} &= 0,5 (q_{c1} + q_{c2}) \\ &= 0,5 (56,2 + 101,4) \\ &= 78,79 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 7729,418 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Asumsi pasir terkonsolidasi normal (OCR = 1), nilai faktor ω

$$\begin{aligned} f_b &= 1 \cdot 78,79 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 7729,418 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

b. Tahanan Ujung

$$\begin{aligned} Q_b &= A_b \cdot f_b \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 30^2 \cdot 79,78 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 55716,64 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 567,958 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Tahanan Gesek

$$Q_s = A_s \cdot f_s$$

$$\begin{aligned} A_s &= \pi \cdot d \cdot L \text{ (dimana } L = 19 \text{ m)} \\ &= \pi \cdot 0,3 \cdot 19 \\ &= 17,9143 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$f_s = K_f \cdot q_f$$

nilai $K_f = 0,6$ dan $q_f =$ diambil rata-rata dari tabel sondir $= 0,8607$

$$f_s = 0,9 \cdot 0,8607 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 0,51642 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 506,608 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = A_s \cdot f_s$$

$$= 17,9143 \cdot 506,608$$

$$= 9075,521 \text{ kN}$$

g. Kuat Dukung Ultimit

$$W_p = W \cdot L \cdot 0,00981$$

$$= 113 \cdot 19 \cdot 0,00981$$

$$= 21,0621 \text{ kN}$$

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p$$

$$= 567,958 + 9075,521 - 21,0621$$

$$= 9622,416 \text{ kN}$$

h. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF}$$

$$Q_a = \frac{9622,416}{3}$$

$$= 3207,47 \text{ kN}$$

i. Jumlah Tiang

$$n = P/Q_a$$

$$= 417,10 / 3207,47$$

$$= 0,13$$

Jumlah tiang yang digunakan = 1

5.5.3 Kapasitas Dukung Tiang Pancang Cerucuk Kayu

Kayu yang digunakan pada analisis ini ialah kayu Spesifikasi dan klasifikasi tiang cerucuk kayu dapat dilihat pada Tabel 5.8.

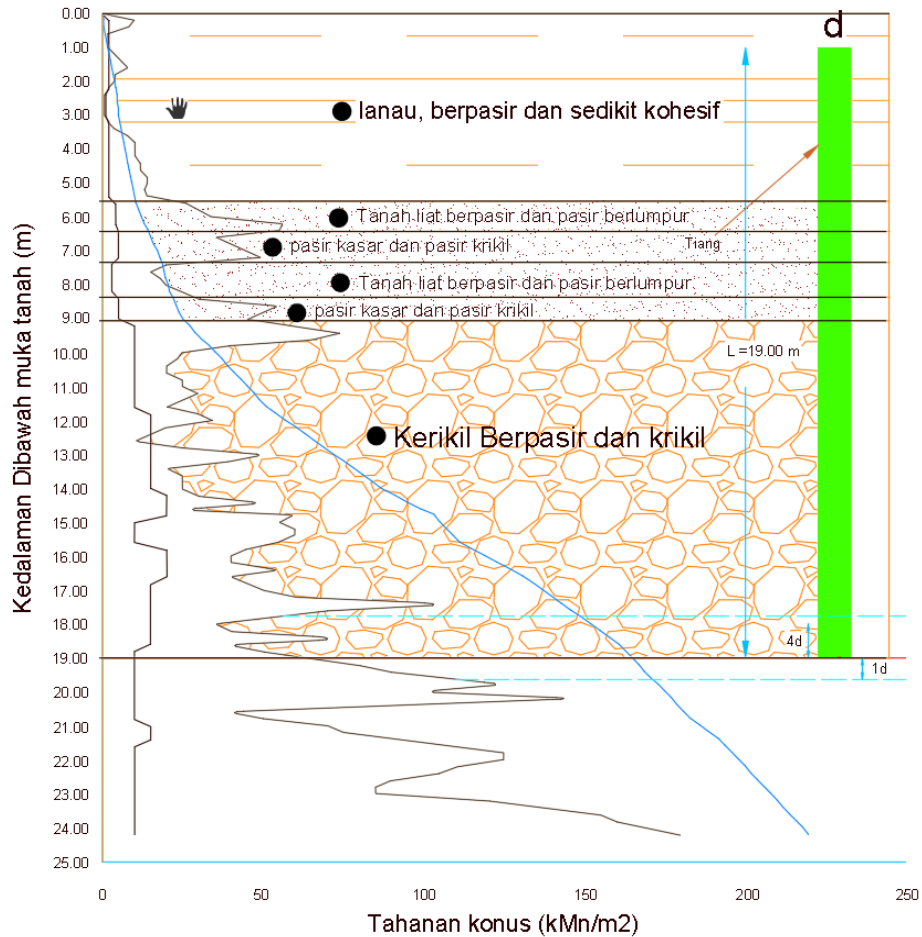
Tabel 5.10 Klasifikasi Material Tiang Pancang Cerucuk Kayu

No	Nama	Kelas	Bj (gr/cm ³)		
			min	max	Rata
1	Kempas	I	0,68	1,29	0,95
2	Kranji	I	0,84	1,04	0,93
3	Merbau	I	0,52		
4	Balau	I	0,65	1,22	0,98
5	Bangkirai	I	0,60	1,16	0,91
6	Balangerah	I	0,73	0,98	0,86
7	Giam	I	0,83	1,15	0,99
8	Keruing	I	0,51	1,07	0,79
9	Petarang	I	0,62	0,91	0,75
10	Simtok	I	0,61	1,01	0,70
11	Coromandel	I	0,90	1,14	1,02
12	Makasar Ebony	I	1,01	1,27	1,14
13	Pasango	I	0,46	1,15	0,81
14	Hiya	I	0,77	1,06	0,92
15	Pedaru	I	0,84	1,36	1,04
16	Ulin	I	0,88	1,19	1,04
17	Putat	I	0,62	1,01	0,80
18	Raja Bunga Segawa	I	0,61	1,00	0,80
19	Weru	I	0,60	0,95	0,70
20	Tempinis	I	0,92	1,02	1,00
21	Ampupu	I	0,68	1,02	0,80
22	Lara	I	1,26	1,30	1,28
23	Kulim	I	0,73	1,08	0,90
24	Potaling	I	0,72	1,09	0,90
25	Sonokeling	I	0,73	1,08	0,90
26	Kayu Malas	I	0,95	1,15	1,04
27	Kesambi	I	0,94	1,10	1,01
28	Mangir	I	0,65	1,00	0,79

Sumber : Wiryomartono, (1976)

5.5.3.1 Metode Mayerhof

1. Tiang Kayu Pedaru 30 cm



Gambar 5.13 Perhitungan tahanan ujung dari uji kerucut status metode Meyerhoff

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

q_c yang digunakan q_c rata-rata pada zona $1d$ di bawah ujung tiang dan $4d$ di atasnya.

$$q_c = \{(50 + 40 + 75 + 40)/4 + 80\}/2$$

$$= 65,625 \text{ kg/cm}^2$$

Dipakai $q_c = 65 \text{ kg/cm}^2$

$$q_c = 65 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 6376,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 Ab &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2 \\
 &= 0,0707 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Qb &= qc \cdot Ap \\
 &= 6376,5 \cdot 0,0707 \\
 &= 450,091 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$\begin{aligned}
 JHL &= 1652 \text{ kg/cm} \\
 &= 1620,612 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Kll &= \pi \cdot d \\
 &= \pi \cdot 0,30 \\
 &= 0,943 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Qs &= JHL \cdot Kll \\
 &= 1620,612 \cdot 0,943 \\
 &= 1557,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned}
 Wp &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot L \cdot BJ \cdot 0,00981 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2 \cdot 0,00104 \cdot 19 \cdot 0,00981 \\
 &= 1,371 \times 10^{-7} \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Qu &= Qb + Qs - Wp \\
 &= 450,091 + 1557,6 - 1,371 \times 10^{-7} \\
 &= 2263,08 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned}
 Qa &= \frac{Qu}{SF} \\
 Qa &= \frac{2263,08}{3} \\
 &= 754,36 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Jumlah Tiang (n)

$$n = \frac{P}{Qa}$$
$$n = \frac{417,10}{754,36}$$
$$= 0,553$$

Jumlah tiang yang dipakai = 1

2. Tiang Pancang Cerucuk Kayu Pedaru 20 cm

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$q_c = 65 \text{ kg/cm}^2$$
$$= 6376,5 \text{ kN/m}^2$$

$$A_b = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$
$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,2^2$$
$$= 0,0314 \text{ m}^2$$

$$Q_b = q_c \cdot A_p$$
$$= 6376,5 \cdot 0,0314$$
$$= 200 \text{ kN}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$JHL = 1652 \text{ kg/cm}$$
$$= 1620,612 \text{ kN/m}$$

$$KII = \pi \cdot d$$
$$= \pi \cdot 0,20$$
$$= 0,628 \text{ m}$$

$$Q_s = JHL \cdot KII$$
$$= 1620,612 \cdot 0,628$$
$$= 1018,67 \text{ kN}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$W_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot L \cdot BJ \cdot 0,00981$$
$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,2^2 \cdot 0,00104 \cdot 19 \cdot 0,00981$$
$$= 6,09 \times 10^{-6} \text{ kN}$$

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p$$
$$= 200 + 1018,67 - 6,09 \times 10^{-6}$$

$$= 1219,075 \text{ kN}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$Qa = \frac{Qu}{SF}$$
$$Qa = \frac{1219,075}{3}$$
$$= 406,358 \text{ kN}$$

e. Jumlah Tiang (n)

$$n = \frac{P}{Qa}$$
$$n = \frac{417,10}{406,358}$$
$$= 1,02$$

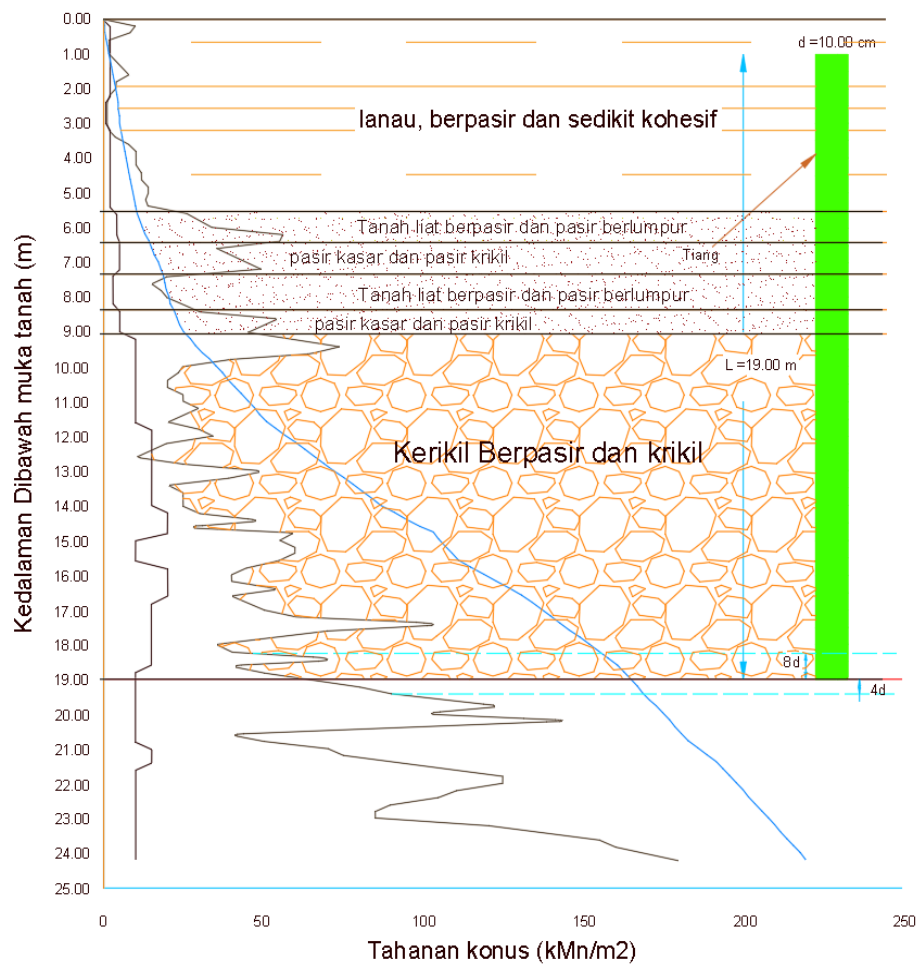
Jumlah tiang yang dipakai = 2

5.5.3.2 Metode *Schmertmann* dan *Notingham*

1. Tiang Pancang Cerucuk Kayu Pedaru 30cm

a. Tahanan Ujung Persatuan Luas (f_b)

Tahanan ujung tiang persatuan luas (f_b) = nilai rata-rata q_c sepanjang $8d$ di atas dasar tiang dan $4d$ di bawah tiang dapat dilihat pada Gambar 5.8.



Gambar 5.14 Perhitungan tahanan ujung dari uji kerucut status metode Schmertmann dan Nottingham (1975)

Tabel 5.11 nilai qc 8d dan 4d Tiang Pancang Kayu d 10 cm

Kedalaman	qc	Kedalaman	qc
16,6	40	19	65
16,8	45	19.2	80
17	50	19.4	90
17,2	60	19.6	110
17,4	110	19.8	125
17,6	70	20	100
17,8	50	20.2	140
18	35		
18,2	40		
18,4	75		
18,6	40		
18,8	50		
19	65		
rata-rata	56,2	rata-rata	101.4

$$Q_u = A_b \cdot f_b + A_s \cdot f_s$$

atau

$$Q_u = A_b \cdot \omega \cdot q_{ca} + A_s \cdot K_f \cdot q_f$$

$$\begin{aligned} q_{ca} &= 0,5 (q_{c1} + q_{c2}) \\ &= 0,5 (56,2 + 101,4) \\ &= 78,79 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 7729,418 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Asumsi pasir terkonsolidasi normal (OCR = 1), nilai faktor ω

$$\begin{aligned} f_b &= 1 \cdot 78,79 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 7729,418 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

b. Tahanan Ujung

$$\begin{aligned} Q_b &= A_b \cdot f_b \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 30^2 \cdot 66,17 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 55716,6405 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 567,958 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Tahanan Gesek

$$Q_s = A_s \cdot f_s$$

$$\begin{aligned} A_s &= \pi \cdot d \cdot L \text{ (dimana } L = 19 \text{ m)} \\ &= \pi \cdot 0,3 \cdot 19 \\ &= 17,914 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_s &= K_f \cdot q_f \\
 \text{nilai } K_f &= 0,6 \text{ dan } q_f = \text{diambil rata-rata dari tabel sondir} = 0,8607 \\
 f_s &= 0,9 \cdot 0,8607 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 0,51642 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 506,608 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= A_s \cdot f_s \\
 &= 17,914 \cdot 506,608 \\
 &= 9075,521 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Kuat Dukung Ultimit

$$\begin{aligned}
 W_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot L \cdot B_J \cdot 0,00981 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2 \cdot 19 \cdot 0,00104 \cdot 0,00981 \\
 &= 1,37 \times 10^{-6} \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_b + Q_s - W_p \\
 &= 567,958 + 9075,521 - 1,37 \times 10^{-6} \\
 &= 9643,521 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\
 Q_a &= \frac{9643,521}{3} \\
 &= 3214,493 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

f. Jumlah Tiang

$$\begin{aligned}
 n &= P/Q_a \\
 &= 417,10 / 3214,493 \\
 &= 0,129
 \end{aligned}$$

Jumlah tiang yang digunakan = 1

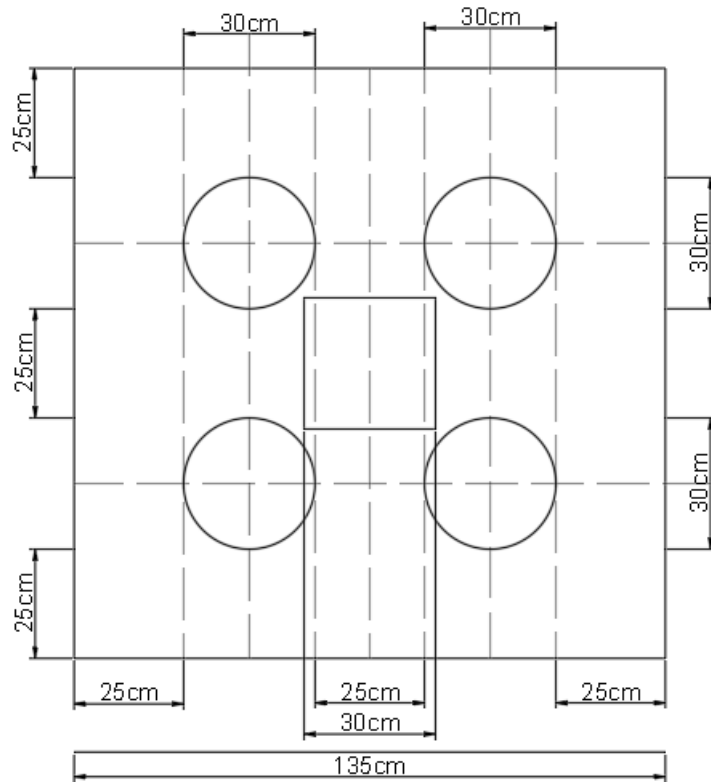
5.5.4 Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Bor

Analisis kelompok tiang menggunakan diameter 15cm (tiang bored Pile), 30cm (tiang pancang precast), dan 8cm (tiang pancang kayu) dengan jumlah tiang 1 (tiang bored Pile), 1(tiang pancang precast), dan 2 (tiang pancang kayu). Beban yang diterima tiap tiang (P_i) pada kelompok tiang

Beban-beban diatas kelompok tiang adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Beban aksial (P)} &= 417,10 \text{ kN} \\ \text{Berat Pile Cap (W)} &= (B \cdot H \cdot t) \gamma \\ &= (1,4 \cdot 1,4 \cdot 0,6) \cdot 23,54 \\ &= 27,683 \text{ kN} \\ \text{Berat tiang bored Pile} &= A_p \cdot \gamma \cdot n \cdot L \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,30^2 \cdot 23,54 \cdot 1 \cdot 19 \\ &= 31,6277 \text{ kN} \\ \text{Berat tiang pancang precast} &= A_p \cdot \gamma \cdot n \cdot L \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,30^2 \cdot 23,54 \cdot 1 \cdot 19 \\ &= 31,6277 \text{ kN} \\ \text{Berat tiang pancang kayu} &= A_p \cdot \gamma \cdot n \cdot L \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,2^2 \cdot 23,54 \cdot 2 \cdot 19 \\ &= 28.113 \text{ kN} \\ \text{Berat total tiang bored Pile (Pt)} &= P + W + \text{Berat Tiang} \\ &= 417,10 + 27,683 + 31,6277 \\ &= 476,41 \text{ kN} \\ \text{Berat total tiang bored Pile} &= P + W + \text{Berat Tiang} \\ &= 417,10 + 27,683 + 31,6277 \\ &= 476,41 \text{ kN} \\ \text{Berat total tiang bored Pile} &= P + W + \text{Berat Tiang} \\ &= 183,62 + 27,683 + 4,4982 \\ &= 472,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tampak atas dari pilecap dapat dilihat pada Gambar 5.12, Gambar 5.13, dan Gambar 5.14



Gambar 5.15 Tiang Bor Diameter 30 cm

n tiang = 1 Tiang

absis tiang terhadap pusat pile cap :

$$\begin{aligned}\Sigma x^2 &= 0,3^2 \\ &= 0,09 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\Sigma y^2 = 0 \text{ m}$$

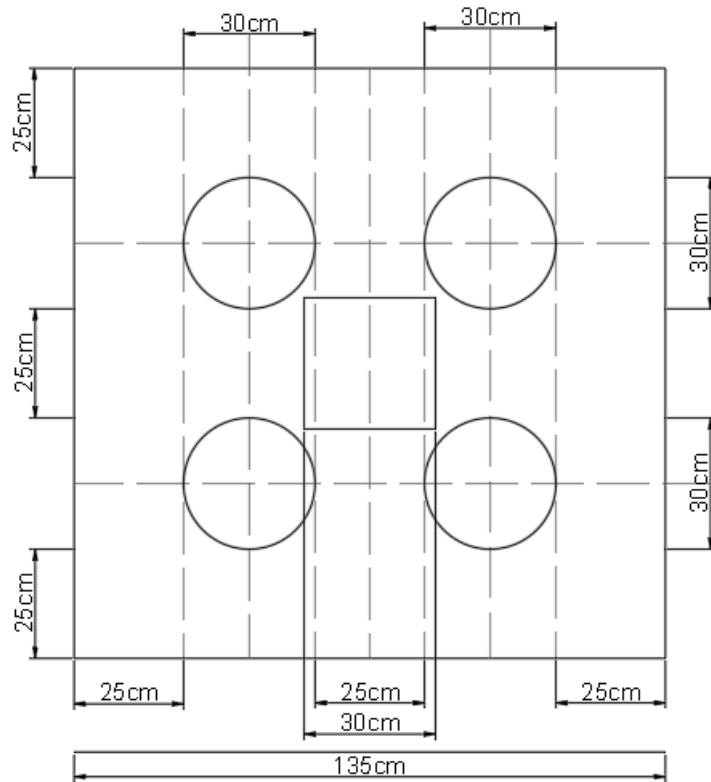
$$M_x = 0,088 \text{ kNm (hasil analisis SAP2000)}$$

$$M_y = 0,1276 \text{ kNm (hasil analisis SAP2000)}$$

$$P_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_i}{\Sigma X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_i}{\Sigma Y^2}$$

$$\begin{aligned}P_1 &= \frac{476,41}{1} - \frac{0,1276}{0,0225} \\ &= 474,993 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_2 &= \frac{476,41}{1} + \frac{0,1276}{0,0225} \\ &= 477,828 \text{ kN}\end{aligned}$$



Gambar 5.16 Tiang Pancang Precast Diameter 30 cm

n tiang = 1 Tiang

absis tiang terhadap pusat pile cap :

$$\begin{aligned}\Sigma x^2 &= 0,3^2 \\ &= 0.009 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\Sigma y^2 = 0 \text{ m}$$

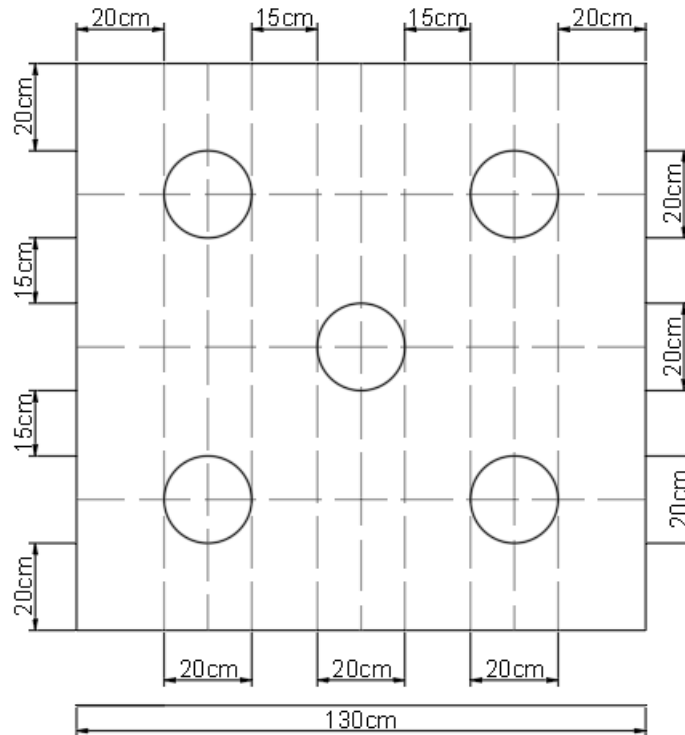
$$M_x = 0,088 \text{ kNm (hasil analisis SAP2000)}$$

$$M_y = 0,1276 \text{ kNm (hasil analisis SAP2000)}$$

$$P_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_i}{\Sigma X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_i}{\Sigma Y^2}$$

$$\begin{aligned}P_1 &= \frac{476,41}{1} - \frac{0,1276}{0,09} \\ &= 474,993 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_2 &= \frac{476,41}{1} + \frac{0,1276}{0,09} \\ &= 477,828 \text{ kN}\end{aligned}$$



Gambar 5.17 Tiang Kayu Pedaru Diameter 20 cm

n tiang = 2 Tiang

absis tiang terhadap pusat pile cap :

$$\begin{aligned}\Sigma x^2 &= 0,2^2 \\ &= 0,04 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\Sigma y^2 = 0 \text{ m}$$

$$M_x = 0,088 \text{ kNm (hasil analisis SAP2000)}$$

$$M_y = 0,1276 \text{ kNm (hasil analisis SAP2000)}$$

$$P_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_i}{\Sigma X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_i}{\Sigma Y^2}$$

$$\begin{aligned}P_1 &= \frac{472,9}{1} - \frac{0,1276}{0,0064} \\ &= 233,285 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P2 &= \frac{472,9}{2} + \frac{0,1276}{0,0064} \\
 &= 239,64 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.5.5 Analisis Kekuatan Tiang

Kekuatan tiang dihitung dengan rumus berikut

$$\sigma = P/A < \sigma_{\text{ijin}}$$

Dengan :

$$P = 417,10 \text{ kN (Beban maksimum yang diterima satu tiang)}$$

$$A = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

1. Tiang Bored Pile

$$\begin{aligned}
 \sigma &= P/A \\
 &= 417,10 / (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2) \\
 &= 5903,375 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 590,3 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{ijin}} &= K-300 \\
 &= 300 \cdot 0,83 \cdot 4 \\
 &= 996 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\sigma = 590,3 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{ijin}} = 996 \text{ kg/cm}^2$$

2. Tiang Pancang Precast

$$\begin{aligned}
 \sigma &= P/A \\
 &= 417,10 / (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2) \\
 &= 5903,751,6916 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 590,375 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Kekuatan tiang pancang precast yaitu 1598,62 kg/cm² dapat dilihat dalam klasifikasi dan material pada Lampiran.

3. Tiang Pancang Cerucuk Kayu Pedaru

Pada saat pemancangan ujung tiang dilindungi dengan sepatu dari besi, sehingga beban maksimum yang dapat dipikul oleh tiang kayu tunggal dapat mencapai 200 - 300 kN.

$$\begin{aligned}\sigma &= P/A \\ &= 417,10 / (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,2^2) \\ &= 13283,44 \text{ kN/m}^2 \\ &= 1328,344 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma \text{ ijin} &= P_{\text{ijin}}/A \\ &= 300 \cdot (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,2^2) \cdot 3 \\ &= 28662,42 \text{ kN/m}^2 \\ &= 2866,24 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\sigma = 13288,44 \text{ kg/cm}^2 < \sigma \text{ ijin} = 2866,42 \text{ kg/cm}^2$$

5.6 PENURUNAN PONDASI

5.6.1 Penurunan Pondasi Bored Pile

Metode Poulos dan Davis (1980)

1. Pondasi Bored Pile 30 cm

Dipasang menembus lapisan tanah sedalam 18 m dan menancap pada pada lapisan berkerikil sedalam 1 m.

$$\text{Panjang bored pile} = 19 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{Modulus elastis beton} &= 4700 \times \sqrt{20} \\ &= 21019,389 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

Berdasarkan **Tabel 3.3**, maka diambil jenis tanah Lanau dengan modulus elastis sebesar 20.000 kN/m² dan modulus elastis (*E*) pada ujung tiang diambil jenis tanah pasir dan kerikil dengan nilai modulus elastis sebesar 200.000 kN/m².

$$\begin{aligned}E\text{-Lanau} &= 20.000 \text{ kN/m}^2 \\ &= 20 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

Untuk menentukan *rasio poison* (μ) menggunakan Tabel 3.4 Perkiraan *rasio poison* (μ) (Bowles,1968).

Bila tiang dianggap mengapung (*floating pile*), maka penurunan tiang

$$\begin{aligned} K &= E_p/E_s \\ &= 21019,389/20 \\ &= 1050,9694 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L/d &= 19/0,3 \\ &= 63.333 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_b/d &= 0,15/0,3 \\ &= 5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h/L &= 18/18 \\ &= 1 \end{aligned}$$

$$\text{Dari Gambar 3.4 didapatkan, } I_o = 0,45$$

$$\text{Dari Gambar 3.5 didapatkan, } R_k = 1,3$$

$$\text{Dari Gambar 3.6 didapatkan, } R_h = 1$$

$$\text{Dari Gambar 3.7 didapatkan, } R_\mu = 0,95$$

$$\begin{aligned} I &= I_o \times R_k \times R_h \times R_\mu \\ &= 0,45 \times 1,3 \times 1 \times 0,95 \\ &= 0,557 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{QI}{E_s \cdot d} \\ &= \frac{417,10 \cdot 0,557}{20000 \cdot 0,3} \\ &= 0,0386 \text{ m} \\ &= 38,633 \text{ mm} \end{aligned}$$

2. Pondasi Bored Pile 20 cm

- a. Dipasang menembus lapisan tanah sedalam 18 m dan menancap pada pada lapisan berkerikil sedalam 1 m.

$$\begin{aligned}\text{Panjang bored pile} &= 19 \text{ m} \\ \text{Modulus elastis beton} &= 4700 \times \sqrt{20} \\ &= 21019,389 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

Berdasarkan Tabel 5.11, maka diambil jenis tanah Lanau dengan modulus elastis sebesar 20.000 kN/m^2 dan modulus elastis (E) pada ujung tiang diambil jenis tanah pasir dan kerikil dengan nilai modulus elastis sebesar 200.000 kN/m^2

$$\begin{aligned}E\text{-Lanau} &= 20.000 \text{ kN/m}^2 \\ &= 20 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

Berdasar Tabel 3.8, maka diambil jenis tanah pasir padat dengan rasio poisson (μ) sebesar 0,35.

Bila tiang dianggap mengapung (*floating pile*), maka penurunan tiang

$$\begin{aligned}K &= E_p/E_s \\ &= 21019,389/20 \\ &= 1050,9694\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}L/d &= 19/0,2 \\ &= 95\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d_b/d &= 0,15/0,15 \\ &= 1\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}h/L &= 18/18 \\ &= 1\end{aligned}$$

$$\text{Dari Gambar 5.17 didapatkan, } I_o = 0,45$$

Dari Gambar 5.18 didapatkan, $R_k = 1,78$

Dari Gambar 5.19 didapatkan, $R_h = 1$

Dari Gambar 5.20 didapatkan, $R_\mu = 0,93$

$$\begin{aligned} I &= I_o \times R_k \times R_h \times R_\mu \\ &= 0,45 \times 1,78 \times 1 \times 0,93 \\ &= 0,7445 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{QI}{Es \cdot d} \\ &= \frac{183,618 \cdot 0,7445}{20000 \cdot 0,2} \\ &= 0,0342 \text{ m} \\ &= 34,1956 \text{ mm} \end{aligned}$$

5.6.2 Penurunan Pondasi Pancang Precast

1. Pondasi Pancang Precast 30 cm

Dipasang menembus lapisan tanah sedalam 18 m dan menancap pada pada lapisan berkerikil sedalam 1 m.

Panjang Pancang Precast = 19 m

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastis beton} &= 4700 \times \sqrt{24} \\ &= 23025,2036 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Berdasarkan Tabel 5.11, maka diambil jenis tanah Lanau dengan modulus elastis sebesar 20.000 kN/m² dan modulus elastis (E) pada ujung tiang diambil jenis tanah pasir dan kerikil dengan nilai modulus elastis sebesar 200.000 kN/m²

$$\begin{aligned} E\text{-Lanau} &= 20.000 \text{ kN/m}^2 \\ &= 20 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Berdasar Tabel 5.12, maka diambil jenis tanah pasir padat dengan rasio poisson (μ) sebesar 0,35.

Bila tiang dianggap mengapung (*floating pile*), maka penurunan tiang

$$\begin{aligned}K &= E_p/E_s \\ &= 23025,2036 / 20 \\ &= 1151,2602 \\ L/d &= 19/0,3 \\ &= 63,3333 \\ d_b/d &= 0,3/0,15 \\ &= 2 \\ h/L &= 18/18 \\ &= 1\end{aligned}$$

$$\text{Dari Gambar 3.4 didapatkan, } I_o = 0,45$$

$$\text{Dari Gambar 3.5 didapatkan, } R_k = 1,3$$

$$\text{Dari Gambar 3.6 didapatkan, } R_h = 1$$

$$\text{Dari Gambar 3.7 didapatkan, } R_\mu = 0,95$$

$$\begin{aligned}I &= I_o \times R_k \times R_h \times R_\mu \\ &= 0,45 \times 1,3 \times 1 \times 0,95 \\ &= 0,5557 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{QI}{E_s \cdot d} \\ &= \frac{183,618 \cdot 0,5557}{20000 \cdot 0,3} \\ &= 0,017007 \text{ m} \\ &= 17,0076 \text{ mm}\end{aligned}$$

2. Pondasi Pancang Precast 35 cm

- a. Dipasang menembus lapisan tanah sedalam 18 m dan menancap pada pada lapisan berkerikil sedalam 1 m.

Panjang Pancang Precast = 19 m

$$\begin{aligned}\text{Modulus elastis beton} &= 4700 \times \sqrt{24} \\ &= 23025,2036 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

Berdasarkan Tabel 5.11, maka diambil jenis tanah Lanau dengan modulus elastis sebesar 20.000 kN/m² dan modulus elastis (E) pada ujung tiang diambil jenis tanah pasir dan kerikil dengan nilai modulus elastis sebesar 200.000 kN/m²

$$\begin{aligned}E\text{-Lanau} &= 20.000 \text{ kN/m}^2 \\ &= 20 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

Berdasar Tabel 5.12, maka diambil jenis tanah pasir padat dengan rasio poison (μ) sebesar 0,35.

Bila tiang dianggap mengapung (*floating pile*), maka penurunan tiang

$$\begin{aligned}K &= E_p/E_s \\ &= 23025,2036 / 20 \\ &= 1151,2602 \\ L/d &= 19/0,35 \\ &= 54,2857 \\ d_b/d &= 0,35/0,2 \\ &= 1,75 \\ h/L &= 18/18 \\ &= 1\end{aligned}$$

Dari Gambar 3.4 didapatkan, $I_o = 0,45$

Dari Gambar 3.5 didapatkan, $R_k = 1,25$

Dari Gambar 3.6 didapatkan, $R_h = 0,5$

Dari Gambar 3.7 didapatkan, $R_\mu = 0,95$

$$\begin{aligned} I &= I_o \times R_k \times R_h \times R_\mu \\ &= 0,45 \times 1,25 \times 0,5 \times 0,95 \\ &= 0,2672 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{QI}{Es.d} \\ &= \frac{183,618 \cdot 0,2672}{20000 \cdot 0,35} \\ &= 0,007 \text{ m} \\ &= 7,0086 \text{ mm} \end{aligned}$$

5.6.3 Penurunan Pondasi Pancang Kayu Pedaru

1. Pondasi Pancang Kayu Pedaru 30 cm
 - a. Dipasang menembus lapisan tanah sedalam 18 m dan menancap pada pada lapisan berkerikil sedalam 1 m.

Panjang Pancang Kayu Pedaru = 19 m

Modulus elastis kayu kelas 1 = 125.000 kg/cm^2
= 12262,5 Mpa

Berdasarkan Tabel 5.11, maka diambil jenis tanah Lanau dengan modulus elastis sebesar 20.000 kN/m^2 dan modulus elastis (E) pada ujung tiang diambil jenis tanah pasir dan kerikil dengan nilai modulus elastis sebesar 200.000 kN/m^2

$$\begin{aligned}
 E\text{-Lanau} &= 20.000 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 20 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Berdasar Tabel 3.8, maka diambil jenis tanah pasir padat dengan rasio poisson (μ) sebesar 0,35.

Bila tiang dianggap mengapung (*floating pile*), maka penurunan tiang

$$\begin{aligned}
 K &= E_p/E_s \\
 &= 12262,5 / 20 \\
 &= 613,125
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L/d &= 19/0,3 \\
 &= 63,333
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d_b/d &= 0,3/0,3 \\
 &= 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h/L &= 18/18 \\
 &= 1
 \end{aligned}$$

$$\text{Dari Gambar 3.4 didapatkan, } I_o = 0,45$$

$$\text{Dari Gambar 3.5 didapatkan, } R_k = 1,4$$

$$\text{Dari Gambar 3.6 didapatkan, } R_h = 1$$

$$\text{Dari Gambar 3.7 didapatkan, } R_\mu = 0,95$$

$$\begin{aligned}
 I &= I_o \times R_k \times R_h \times R_\mu \\
 &= 0,45 \times 1,4 \times 1 \times 0,95 \\
 &= 0,5985 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$S = \frac{QI}{E_s.d}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{417,10 \cdot 0,5985}{20000 \cdot 0,1} \\
&= 0,041 \text{ m} \\
&= 41,605 \text{ mm}
\end{aligned}$$

2. Pondasi Pancang Kayu Pedaru 20 cm

a. Hitungan dimensi

$$\begin{aligned}
\text{Panjang Tiang} &= 19 \\
\text{Panjang Kelompok Tiang} &= 1 \cdot 1,2 \\
&= 1,2 \text{ m} \\
\text{Lebar} &= 1 \cdot 1,2 \\
&= 1,2 \text{ m} \\
\text{Kedalaman dasar fondasi} &= \frac{2}{3} \cdot 19 \\
&= 12,667
\end{aligned}$$

Area pembebanan kelompok tiang yang diperhitungkan

$$\text{Panjang} = 1,2 + (2 \cdot 12,67 \cdot \frac{1}{4}) = 7,535 \text{ m}$$

$$\text{Lebar} = 1,2 + (2 \cdot 12,67 \cdot \frac{1}{4}) = 7,535 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
\text{Tekanan dasar fondasi} &= \frac{4 \cdot 417,10}{7,535 \cdot 7,535} \\
&= 29,3855 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

b. Hitungan peurunan segera dengan cara Schmertmann dengan menggunakan periode waktu $t = 25$ tahun

Konstanta tanah lanau $n = 2$

$$Q_c = 65 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = n \cdot q_c$$

$$= 2 \cdot 65$$

$$= 130 \text{ kg/cm}^2$$

- c. Tekanan *overburden* efektif dasar pondasi rakit ekuivalen dengan γ_{sat}

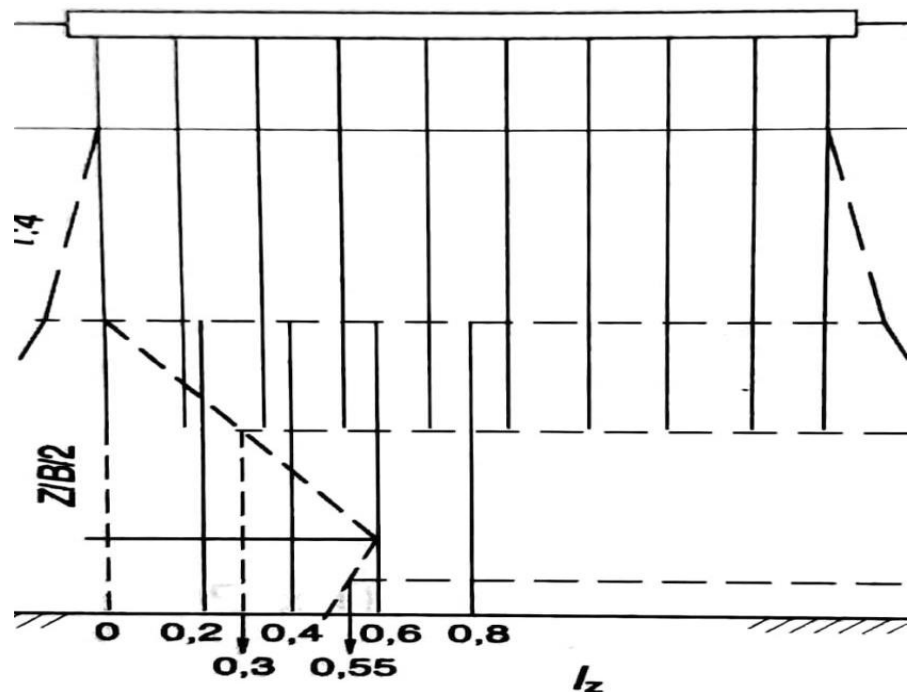
Lempung lunak = 20 kN/m^3 :

$$\begin{aligned} P_o' &= \sum L \cdot \gamma_{\text{sat}} \\ &= 12,667 \cdot 20 \\ &= 253,34 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- d. Faktor koreksi pengaruh rangkak (*creep*) ;

$$\begin{aligned} C &= 1 + 2 \log \frac{t}{0,1} \\ &= 1 + 2 \log \frac{25}{0,1} \\ &= 1,48 \end{aligned}$$

- e. Nilai $I_{z(1)} = 0,3$ dan $I_{z(2)} = 0,55$ didapatkan menggunakan diagram 2B - 0,6 dapat dilihat pada Gambar 5.15



Gambar 5.18 Diagram 2B - 0,6

(Sumber : Hardiyatmo ,2010)

f. Lapisan 1

$$\begin{aligned} S_{i(1)} &= 0,6 \times C \times \text{Tekanan dasar} \times \frac{I_z(1)}{E \times 98,1} \times L \times 1000 \\ &= 0,6 \times 1,48 \times 29,3855 \times \frac{0,3}{130\,65 \times 98,1} \times 19 \times 1000 \\ &= 11.605 \text{ mm} \end{aligned}$$

g. Lapisan 2

$$\begin{aligned} S_{i(1)} &= 0,6 \times C \times \text{Tekanan dasar} \times \frac{I_z(2)}{E \times 98,1} \times L \times 1000 \\ &= 0,6 \times 1,48 \times 29,3855 \times \frac{0,55}{130\,65 \times 98,1} \times 19 \times 1000 \\ &= 19,341 \text{ mm} \end{aligned}$$

h. Hasil penurunan

$$\begin{aligned} S_i &= 11.605 + 19,341 \\ &= 30,946 \text{ mm} \end{aligned}$$

5.7 PEMBAHASAN

Pondasi adalah struktur bawah dari konstruksi bangunan yang berfungsi untuk menempatkan bangunan dan meneruskan beban yang disalurkan dari struktur atas ke struktur bawah ke tanah keras pada dasar pondasi tanpa terjadi kerusakan tanah dan penurunan bangunan diluar batas toleransinya. Pondasi dirancang agar mampu mendukung beba sampai batas keamanan tertentu, termasuk mendukung beba maksimum yang mungkin terjadi.

MDA Nurul Muhlisin melakukan penyelidikan tanah guna menentukan sifat fisik tanah, sehinggah hasil yang diperoleh dapat digunakan untuk perencanaan atau pemeliharaan pondasi dan menghasilkan daya dukung pondasi yang lebih akurat. Peyelidikan tanah dilakukan dengan metode *Conus Penetration Test* (CPT) atau sondir dengan menggunakan bor tangan (*hand bor*).

Peranan penting dalam perencanaan struktur pondasi pada suatu bangunan adalah pembebanan. Kapasitas dukung tiang dilakukan dengan mempperlihatkan data hasil penyelidikan tanah, beban aksial, dimensi tiang, jarak antar tiang, data pendukung seperti mutu beton, dan kedalaman pondasi. Analalisis kapasitas dukung menggunakan metode statik.

5.7.1 Hasil Analisis Struktur Program SAP2000

Beban yang disalurkan oleh struktur berupa gaya-gaya yakni, beban aksial gaya geser, dan momen. Berdasarkan hasil output SAP2000 diperoleh gaya-gaya dalam maksimal pada frame 136 sebesar :

Beban aksial (P) = 183,618 kN

Gaya geser (V) = 4.83kN

Momen arah x (Mx) = 9,64 kNm

Momen arah y (My) =9,8316 kNm

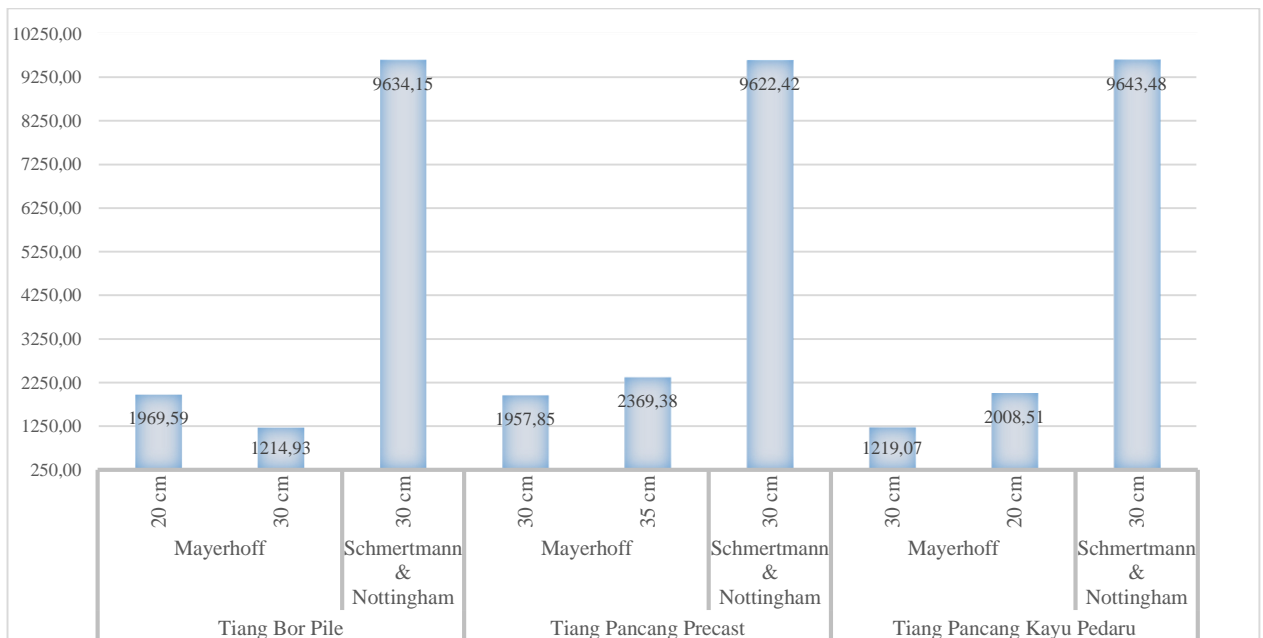
5.7.2 Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang

Perhitungan kapasitas dukun pondasi tiang bored pile dilakukan dengan menggunakan 2 (dua) metode yang berbeda yaitu metode Mayerhof dan metode

Schmertmann dan *Nottingham* dengan kedalaman 19m. Diameter yang digunakan berbeda tiap tiang, tiang bored pile menggunakan diameter 30cm dan 20cm, tiang pancang precast menggunakan diameter 30cm dan 35cm, tiang pancang cerucuk kayu pedaru menggunakan diameter 30cm dan 20cm. Kapasitas dukung pondasi diperoleh dari penjumlahan tiag tahanan ujung dan tahanan gesek selimut tiaNg. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Tabel 5.9 dan Gambar 5.16

Tabel 5.12 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang

	Tiang Bor Pile			Tiang Pancang Precast			Tiang Pancang Kayu Pedaru		
	Mayerhoff		Schmertmann & Nottingham	Mayerhoff		Schmertmann & Nottingham	Mayerhoff		Schmertmann & Nottingham
P (kN)	417.10	417.10	417.10	417.10	417.10	417.10	417.10	417.10	417.10
Diameter (cm)	20.00	30.00	30.00	30.00	35.00	30.00	20.00	30.00	30.00
Qp (kN)	450.91	200.40	567.96	450.91	613.74	567.96	200.40	450.91	567.96
Qs (kN)	1528.01	1018.67	9075.52	1528.01	1782.67	9075.52	1018.67	1557.60	9075.52
Qu (kN)	1969.59	1214.93	9634.15	1957.85	2369.38	9622.42	1219.07	2008.51	9643.48
n (tiang)	1.00	2.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00	1.00	1.00



Gambar 5.19 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang

Pondasi dikatakan aman apabila hasil dari kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g) lebih besar dari beban yang diterima oleh pondasi. Berdasarkan Tabel 5.10 didapatkan hasil kapasitas dukung kelompok tiang bored pile metode Mayerhof dengan diameter 30cm dan 20cm, diperoleh masing-masing sebesar 656,53 kN dan 809,95 kN dan metode *Schmertmann* dan *Notingham* dengan diameter 15cm diperoleh 3211,38 kN, lebih besar dari nilai $P = 417,10$ kN.

Hasil kapasitas dukung kelompok tiang pancang precast metode Mayerhof dengan diameter 30cm dan 35cm, diperoleh masing-masing sebesar 652,62 kN dan 789,79 kN dan metode *Schmertmann* dan *Notingham* dengan diameter 30cm diperoleh 3207,47 kN, lebih besar dari nilai $P = 417,10$ kN.

Hasil kapasitas dukung kelompok tiang pancang cerucuk kayu pedaru metode Mayerhof dengan diameter 20 dan 30, diperoleh masing-masing sebesar 812,72 kN dan 669,5 kN dan metode *Schmertmann* dan *Notingham* dengan diameter 10cm diperoleh 3214,49 kN, lebih besar dari nilai $P = 417,10$ kN.

5.7.4 Hasil Analisis Kekuatan Tiang

Dengan 3 pondasi yang digunakan, yakni tiang bored pile berdiameter 30cm dan 20cm, tiang pancang precast berdiameter 30cm dan 35 cm, dan tiang pancang cerucuk kayu pedaru berdiameter 30cm dan 20cm yang menggunakan 2 (dua) metode, yakni Mayerhof dan *Schmertmann* dan *Notingham* pada kedalaman 19m dan $q_c = 65\text{kg/cm}^2$.

Kapasitas dukung pondasi tiang ditentukan oleh kemampuan material tiang untuk menahan beban struktural. Berdasarkan hasil analisis dari ketiga pondasi yakni pondasi tiang bored pile, pondasi tiang pancang precast dan pondasi tiang pancang cerucuk kayu pedaru diperoleh tegangan yang terjadi pada tiang lebih kecil dari tegangan ijin sehingga pondasi aman digunakan. Selain itu, hasil kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g) lebih besar daripada beban aksial (P) dan beban aksial total (P_t) yang diterima, sehingga beban struktur gedung diatas pondasi mampu ditahan oleh kelompok pondasi tiang.

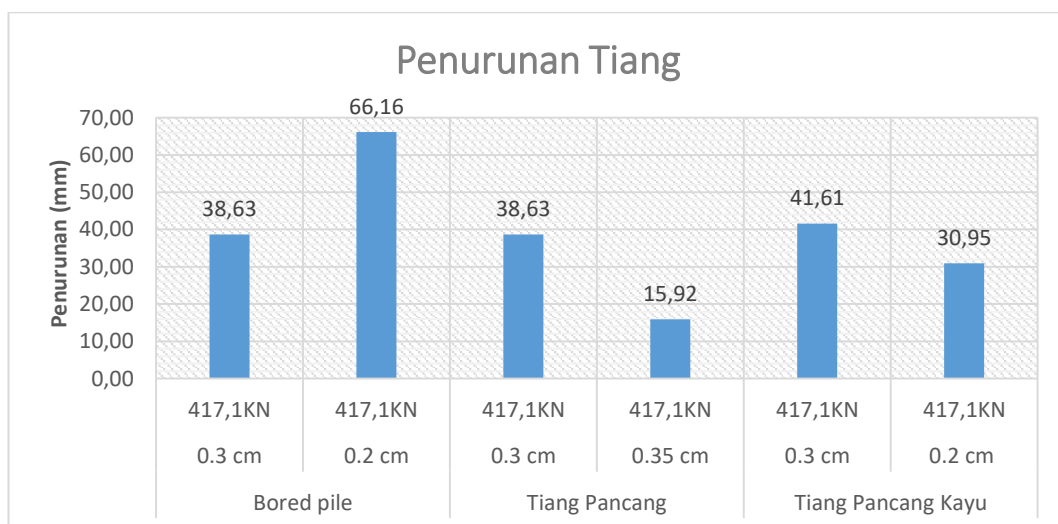
5.7.5 Hasil Analisis Penurunan Pondasi

Hasil analisis perhitungan penurunan pondasi bored pile dengan diameter 30 cm dan 20 cm masing-masing 38,63 mm dan 66,16 mm; penurunan pondasi tiang pancang precast dengan diameter 30 cm dan 35 cm masing-masing 38,633 mm dan 15,92 mm; penurunan pondasi tiang pancang kayu cerucuk pedaru dengan diameter 30 cm ialah 57,72 mm dan diameter 20 cm dengan cara *Schmertmann* ialah 30,946 mm.

Rekapitulasi penurunan pondasi dapat dilihat pada Tabel 5.11 berikut.

Tabel 5.14 Rekapitulasi Penurunan Pondasi

	Diameter (mm)	P (kN)	S1 (mm)	S2 (mm)	Total (mm)
Bored pile	0.3	417.1	38.63389	13.52186	
	0.2	417.1	66.16249	23.15687	
Tiang Pancang	0.3	417.1	38.63389	14.29454	
	0.35	417.1	15.92056	11.78121	
Tiang Pancang Kayu	0.3	417.1	41.60573	57.72794	
	0.2	417.1	11.605	19.341	30.946



Gambar 5.20 Grafik Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang