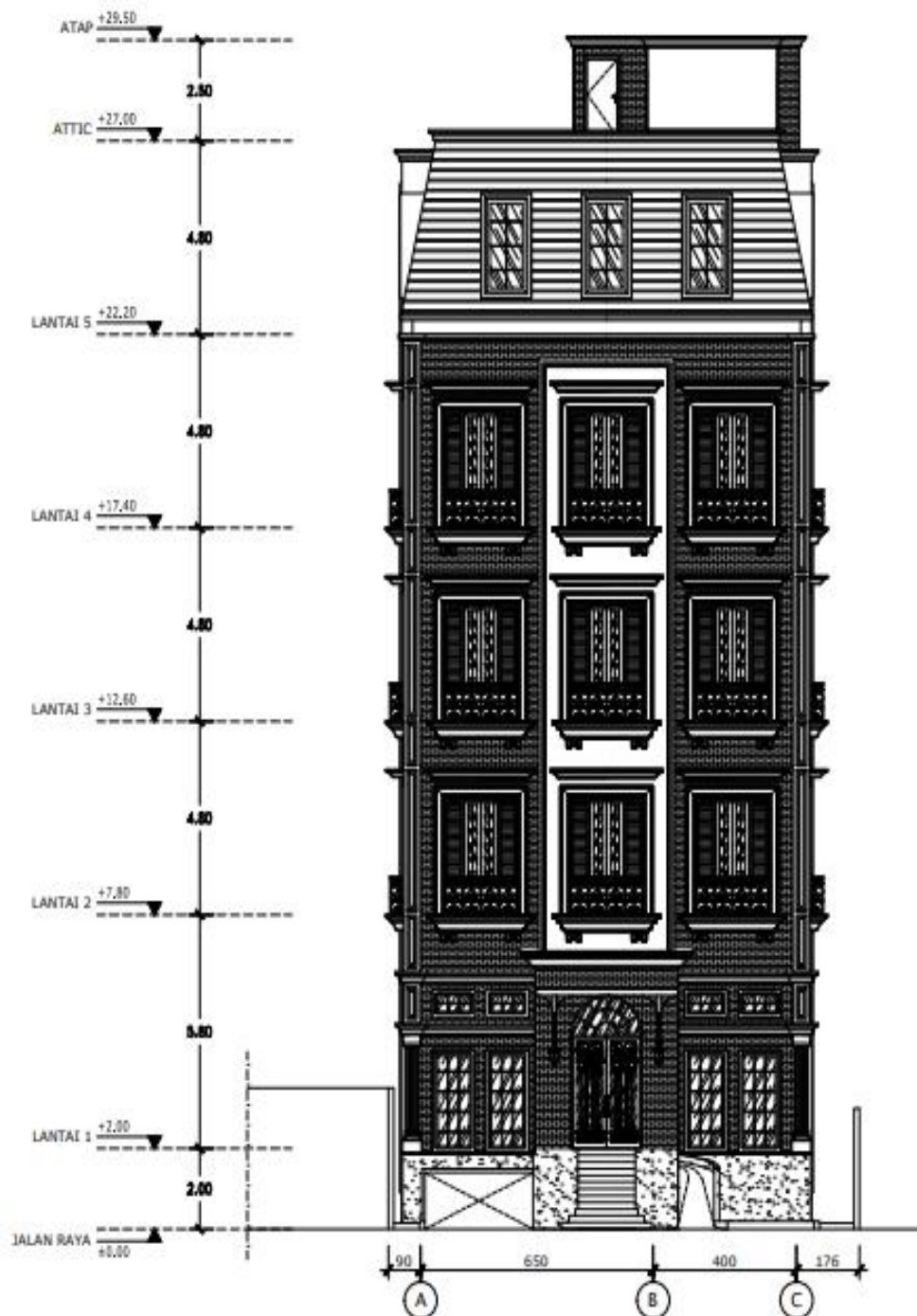


## **BAB V**

### **ANALISIS PONDASI *BORED PILE***

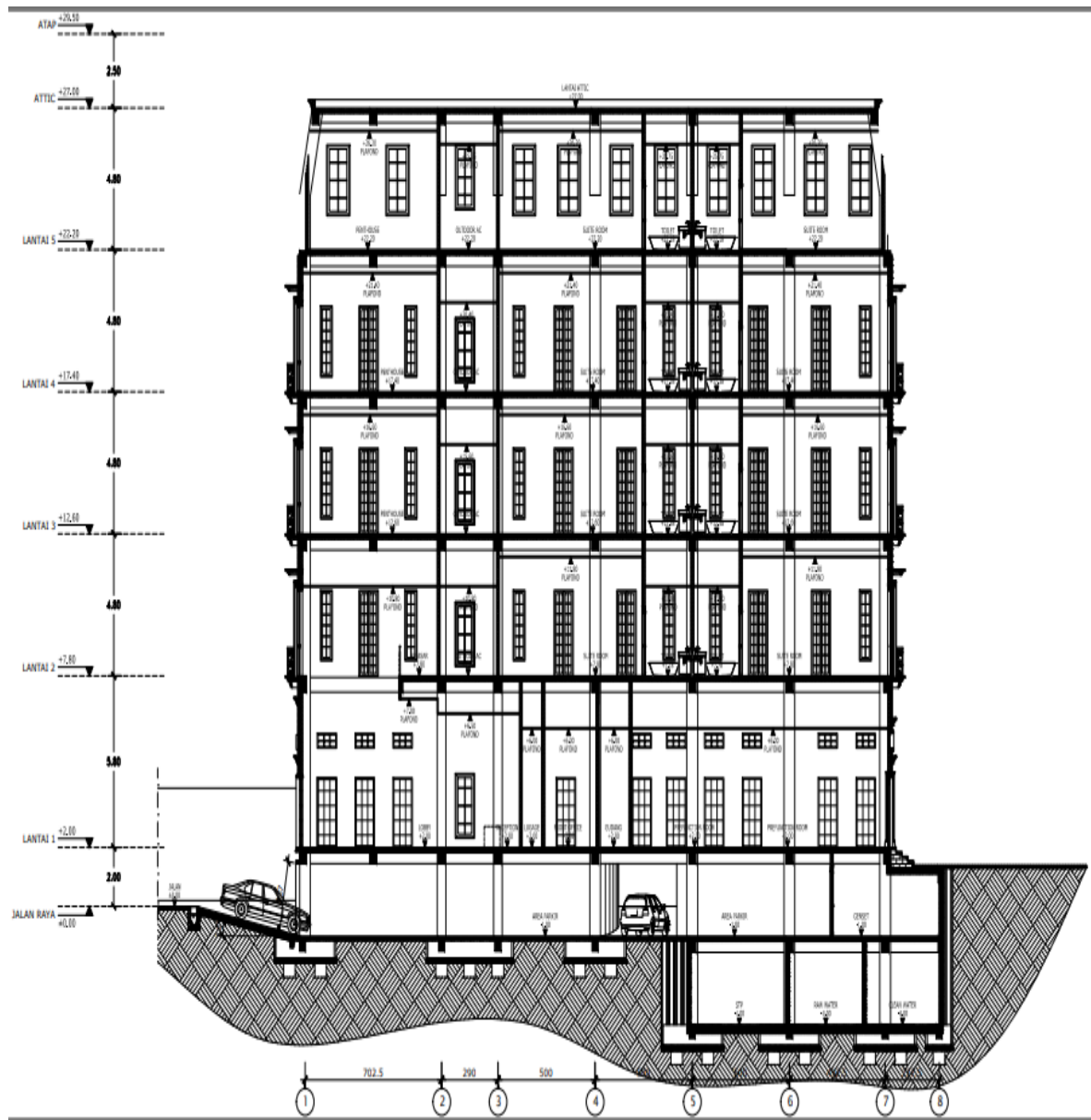
#### **1.1 Data Gedung Hotel White Sedan**

Gedung Hotel White Sedan Terletak di Dusun Sedan, Kelurahan Sariharjo, Kecamatan Ngaglik, Kabupaten Sleman, Provinsi Yogyakarta. Gedung ini memiliki total 7 tingkat yang terdiri dari 5 lantai dan 2 *basement*. Gedung ini menggunakan pondasi *Bored Pile* yang pada kedalaman 10 meter dan 7 meter. Pada perancangan penelitian ini akan digunakan pondasi *Bored pile* pada kedalaman sesuai dengan data tanah keras untuk kapasitas daya dukung ujung tiang dengan menggunakan tiga metode yaitu, metode *Reese & Wright* (1997), metode *Schmertman* dan *Nottingham*, metode *Meyerhoff*. Berikut gambar dari gedung Hotel White Sedan yang dapat dilihat pada Gambar 5.1



**Gambar 5.1** Tampak Depan Hotel White Sedan

(Sumber : PT. VERCO)



**Gambar 5.2** potongan dari Hotel White Sedan

(Sumber : PT. VERCO)

### **1.1.1 Data Umum**

Data proyek pembangunan *White Hotel* Sedan Yogyakarta meliputi data umum, sebagai berikut ini.

1. Nama proyek : *White Hotel* Sedan Yogyakarta
2. Pemilik proyek : Edi Nugroho
3. Kontraktor : Edo
4. Konsultan Perencana : PT. VERCO
5. Lokasi proyek : Sedan Sariharjo Ngaglik Sleman
6. Konstruksi bagian atas : konstruksi beton bertulang
7. Konstruksi bagian bawah : pondasi tiang bor
8. Biaya proyek : ± Rp. 8.000.000.000,-
9. Waktu penyelesaian : 240 hari kalender

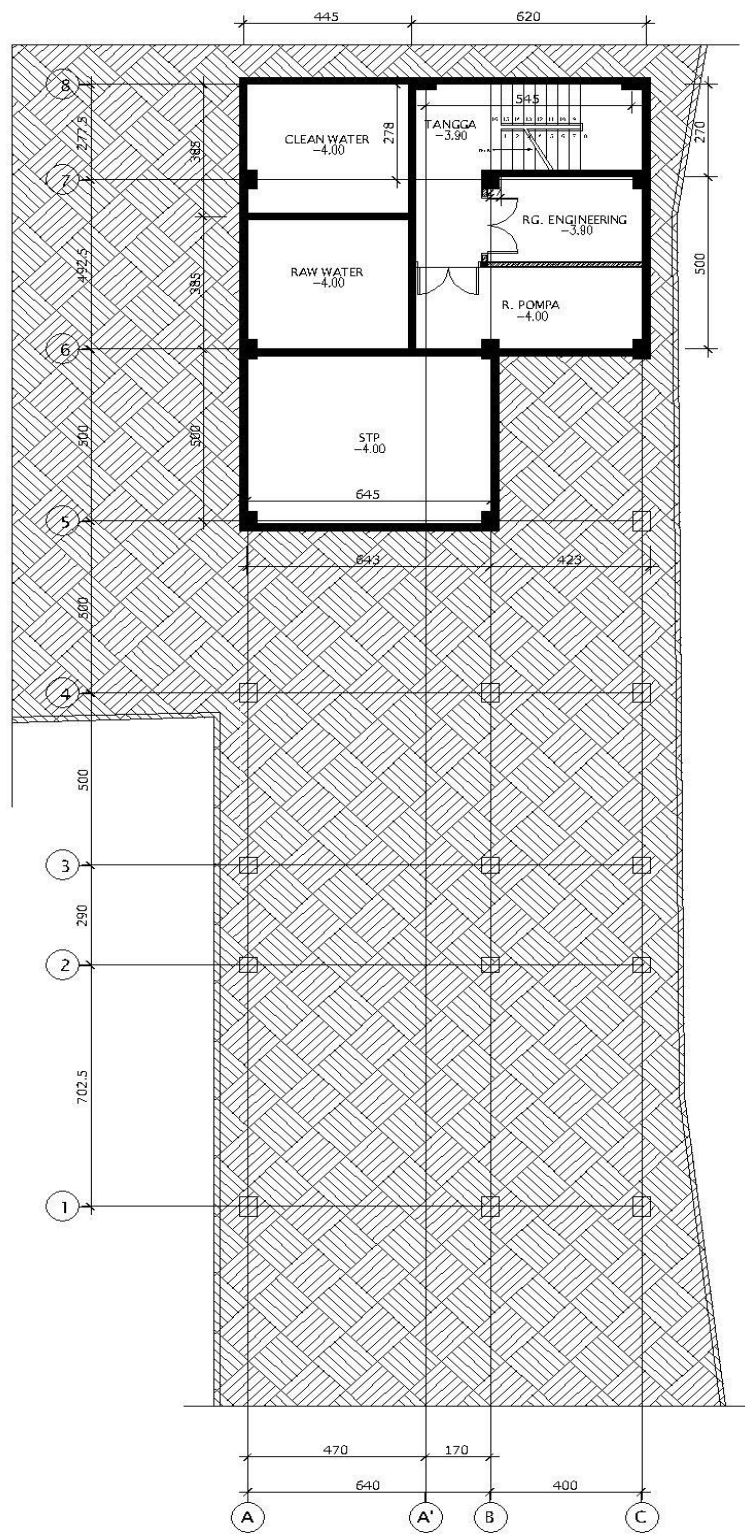
### **5.1.2 Spesifikasi Material**

Material yang digunakan pada pembangunan gedung *White Hotel* Sedan, yakni sebagai berikut :

1. Beton dengan mutu  $f'c$  sebesar 25 Mpa
2. Tulangan baja polos dengan mutu baja ( $f_y$ ) sebesar 240 Mpa
3. Tulangan baja ulir dengan mutu baja ( $f_y$ ) sebesar 400 Mpa
4. Beton bor pile dengan mutu  $f'c$  sebesar 20 Mpa

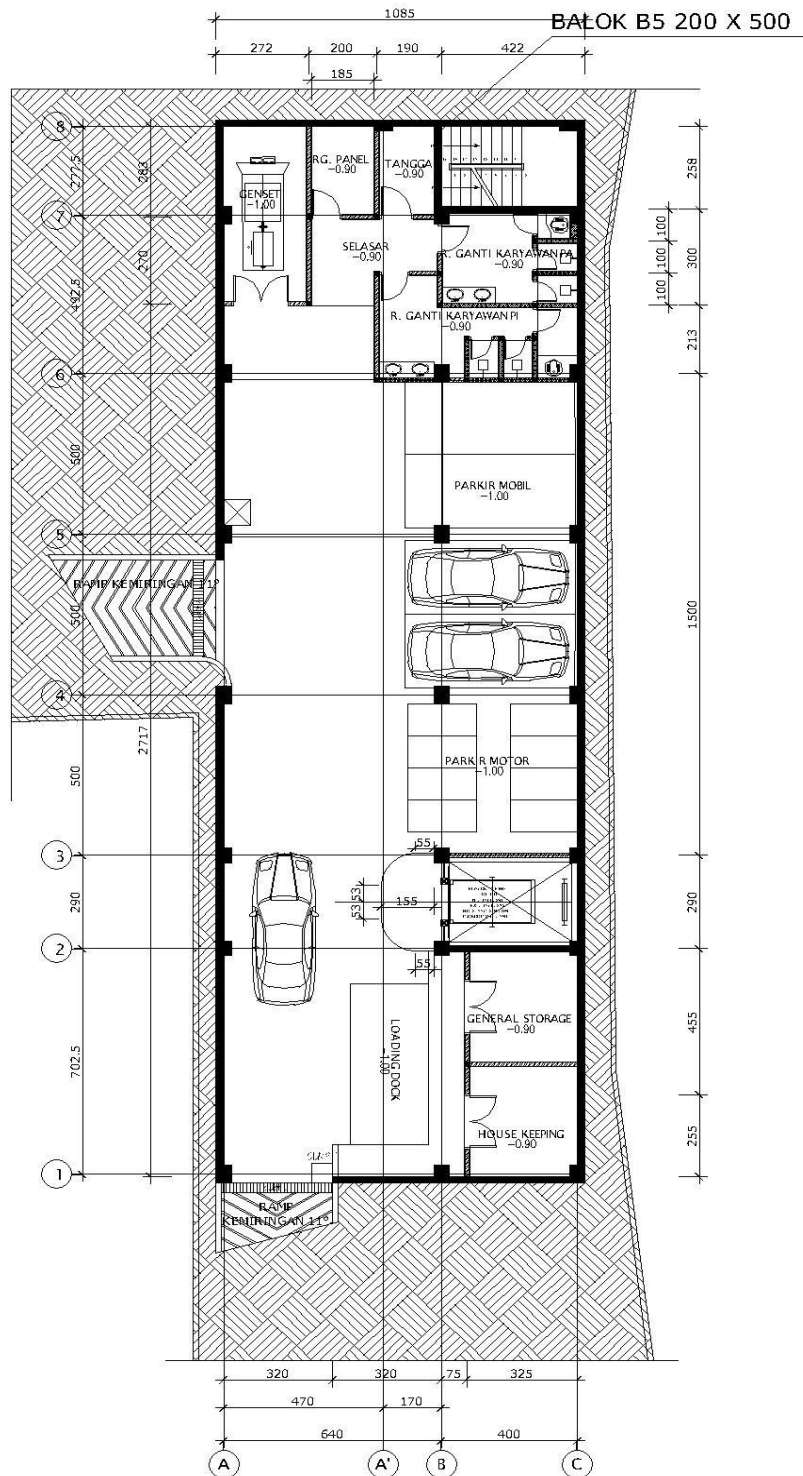
### **5.1.3 Denah Konstruksi**

Denah konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.3 dan Gambar 5.4, sedang potongan melintang dapat dilihat pada Gambar 5.5 berikut ini.



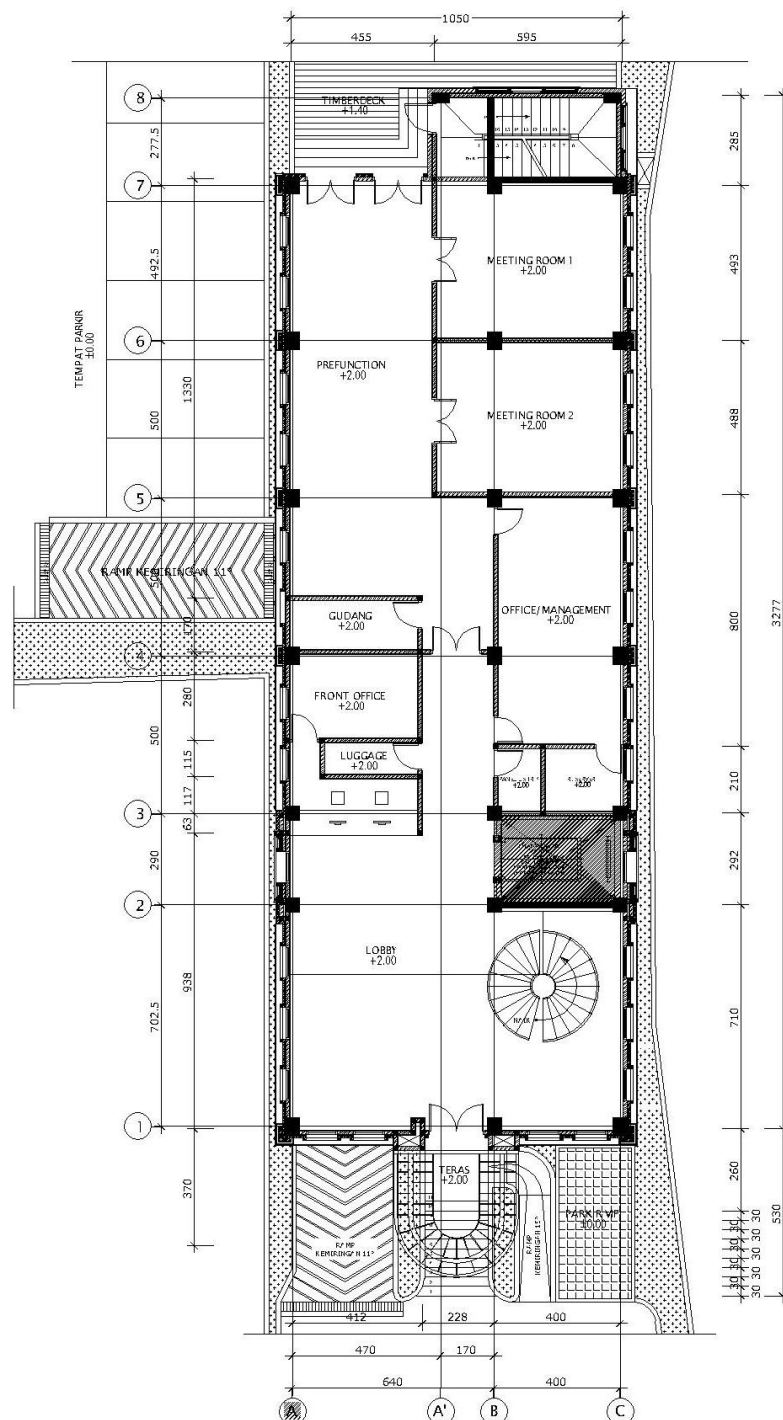
**Gambar 5.3 Denah Basement 1**

(sumber : PT. VERCO)



**Gambar 5.4 Denah Basement 2**

(sumber : PT. VERCO)



**Gambar 5.5 Lantai Satu**

(sumber : PT. VERCO)

#### 5.1.4 Data Struktur

Struktur utama gedung ini terdiri dari struktur atas berupa struktur beton bertulang dan struktur bawah berupa tiang bor. Struktur bawah tersebut yang akan peneliti desain ulang dengan menggunakan pondasi *bored pile* yang kemudian akan dihitung kapasitas daya dukung pada pondasi tersebut.

Struktur atas adalah struktur yang berada tegak lurus diatas pondasi atau berada diatas muka tanah. Struktur bagian atas pada proyek ini terdiri dari kolom, balok, pelat, dan atap.

##### 1. Kolom

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka struktur yang memikul beban dari balok. Kolom berfungsi sebagai penerus beban seluruh bangunan ke pondasi. Pembangunan gedung *White Hotel* digunakan kolom beton bertulang dengan mutu beton  $f_c'$  sebesar 25 Mpa. Tipe dan dimensi kolom yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.1.

**Tabel 5.1 Tipe dan Dimensi Kolom Gedung *White Hotel* Sedan**

Tipe	Dimensi (mm)	Tulangan	Sengkang	
			Tumpuan	Lapangan
K1	450 x 550	14 D16	1,5 Ø10 - 100	Ø10 - 150
K2	450 x 550	14 D16	1,5 Ø10 - 100	Ø10 - 150
K3	450 x 450	12 D19	1,5 Ø10 - 100	Ø10 - 150
K4	450 x 450	12 D16	1,5 Ø10 - 100	Ø10 - 150
K5	300 x 550	10 D16	1,5 Ø10 - 100	Ø10 - 150
K6	300 x 550	8 D16	1,5 Ø10 - 100	Ø10 - 150

##### 2. Balok

Balok adalah bagian struktur bangunan yang digunakan sebagai dudukan lantai dan pengikat kolom lantai atas. Balok berfungsi sebagai rangka penguat horizontal bangunan akan beban-beban yang diterima. Pembangunan gedung *White Hotel* digunakan balok dengan mutu beton  $f_c'$  sebesar 25 Mpa. Tipe dan dimensi balok yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.2.



**Tabel 5.2 Tipe dan Dimensi Balok Gedung *White Hotel Sedan***

Tipe	Dimensi (mm)	Tulangan				Sengkang	
		Tumpuan		Lapangan			
		Atas	Bawah	Atas	Bawah	Tumpuan	Lapangan
B1	350 x 600	6 D19	3 D19	3 D19	6 D19	Ø10 - 100	Ø10 - 150
B2	350 x 400	7 D19	4 D19	4 D19	7 D19	Ø10 - 100	Ø10 - 150
B3	250 x 400	4 D19	2 D19	2 D19	4 D19	Ø10 - 100	Ø10 - 150
B4	200 x 500	4 D13	3 D13	3 D13	4 D13	Ø10 - 100	Ø10 - 150
B5	350 x 500	2 D19	2 D19	2 D19	2 D19	Ø10 - 100	Ø10 - 150
B6	350 x 500	3 D19	3 D19	3 D19	3 D19	Ø10 - 100	Ø10 - 150
B7	350 x 500	5 D19	3 D19	3 D19	5 D19	Ø10 - 100	Ø10 - 100

### 3. Pelat

Pelat adalah bagian dari elemen gedung yang berfungsi sebagai pendukung beban vertikal dan sisi-sisinya disukung oleh balok. Tipe dan tebal pelat yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.3.

**Tabel 5.3 Tipe dan Dimensi Balok Gedung *White Hotel Sedan***

Tipe	Tebal (mm)
PL1	130
PL2	100

## 5.2 Pembebanan Struktur

Sub bab ini menjelaskan tentang pembebanan struktur bagian atas yang meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gempa, yang kemudian dianalisis menggunakan program SAP2000.

### 5.2.1 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.

### 5.2.2 Kombinasi Pembebanan

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

1. Combo 1 =  $1,0D + 1,0L$
2. Combo 2 =  $1,2D + 1,6 L$
3. Combo 3 =  $1,3Ex + 0,39Ey + 1,35D$
4. Combo 4 =  $1,3Ex - 0,39Ey + 1,35D$
5. Combo 5 =  $-1,3Ex - 0,39Ey + 1,35D$
6. Combo 6 =  $-1,3Ex + 0,39Ey + 1,35D$
7. Combo 7 =  $0,39Ex + 1,3Ey + 1,35D$
8. Combo 8 =  $0,39Ex - 1,3Ey + 1,35D$
9. Combo 9 =  $-0,39Ex - 1,3Ey + 1,35D$
10. Combo 10 =  $-0,39Ex + 1,3Ey + 1,35D$
11. Combo 11 =  $1,3Ex + 0,39Ey + 0,71D$
12. Combo 12 =  $1,3Ex - 0,39Ey + 0,71D$
13. Combo 13 =  $1,3Ex + 0,39Ey + 0,71D$
14. Combo 14 =  $-1,3Ex - 0,39Ey + 0,71D$
15. Combo 15 =  $-1,3Ex + 0,39Ey + 0,71D$
16. Combo 16 =  $0,39Ex + 1,3Ey + 0,71D$
17. Combo 17 =  $0,39Ex - 1,3Ey + 0,71D$
18. Combo 18 =  $-0,39Ex - 1,3Ey + 0,71D$
19. Combo 19 =  $-0,39Ex + 1,3Ey + 0,71D$

Keterangan :

D = Beban mati,

L = Beban hidup,

Ex = Beban gempa arah x, dan

Ey = Beban gempa arah y.

### 5.2.3 Pembebanan

Dalam pembebanan gedung diperhitungkan 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 pada lantai dapat dilihat pada Tabel 5.4 berikut ini.

**Tabel 5.4 Analisis Beban Mati pada Lantai**

<b>Lantai</b>				
<b>Beban Mati (qd)</b>	<b>H</b>	<b>Bj</b>	<b>Beban</b>	<b>Satuan</b>
Pelat Beton	0.13	2.4	0.312	T/m <sup>2</sup>
Spesi	0.03	2.1	0.0630	T/m <sup>2</sup>
Pasir	0.05	1.8	0.09	T/m <sup>2</sup>
Keramik	1	0.0240	0.024	T/m <sup>2</sup>
Plafon Asbes	0.011		0.011	T/m <sup>2</sup>
Penggantung	0.007		0.007	T/m <sup>2</sup>
Ducting AC	0		0	T/m <sup>2</sup>
<b>Beban mati qd</b>			<b>0.5070</b>	T/m <sup>2</sup>
<b>Beban hidup ql</b>			<b>0.25</b>	T/m <sup>2</sup>
<b>Total pembebanan lantai</b>			<b>1.0084</b>	T/m <sup>2</sup>

## b. Atap

Analisis beban mati pada atap dapat dilihat pada Tabel 5.5 berikut ini.

**Tabel 5.5 Analisis Beban Mati pada Atap**

ATAP				
Beban Mati	H	Bj	Beban	Satuan
Plafon Asbes	0,011		0,011	T/m <sup>2</sup>
Penggantung	0,007		0,007	T/m <sup>2</sup>
Pelat Beton	0	2,4	0	T/m <sup>2</sup>
Lapisan Kedap air	0,03	2,1	0,063	T/m <sup>2</sup>
Ducting AC	0		0	T/m <sup>2</sup>
<b>Beban mati qd</b>			<b>0,081</b>	T/m <sup>2</sup>
<b>Beban hidup ql</b>			<b>0,1</b>	T/m <sup>2</sup>
<b>Total pembebanan atap</b>			<b>0,2572</b>	T/m <sup>2</sup>

## c. Dinding

Analisis beban mati pada dinding dapat dilihat pada Tabel 5.6 berikut ini.

**Tabel 5.6 Analisis Beban Mati pada Dinding**

Elemen	Dimensi			BJ	Jumlah	Volume	Berat
	L	B	H				
(nama)	(m)	(m)	(m)	(T/m <sup>3</sup> )	(jumlah)	(m <sup>3</sup> )	(T)
<b>Dinding</b>							
slof	1	0,15	3	2,2	28	12,6	27,72
B1 Full	1	0,15	3,47	1,8	14	7,287	13,1166
B3 Full	1	0,15	3,47	1,8	16	8,328	14,9904
B4 Full	1	0,15	3,47	1,8	8	4,164	7,4952
B1 jendela	1	0,15	3,47	1,8	19	9,8895	17,8011
B2 jendela	1	0,15	3,47	1,8	12	6,246	11,2428
B3 jendela	1	0,15	3,47	1,8	62	32,271	58,0878
B4 jendela	1	0,15	3,47	1,8	14	7,287	13,1166
B5 jendela	1	0,15	3,47	1,8	14	7,287	13,1166
<b>Jumlah</b>							<b>106,0123</b>

## 2. Beban Hidup

Berdasarkan SKBI 1.3.53.1987 tentang Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung, beban hidup untuk gedung yang difungsikan sebagai hotel adalah sebesar 0,25 T/m<sup>2</sup> untuk lantai dan 0,1 T/m<sup>2</sup> untuk atap.

## 3. Beban Gempa

Pembangunan gedung *White Hotel* Sedan terletak pada provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta yang difungsikan sebagai perhotelan dan tipe tanah termasuk dalam tipe tanah keras.

### 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 :

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

$$T = 0,06 \times 12,93^{3/4}$$

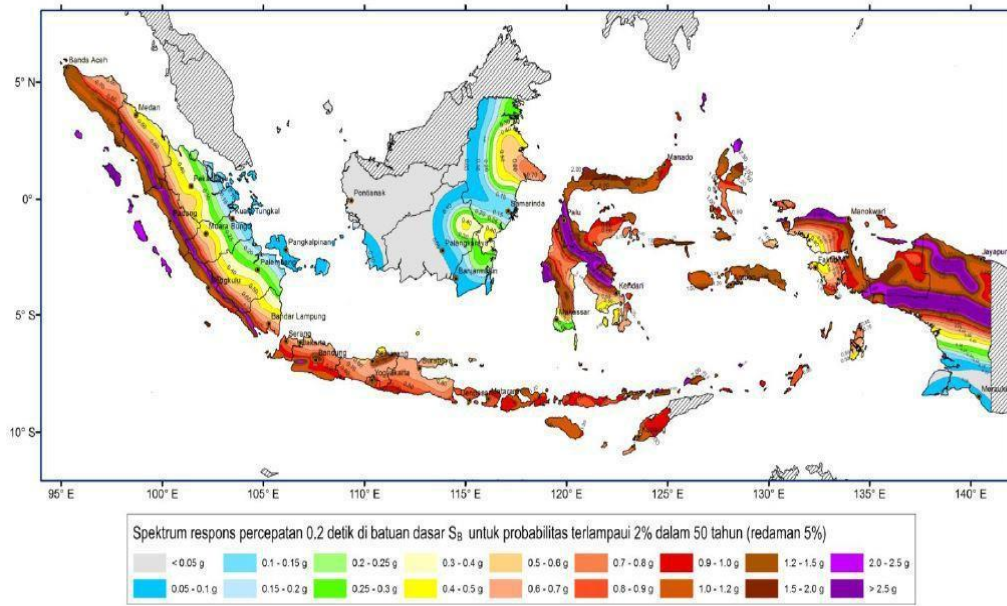
$$= 0,408 \text{ dt}$$

### 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 II dengan faktor keutamaan gempa (I) sebesar 1,0.

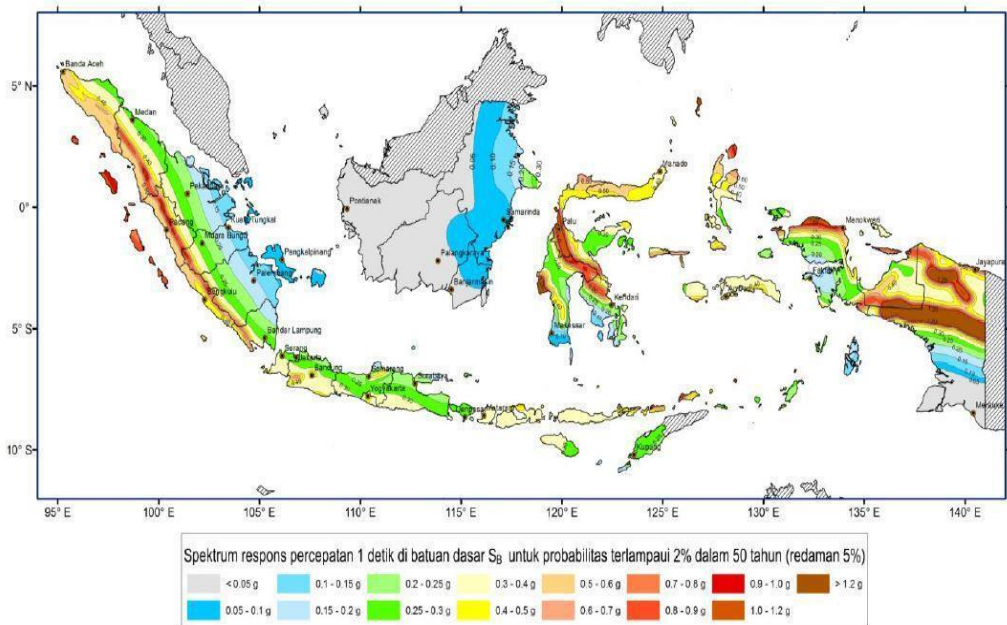
### c. Nilai Spectrum Respons Gempa (C).

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<sub>s</sub>) dan percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik (S<sub>1</sub>) yang dapat dilihat pada Gambar 5.6 dan Gambar 5.7.



**Gambar 5.6 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Periode Pendek  
( $S_0$ )**

(Sumber : Badan Standarisasi Nasional SNI, 1726-2013)



**Gambar 5.7 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Periode 1 Detik  
( $S_1$ )**

(Sumber : Badan Standarisasi Nasional SNI, 1726-2013)

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, dan
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 5.7 hingga Tabel 5.9.

**Tabel 5.7 Respon Spectrum Percepatan Periode Pendek**

Respon Spectrum Percepatan Periode Pendek	
$S_s$	1,2
$F_a$	1,0
$S_{MS}$	1,2
$S_1$	0,4
$F_v$	1,0
$S_{M1}$	0,4

**Tabel 5.8 Parameter Percepatan Spectrum Desain**

Parameter Percepatan Spectrum Desain	
$S_{DS}$	0,76
$S_{D1}$	0,25

**Tabel 5.9 Faktor Koreksi Kerentanan**

Faktor Koreksi Kerentanan	
$C_{RS}$	0,95
$C_{R1}$	0,95
$S_{DSR}$	0,76
$S_{D1R}$	0,25

d. Beban Geser Nominal (V)

Berdasarkan SNI 03-1726-2012, tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung, beban geser nominal adalah berikut ini.

$$\begin{aligned} V &= C_s \times W_t \\ &= 0,033 \times 3696,657 \\ &= 120,150 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Distribusi Gaya Geser Horizontal ( $F_i$ )

Distribusi gaya geser horizontal merupakan jumlah dari gaya horizontal akibat gempa yang bekerja pada masing-masing massa atau tingkat bangunan.

Gaya geser horizontal diperoleh dari Persamaan 5.1 berikut :

$$F_i = \frac{W_i \times H_i}{\sum W_i \times H_i} \times V \quad (5.1)$$

Keterangan :

$F_i$  = Gaya horizontal tingkat ke-i,

$W_i$  = Berat lantai ke-i,

$H_i$  = Tinggi lantai ke-i,

$V$  = Gaya geser, dan

$k$  = eksponen yang terkait dengan periode struktur sebagai berikut:

untuk struktur dengan  $T \leq 0,5$  dt,  $k = 1$  untuk struktur dengan  $T \geq 2,5$  dt,  $k = 2$  untuk struktur dengan nilai  $0,5 < T < 2,5$  dt,  $k$  ditentukan dengan interpolasi.



Distribusi gaya geser horizontal gempa ekuivalen statik tiap lantai dapat dilihat pada Table 5.10.

**Tabel 5.10 Distribusi Gaya Geser Horizontal Gempa Ekuivalen Statik**

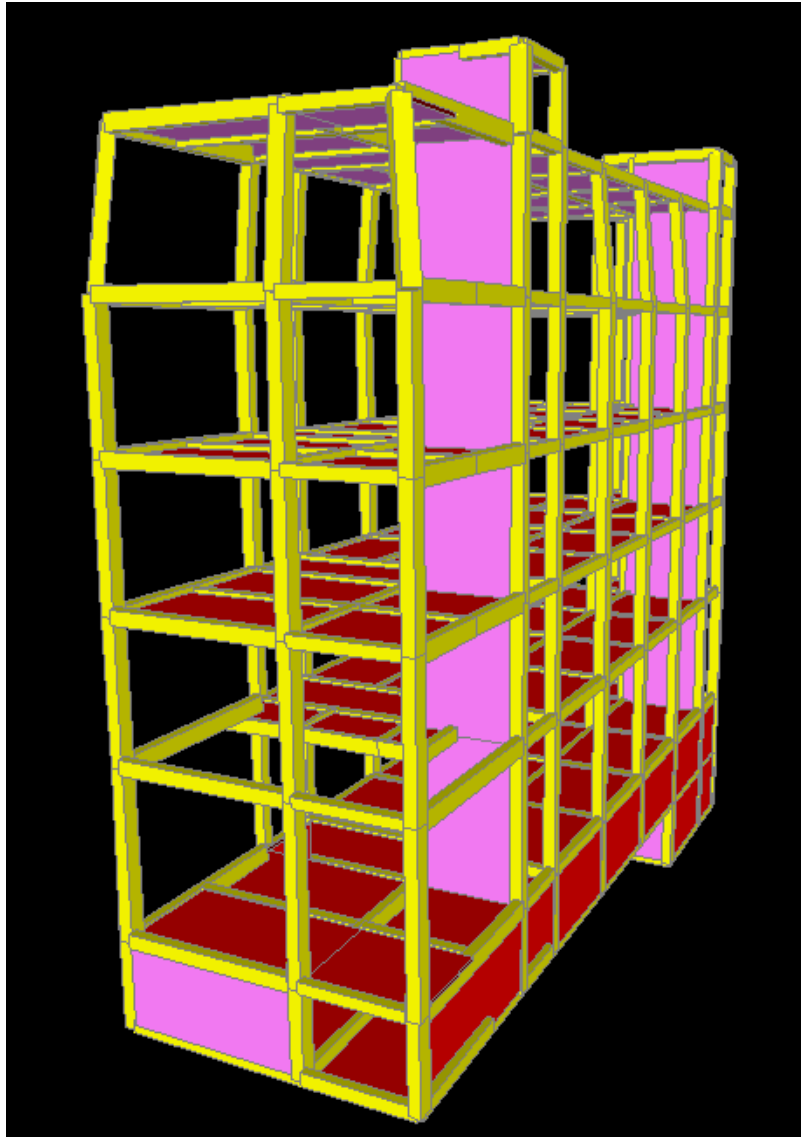
Lantai	Hx	Tinggi (H)	Berat (W)	H <sup>k</sup>	WH <sup>k</sup>	CV <sub>x</sub> = W.H <sup>k</sup> /TotalWH <sup>k</sup>	F = Cv <sub>x</sub> .V
Satuan	(m)	(m)	(ton)	(m)	(ton.m)		
tandon	2,5	33,5	27,290	95,865	2616,123	0,019	2,311
ATAP	4,8	31,0	246,997	86,674	21408,287	0,157	18,909
5	4,8	26,2	569,728	69,655	39684,589	0,292	35,052
4	4,8	21,4	569,636	53,549	30503,535	0,224	26,943
3	4,8	16,6	569,636	38,496	21928,953	0,161	19,369
2	5,8	11,8	540,954	24,707	13365,156	0,098	11,805
1	3,0	6,0	697,955	10,260	7160,855	0,053	6,325
bs1	3,0	3,0	474,460	4,168	1977,767	0,015	1,747
<b>Total</b>	<b>33,5</b>		<b>3696,657</b>	<b>383,374</b>	<b>136029,142</b>	<b>1,019</b>	<b>122,461</b>

### 5.3 Input dan Output Program SAP2000

Penggunaan program SAP2000 dalam analisis perhitungan gedung bertingkat secara 3 dimensi terlebih dahulu harus dihitung beban tetap dan beban gempa. Prosedur input data program SAP2000 adalah sebagai berikut:

1. pengidentifikasian joint, frame, restraint, dan constraint,
2. pengidentifikasian karakteristik material dan frame section,
3. pengidentifikasian beban (load), berupa beban mati (D), beban hidup (L), beban gempa (E), beban kombinasi (load combination), dan
4. jalankan program analisis (run analisis).

Pemodelan program SAP2000 struktur gedung White Hotel Sedan secara tiga dimensi (3D) dapat dilihat pada Gambar 5.8 berikut .



**Gambar 5.8 Portal 3D dari SAP 2000**

Analisis struktur atas dilakukan dengan program SAP 2000 dengan asumsi perletakan jepit-jepit agar tidak terjadi pergeseran pada struktur. Beban mati terdiri dari berat tiap pelat lantai dari lantai basement 2 – lantai 6 (atap) dan lantai Dek. Beban mati untuk lantai basement diperoleh sebesar  $0,752 \text{ T/m}^2$ , beban lantai 1-5 diperoleh sebesar  $0,532 \text{ T/m}^2$ , untuk lantai 6 (atap) sebesar  $0,418 \text{ T/m}^2$  dan untuk beban lantai dek diperoleh sebesar  $0,24 \text{ T/m}^2$ . Beban hidup untuk lantai basement diperoleh sebesar  $0,25 \text{ T/m}^2$ , untuk lantai 1-5 sebesar  $0,25 \text{ T/m}^2$ , untuk lantai 6 (atap) sebesar  $0,1 \text{ T/m}^2$  dan untuk beban lantai dek sebesar  $0,1 \text{ T/m}^2$ .

Beban gempa dihitung berdasarkan berat dan ketinggian masing-masing lantai yang kemudian dimasukkan ke tiap portal masing-masing lantai. Input beban gempa dilakukan terhadap dua arah, yaitu arah melintang (sumbu x) dan arah memanjang (sumbu y). Semakin tinggi lantai maka beban gempa tiap portalnya baik arah melintang ataupun arah memanjang akan semakin besar.

Dari hasil output SAP2000 diperoleh gaya-gaya dalam maksimum akibat

kombinasi beban 2 pada *frame* 333 (yang diambil) sebesar:

Beban aksial (P) = 2881,653 kN

Gaya geser (V) = 45,462 kN

Momen arah x (Mx) = 93,839 kNm

Momen arah y (My) = 30,133 kNm

Gaya-gaya maksimum pada kolom dasar yang digunakan sebagai beban rencana pada analisis pondasi *bored pile*. Hasil output dari analisis program SAP 2000 dapat dilihat pada Tabel 5.11.

**Tabel 5.11 Output Analisis Program SAP2000 pada Frame 333**

Frame	Station (m)	Outputcase	Aksial (P) (kN)	Geser (V) (kN)	Momen (M) (kN)
333	0	COMB2	-2881,653	1,377	1,4989
333	1,5	COMB2	-2871,156	1,377	-0,5673
333	3	COMB2	-2860,658	1,377	-2,6335
333	0	COMB10	-2692,824	14,658	13,8395
333	0	COMB7	-2692,127	-11,805	-10,8019
333	1,5	COMB10	-2681,015	14,658	-8,1469
333	1,5	COMB7	-2680,318	-11,805	6,9054
333	3	COMB10	-2669,205	14,658	-30,1333
333	3	COMB7	-2668,508	-11,805	24,6127
333	0	COMB6	-266,25	45,462	42,5482
333	0	COMB3	-2664,927	-42,746	-39,5896
333	1,5	COMB6	-2655,441	45,462	-25,6454
333	1,5	COMB3	-2653,117	-42,746	24,5291

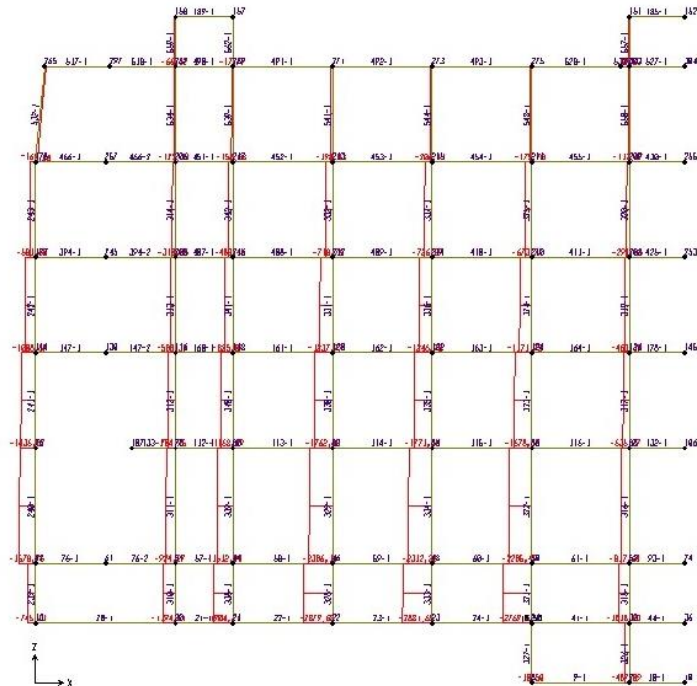
**Lanjutan Tabel 5.11 Output Analisis Program SAP2000 pada Frame 333**

333	0	COMB5	-2644,633	45,404	42,5143
333	3	COMB6	-2643,631	45,462	-93,8391
333	0	COMB4	-2642,309	-42,804	-39,6235
333	3	COMB3	-2641,308	-42,746	88,6478
333	1,5	COMB5	-2632,823	45,404	-25,5918
333	1,5	COMB4	-2630,5	-42,804	24,5827
333	3	COMB5	-2621,014	45,404	-93,6979
333	3	COMB4	-2618,69	-42,804	88,789
333	0	COMB9	-2617,432	14,463	13,7266
333	0	COMB8	-2616,735	-11,999	-10,9148
333	1,5	COMB9	-2605,623	14,463	-7,9681
333	1,5	COMB8	-2604,926	-11,999	7,0842
333	3	COMB9	-2593,813	14,463	-29,6628
333	3	COMB8	-2593,116	-11,999	25,0833
333	0	COMB1	-2292,659	1,107	1,2076
333	1,5	COMB1	-2283,911	1,107	-0,453
333	3	COMB1	-2275,163	1,107	-2,1135
333	0	DEAD	-1966,504	0,985	1,0832
333	1,5	DEAD	-1957,756	0,985	-0,3936
333	3	DEAD	-1949,008	0,985	-1,8704
333	0	COMB19	-1434,262	14,027	13,1462
333	0	COMB16	-1433,565	-12,435	-11,4952
333	1,5	COMB19	-1428,051	14,027	-7,895
333	1,5	COMB16	-1427,354	-12,435	7,1573
333	3	COMB19	-1421,84	14,027	-28,9363
333	3	COMB16	-1421,143	-12,435	25,8098
333	0	COMB15	-1408,688	44,832	41,8549
333	0	COMB11	-1406,365	-43,376	-40,2829
333	0	COMB13	-1406,365	-43,376	-40,2829
333	1,5	COMB15	-1402,477	44,832	-25,3935
333	1,5	COMB11	-1400,154	-43,376	24,781
333	1,5	COMB13	-1400,154	-43,376	24,781
333	3	COMB15	-1396,266	44,832	-92,642
333	3	COMB11	-1393,943	-43,376	89,8449
333	3	COMB13	-1393,943	-43,376	89,8449
333	0	COMB14	-1386,07	44,774	41,8211
333	0	COMB12	-1383,747	-43,434	-40,3168
333	1,5	COMB14	-1379,859	44,774	-25,3399
333	1,5	COMB12	-1377,536	-43,434	24,8346
333	3	COMB14	-1373,649	44,774	-92,5008

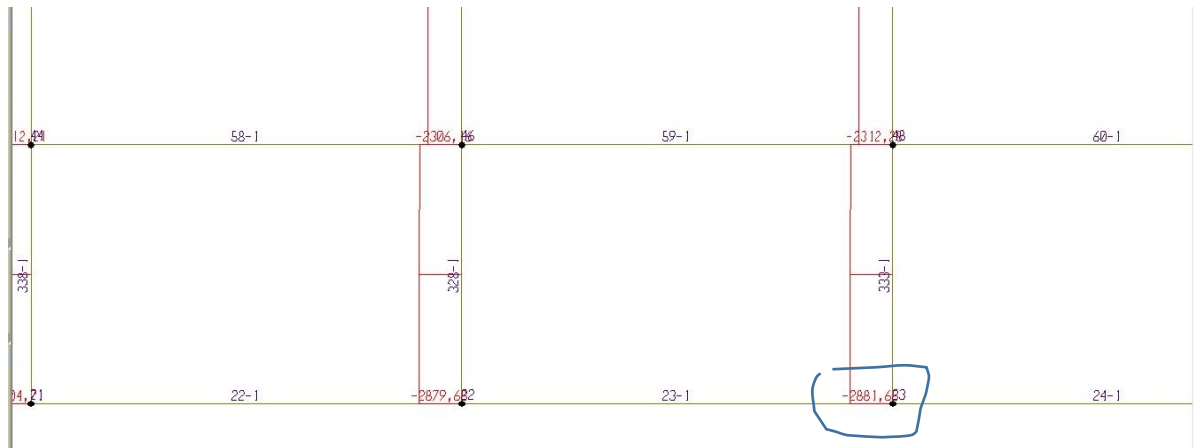
Lanjutan Tabel 5.11 Output Analisis Program SAP2000 pada Frame 333

333	3	COMB12	-1371,325	-43,434	89,986
333	0	COMB18	-135,87	13,833	13,0333
333	0	COMB17	-1358,173	-12,629	-11,608
333	1,5	COMB18	-1352,659	13,833	-7,7162
333	1,5	COMB17	-1351,962	-12,629	7,3361
333	3	COMB18	-1346,448	13,833	-28,4657
333	3	COMB17	-1345,751	-12,629	26,2803
333	0	live	-326,155	0,123	0,1244
333	1,5	live	-326,155	0,123	-0,0594
333	3	live	-326,155	0,123	-0,2431
333	0	qy	-28,997	0,075	0,0434
333	1,5	qy	-28,997	0,075	-0,0688
333	3	qy	-28,997	0,075	-0,181
333	0	qx	0,894	-33,926	-31,5915
333	1,5	qx	0,894	-33,926	19,2979
333	3	qx	0,894	-33926	70,1873

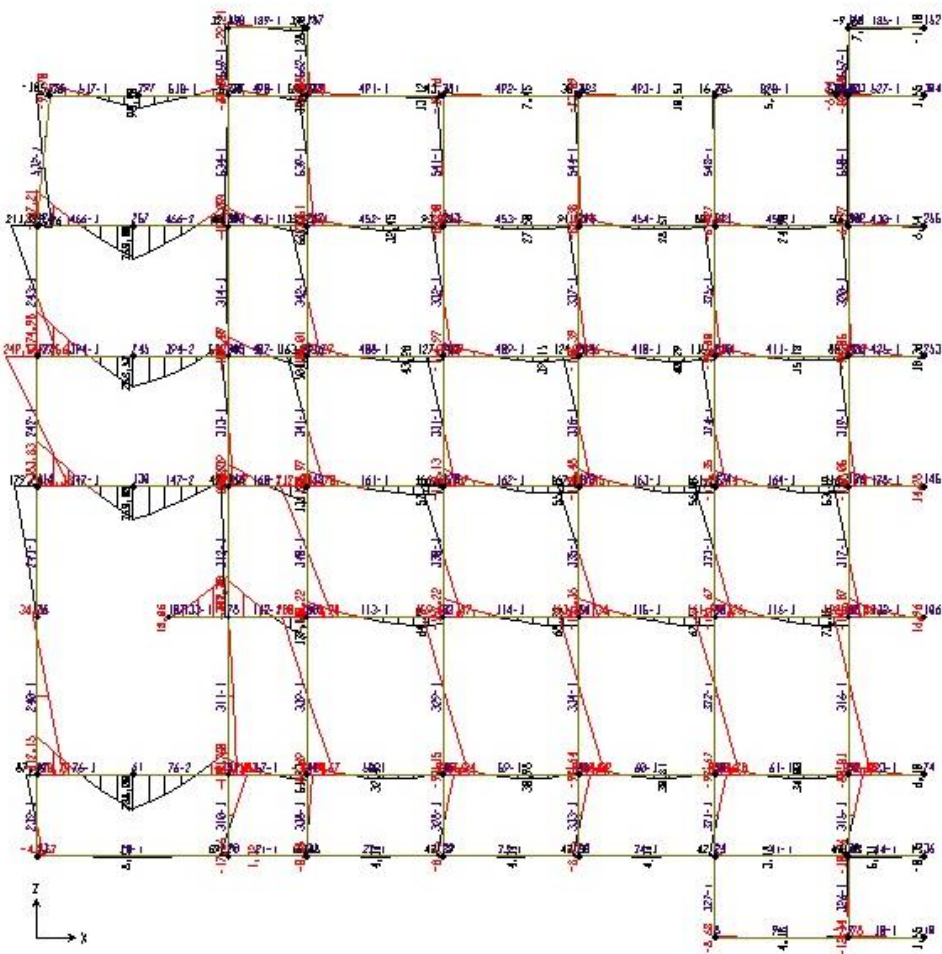
Output SAP2000 dalam bentuk diagram dapat dilihat pada Gambar 5.9 hingga 5.15 berikut.



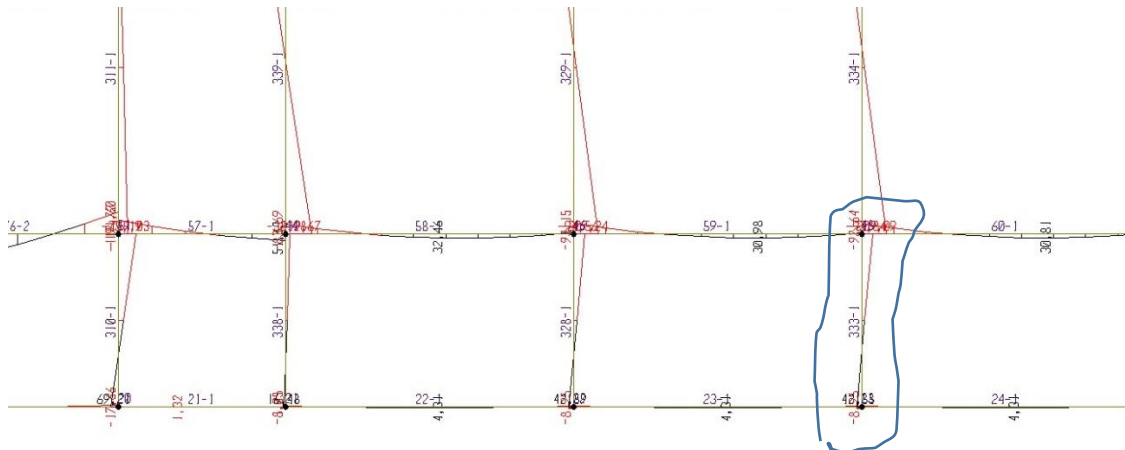
Gambar 5.9 Aksial Force Diagram Full pada Combo 2



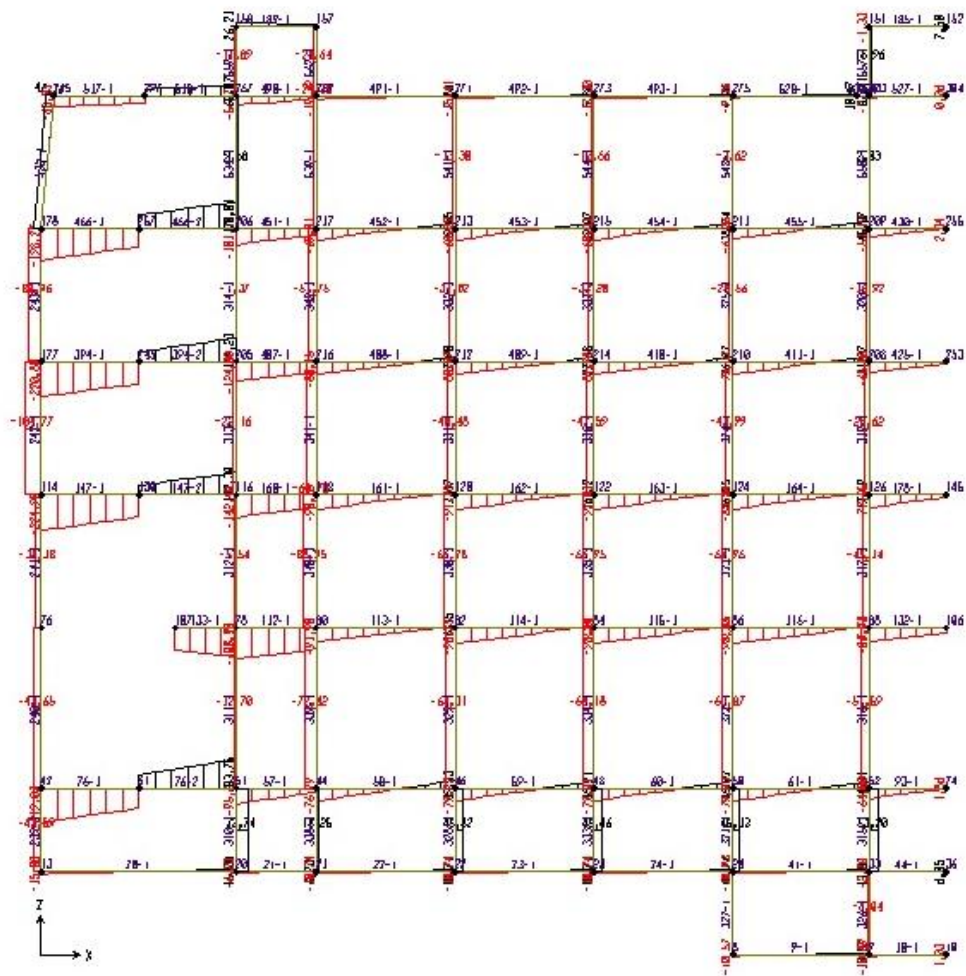
**Gambar 5.10 Aksial Force Diagram Terbesar yang Terdapat pada Frame  
333 Combo 2**



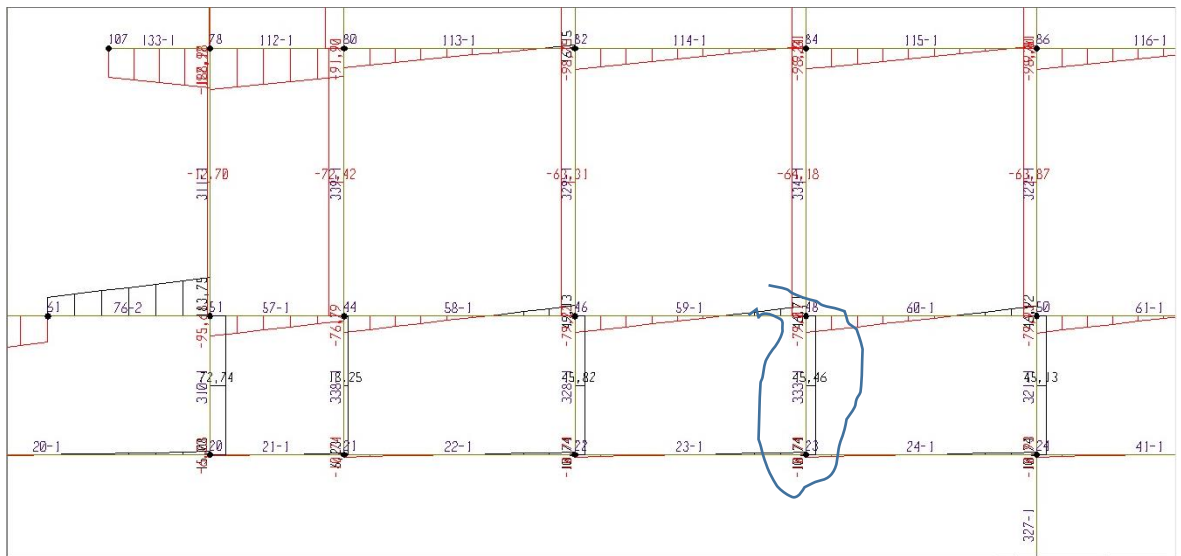
**Gambar 5.11 Bending Moment Diagram (BMD) pada Combo 6**



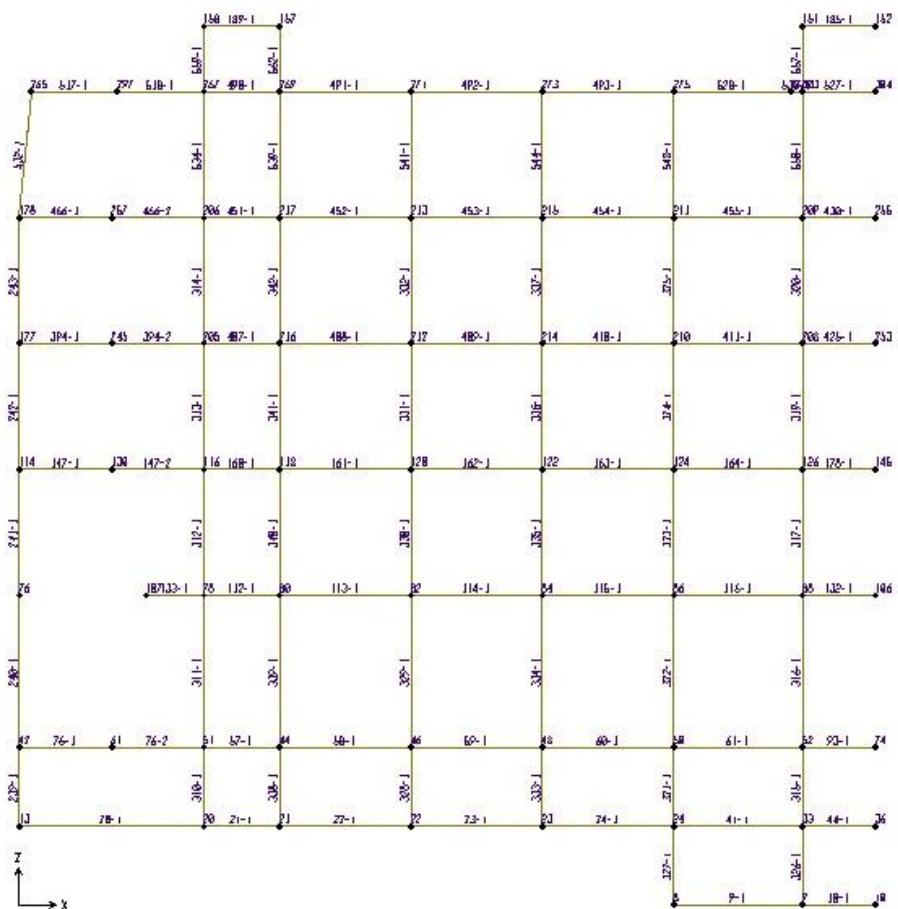
**Gambar 5.12 Bending Moment Diagram (BMD) pada Frame 333.**



**Gambar 5.13 Shearing Force Diagram (SFD) pada Combo 6**



Gambar 5.14 Shearing Force Diagram (SFD) pada Frame 333 Combo 6



Gambar 5.15 Normal Force Diagram pada Combo 2

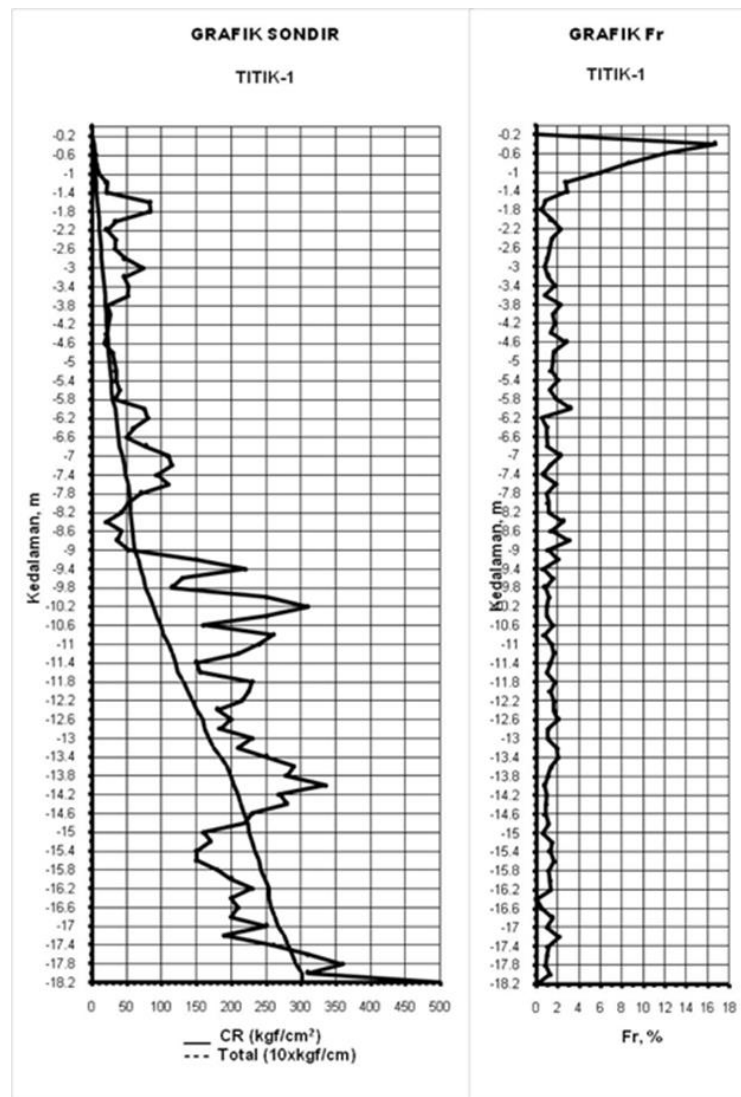


#### **5.4 Data Karakteristik Tanah**

PT. BAUER Pratama Indonesia dipercayakan oleh PT. VERCO untuk melakukan penyelidikan tanah pada wilayah proyek pembangunan gedung White Hotel Sedan. Penyelidikan tanah dilakukan dengan metode Conus Penetration Test (CPT) atau sondir pada 2 titik dengan kapasitas sondir 5,0 ton dan pengeboran 1 titik dengan menggunakan bor tangan (hand bor). Daya dukung tanah yang diinginkan adalah sebesar 20 Mpa. Hasil penyelidikan tanah dengan metode CPT atau sondir dan bor tangan dapat dilihat pada Gambar 5.16 dan Gambar 5.17.

## **SOUNDING TEST RESULT**

Proyek : Hotel  
 Lokasi : Sedan, sariharjo, Ngaglik, Sleman  
 Test No. : Titik-1  
 Ground Level : tanah setempat  
 Ground Water Level : - m

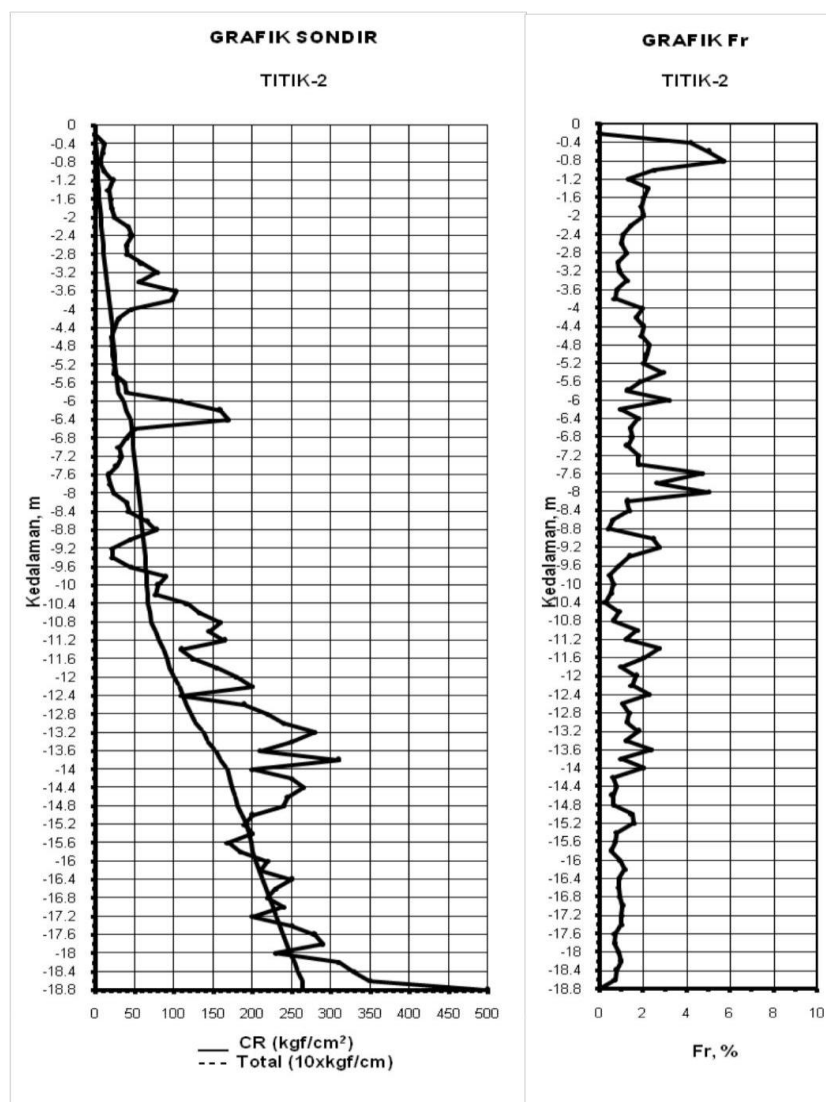


**Gambar 5.16 Hasil Uji Sondir pada Titik 1**

(Sumber : PT. BAUER Pratama Indonesia., 2014)

## SOUNDING TEST RESULT

Proyek : Hotel  
 Lokasi : Sedan, sariharjo, Ngaglik, Sleman  
 Test No. : Titik -2  
 Ground Level : tanah setempat  
 Ground Water Level : - m



**Gambar 5.17 Hasil Uji Sondir pada Titik 2**

(Sumber : PT. BAUER Pratama Indonesia., 2014)

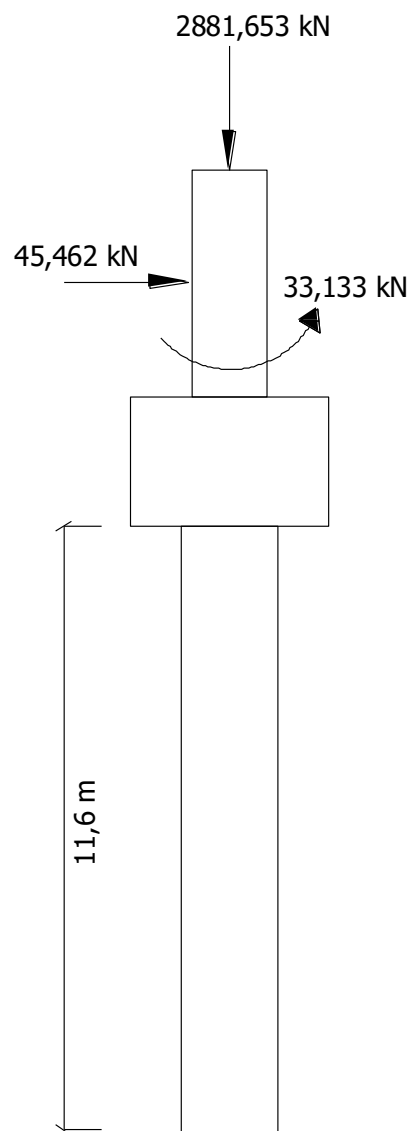
Rekapitulasi daya dukung tanah per kedalaman dapat dilihat pada Tabel 5.12 berikut ini.

**Tabel 5.12 Rekapitulasi Daya Dukung Tanah Perkedalaman**

<b>Depth</b> <i>(m)</i>	<b>qc,</b> <b>Ttk-1</b> <i>kg/cm<sup>2</sup></i>	<b>Kuat</b> <b>Ijin, qa</b> <i>Kg/cm<sup>2</sup></i>	<b>qc,</b> <b>Ttk-2</b> <i>kg/cm<sup>2</sup></i>	<b>Kuat</b> <b>Ijin, qa</b> <i>Kg/cm<sup>2</sup></i>
0.00– 1.00	7	0.2	10	0.3
1.00– 2.00	35	1.1	21	0.7
2.00– 3.00	48	1.6	40	1.3
3.00– 4.00	31	1.0	56	1.8
4.00– 5.00	30	1.0	22	0.7
5.00– 6.00	35	1.2	38	1.3
6.00– 7.00	60	2.0	50	1.7
7.00– 8.00	110	3.7	28	0.9
8.00 - 9.00	36	1.2	45	1.5
9.00 – 10.00	130	4.3	46	1.5
10.00– 11.00	240	8.0	133	4.4
11.00– 12.00	210	7.0	125	4.2
12.00– 13.00	200	6.7	190	6.3
13.00– 14.00	290	9.7	250	8.3
14.00– 15.00	230	7.7	245	8.2
15.00 -16.00	170	5.7	185	6.2
16.00– 17.00	200	6.7	230	7.7
17.00– 18.00	310	10.3	250	8.3
18.00– 19.00	500	16.7	350	11.7
19.00– 20.00				

### 5.5 Desain Pondasi *Bored pile*

Dalam melakukan analisis pondasi *bored pile* digunakan beban aksial, geser, momen x, dan momen y hasil SAP2000 masing-masing sebesar -2881.653 kN, 1,769 kN, 1,5306 KN, 1,8781 kNm. Desain pondasi *bored pile* dapat dilihat pada Gambar 5.18 berikut.



**Gambar 5.18** Tampak Samping Pondasi *Bored Pile*

## 5.5.1 Kapasitas Dukung Tiang Bor Tunggal

### 5.5.1.1 Metode Meyerhoff

#### 1. Tiang *Bored pile* Diameter 60 cm

##### a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$\begin{aligned} q_c &= 190 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 18639 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,60^2 \\ &= 0,283 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= q_c \cdot A_p \\ &= 18639 \cdot 0,283 \\ &= 5272 \text{ kN} \end{aligned}$$

##### b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$\begin{aligned} JHL &= 1162 \text{ kg/cm} \\ &= 1139,922 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{11} &= \pi \cdot D \\ &= \pi \cdot 0,60 \\ &= 1,886 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= JHL \cdot K_{11} \\ &= 1139,922 \cdot 1,886 \\ &= 2149,567 \text{ kN} \end{aligned}$$

##### c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s - W_p \\ &= 5272 + 2149,567 - 77,251 \\ &= 7344,316 \text{ kN} \end{aligned}$$

## d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{7344,316}{3} \\
 &= 2448,105 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## e. Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_a} \\
 &= \frac{2881,653}{2473,914} \\
 &= 1,177 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

Jumlah tiang yang pakai = 2 tiang

2. Tiang *Bored pile* Diameter 70 cm

## a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$\begin{aligned}
 q_c &= 190 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 18639 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,70^2 \\
 &= 0,385 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_p &= q_c \cdot A_p \\
 &= 18639 \cdot 0,385 \\
 &= 7176,015 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$\begin{aligned}
 JHL &= 1162 \text{ kg/cm} \\
 &= 1139,922 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K_{11} &= \pi \cdot D \\
 &= \pi \cdot 0,70 \\
 &= 2,2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= JHL \cdot K_{11} \\
 &= 1139,922 \cdot 2,2 \\
 &= 2556,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s - W_p \\
 &= 7176,015 + 2556,4 - 105,147 \\
 &= 9627,268 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{9627,268}{3} \\
 &= 3209,089 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_a} \\
 &= \frac{2881,653}{3209,089} \\
 &= 0,897 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

Jumlah tiang yang digunakan = 1 tiang

3. Tiang *Bored pile* Diameter 80 cm

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$\begin{aligned}
 q_c &= 190 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 18639 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,80^2 \\
 &= 0,503 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_p &= q_c \cdot A_p \\
 &= 18639 \cdot 0,503
 \end{aligned}$$



$$= 9372,754 \text{ kN}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$\begin{aligned} \text{JHL} &= 1162 \text{ kg/cm} \\ &= 1139,922 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{K11} &= \pi \cdot D \\ &= \pi \cdot 0,80 \\ &= 2,514 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Qs} &= \text{JHL} \cdot \text{K11} \\ &= 1139,922 \cdot 2,514 \\ &= 2921,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned} \text{Qu} &= \text{Qp} + \text{Qs} - \text{Wp} \\ &= 9051,429 + 2921,6 - 137,338 \\ &= 12157,016 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned} \text{Qa} &= \frac{\text{Qu}}{\text{SF}} \\ &= \frac{12157,016}{3} \\ &= 4052,339 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{\text{Qa}} \\ &= \frac{2881,653}{4052,339} \\ &= 0,711 \text{ tiang} \end{aligned}$$

Jumlah tiang yang digunakan = 1 tiang

### 5.5.1.2 Metode Reese & Wright

#### 1. Tiang *Bored pile* Diameter 60 cm

##### a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$q_c = 190 \text{ kg/cm}^2$$

$$N = \frac{1}{4} q_c$$

$$= \frac{1}{4} \cdot 190 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 47,5 \text{ kg/cm}^2$$

Tanah non-kohefif (pasir berlumpur) pada Gambar 3.2 Tahanan Ujung Ultimit diperoleh  $q_p$  sebesar  $37 \text{ kg/cm}^2$ .

$$q_p = 37 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 3629,7 \text{ kN/m}^2$$

$$A_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,6^2$$

$$= 0,282 \text{ m}^2$$

$$Q_p = q_p \cdot A_p$$

$$= 3629,7 \cdot 0,282$$

$$= 1026,687 \text{ kN}$$

##### b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

Tanah non-kohefif (pasir berlumpur) pada Gambar 3.3 Tahanan Selimut Ultimit diperoleh  $f$  sebesar  $1,65 \text{ kg/cm}^2$ .

$$f = 1,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 161,865 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = f \cdot L \cdot P$$

$$= f \cdot L \cdot \pi \cdot D$$

$$= 161,865 \cdot 11,6 \cdot \pi \cdot 0,6$$

$$= 3540,681 \text{ kN}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

$$= 1026,687 + 3540,681 - 77,251$$

$$= 4490,117 \text{ kN}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

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

$$= \frac{4490,117}{3}$$

$$= 1496,705 \text{ kN}$$

e. Jumlah tiang (n)

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

$$= \frac{2881,653}{1496,705}$$

$$= 1,925 \text{ tiang}$$

$$\text{Jadi Jumlah Tiang yang Digunakan} = 2 \text{ tiang}$$

2. Tiang *Bored pile* Diameter 70 cm

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$q_c = 190 \text{ kg/cm}^2$$

$$N = \frac{1}{4} q_c$$

$$= \frac{1}{4} \cdot 190 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 47,5 \text{ kg/cm}^2$$

Tanah non-kohefif (pasir berlumpur) pada Gambar 3.2 Tahanan Ujung Ultimit diperoleh  $q_p$  sebesar  $37 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\begin{aligned} q_p &= 37 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 3629,7 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,7^2 \\ &= 0,385 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \cdot A_p \\ &= 3629,7 \cdot 0,385 \\ &= 1397,435 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

Tanah non-kohefif (pasir berlumpur) pada Gambar 3.3 Tahanan Selimut Ultimit diperoleh  $f$  sebesar  $1,65 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\begin{aligned} f &= 1,65 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 161,865 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= f \cdot L \cdot P \\ &= f \cdot L \cdot \pi \cdot D \\ &= 161,865 \cdot 11,6 \cdot \pi \cdot 0,7 \\ &= 4130,795 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s - W_p \\ &= 1397,435 + 4130,795 - 105,147 \\ &= 5423,083 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{5423,083}{3} \end{aligned}$$

$$= 1807,694 \text{ kN}$$

e. Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_a} \\ &= \frac{2881,653}{1807,694} \\ &= 1,594 \text{ tiang} \end{aligned}$$

Jadi Jumlah Tiang yang Digunakan = 2 tiang

3. Tiang *Bored pile* Diameter 80 cm

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$\begin{aligned} q_c &= 190 \text{ kg/cm}^2 \\ N &= \frac{1}{4} q_c \\ &= \frac{1}{4} \cdot 190 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 47,5 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Tanah non-koheusif (pasir berlumpur) pada Gambar 3.2 Tahanan Ujung Ultimit diperoleh  $q_p$  sebesar  $37 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\begin{aligned} q_p &= 37 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 3629,7 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,8^2 \\ &= 0,503 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \cdot A_p \\ &= 3629,7 \cdot 0,503 \\ &= 1825,221 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

Tanah non-kohefif (pasir berlumpur) pada Gambar 3.3 Tahanan Selimut Ultimit diperoleh  $f$  sebesar  $1,65 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\begin{aligned} f &= 1,65 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 161,865 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= f \cdot L \cdot P \\ &= f \cdot L \cdot \pi \cdot D \\ &= 161,865 \cdot 11,6 \cdot \pi \cdot 0,8 \\ &= 4720,908 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s - W_p \\ &= 1825,221 + 4720,908 - 137,338 \\ &= 6408,791 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{6408,791}{3} \\ &= 2136,264 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_a} \\ &= \frac{2881,653}{2136,264} \\ &= 1,348 \text{ tiang} \end{aligned}$$

Jadi Jumlah Tiang yang Digunakan = 2 tiang

### 5.5.1.3 Metode Schmertmann dan Notingham

- Tiang *Bored pile* Diameter 60 cm
  - a. Tahanan ujung persatuan luas (fb)

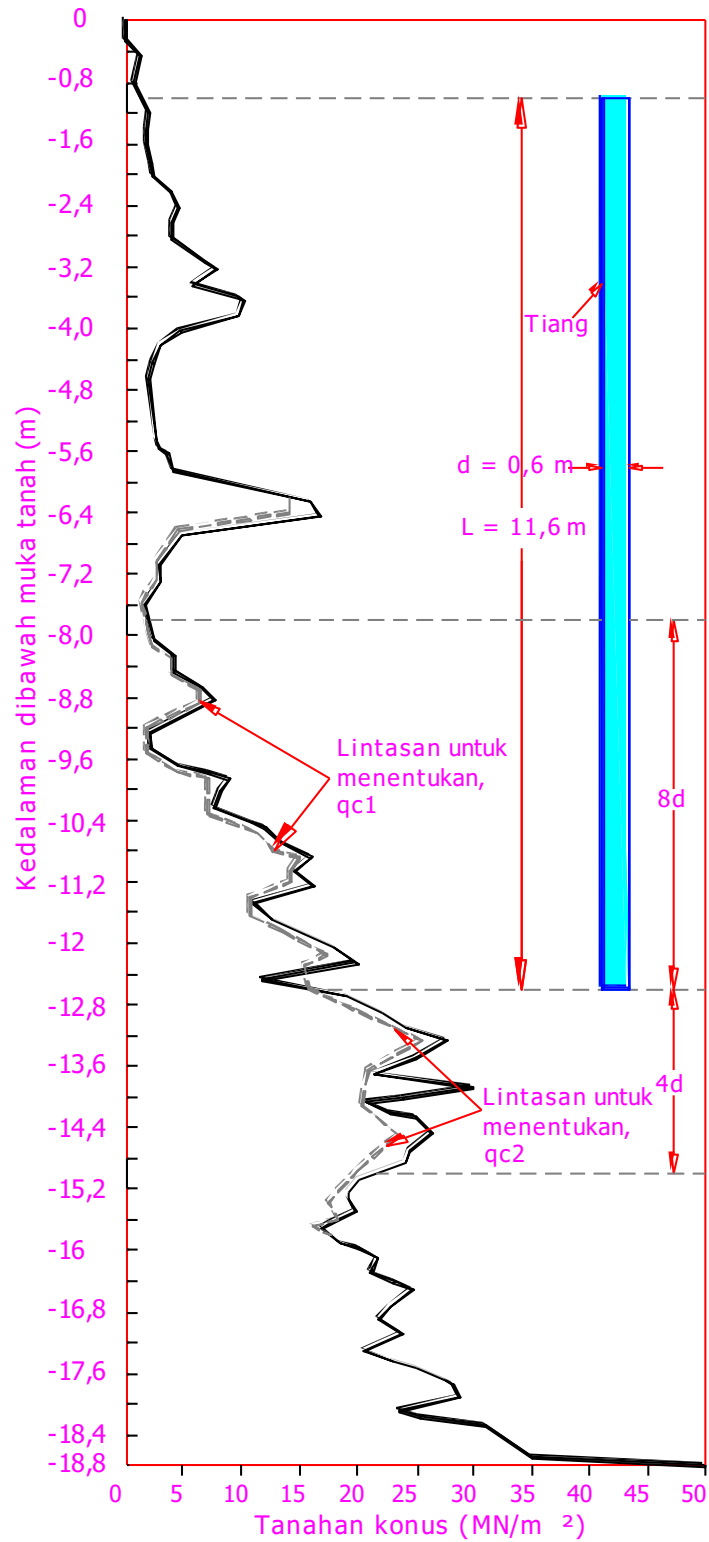
Data sondir yang dipakai untuk perhitungan kuat dukung adalah titik S-2. Tahanan ujung tiang persatuan luas (fb) = nilai rata-rata qc sepanjang 8d di atas dasar tiang dan 4d di bawah tiang dapat dilihat pada **Gambar 5.19**.

qc1 =

Kedalaman (m)	qc (kg/cm <sup>2</sup> )
7.8	19
8	24
8.2	40
8.4	44
8.6	66
8.8	78
9	45
9.2	22
9.4	22
9.6	46
9.8	90
10	80
10.2	77
10.4	118
10.6	133
10.8	160
11	145
11.2	165
11.4	110
11.6	125
11.8	155
12	180
12.2	200
12.4	110
12.6	190
rata-rata	<b>97.8</b>

qc2 =

Kedalaman (m)	qc (kg/cm <sup>2</sup> )
12.6	190
12.8	220
13	240
13.2	280
13.4	250
13.6	210
13.8	310
14	200
14.2	250
14.4	265
14.6	245
14.8	240
15	200
rata-rata	<b>238.5</b>



**Gambar 5.19 Perhitungan tahanan ujung dari uji kerucut statis metode Schmertmann dan Nottingham (1975)**



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

atau

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

$$\begin{aligned} q_{ca} &= \frac{1}{2} (q_{c1} + q_{c2}) \\ &= \frac{1}{2} (97,8 + 238,5) \\ &= 168,11 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 16491,67 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Asumsi pasir terkonsolidasi normal (OCR = 1), nilai faktor  $\omega = 1$

$$\begin{aligned} f_b &= 1 \times 168,11 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 168,11 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

b. Tahanan Ujung

$$\begin{aligned} Q_b &= A_b \cdot f_b \\ &= \frac{1}{4} \pi (60)^2 \times 168,11 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 475513,318 \text{ kg} \\ &= 4847,231 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Tahanan Gesek

$$\begin{aligned} Q_s &= A_s \cdot f_s \\ A_s &= \pi \cdot d \cdot L \text{ (dimana } L = 11,60 \text{ m)} \\ &= \pi \cdot (0,6) \cdot 11,60 \\ &= 21,86 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$f_s = k_f \cdot q_f$$

nilai  $K_f = 0,9$  dan  $q_f =$  di ambil rata – rata tabel sondir = 0,37

$$\begin{aligned} f_s &= 0,9 \times 0,37 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 0,333 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 32,667 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$Q_s = A_s \cdot f_s$$

$$= 21,86 \text{ m}^2 \times 32,667 \text{ kN/m}^2$$

$$= 714,101 \text{ kN}$$

d. Kuat Dukung Ultimit

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p$$

$$= 4847,231 + 714,101 - 77,251$$

$$= 5484,081 \text{ KN}$$

e. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

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

$$= \frac{5484,081}{3}$$

$$= 1828,021 \text{ kN}$$

f. Jumlah tiang (n)

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

$$= \frac{2881,653}{1828,021}$$

$$= 1,576 \text{ tiang}$$

Jadi Jumlah Tiang yang Digunakan = 2 tiang

- Tiang *Bored pile* Diameter 70 cm

a. Tahanan ujung persatuan luas (fb)

Data sondir yang dipakai untuk perhitungan kuat dukung adalah titik S-2.

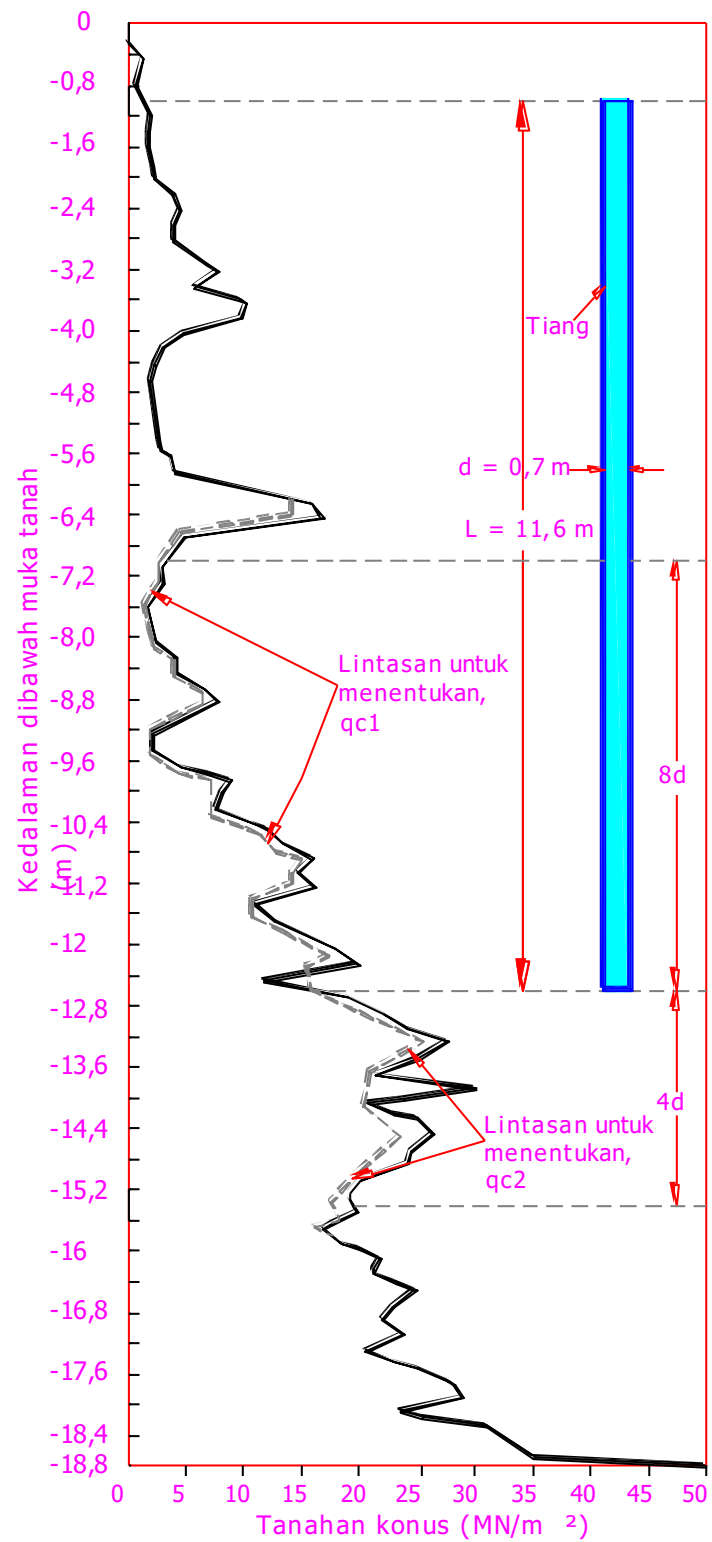
Tahanan ujung tiang persatuan luas (fb) = nilai rata-rata  $q_c$  sepanjang  $8d$  di atas dasar tiang dan  $4d$  di bawah tiang yang dapat dilihat pada Gambar 5.20.

qc1 =

Kedalaman (m)	qc (kg/cm <sup>2</sup> )
7	31
7.2	34
7.4	28
7.6	17
7.8	19
8	24
8.2	40
8.4	44
8.6	66
8.8	78
9	45
9.2	22
9.4	22
9.6	46
9.8	90
10	80
10.2	77
10.4	118
10.6	133
10.8	160
11	145
11.2	165
11.4	110
11.6	125
11.8	155
12	180
12.2	200
12.4	110
12.6	190
rata-rata	<b>88.1</b>

qc2 =

Kedalaman (m)	qc (kg/cm <sup>2</sup> )
12.6	190
12.8	220
13	240
13.2	280
13.4	250
13.6	210
13.8	310
14	200
14.2	250
14.4	265
14.6	245
14.8	240
15	200
15.2	190
15.4	200
rata-rata	<b>232.7</b>



**Gambar 5.20 Perhitungan tahanan ujung dari uji kerucut statis metode Schmertmann dan Nottingham (1975)**

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

atau

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

$$\begin{aligned} q_{ca} &= \frac{1}{2} (q_{c1} + q_{c2}) \\ &= \frac{1}{2} (88,1 + 232,7) \\ &= 160,37 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 15732,08 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Asumsi pasir terkonsolidasi normal (OCR = 1), nilai faktor  $\omega = 1$

$$\begin{aligned} f_b &= 1 \times 160,37 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 160,37 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

b. Tahanan Ujung

$$\begin{aligned} Q_b &= A_b \cdot f_b \\ &= \frac{1}{4} \pi (70)^2 \times 160,37 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 617416,092 \text{ kg} \\ &= 6293,742 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Tahanan Gesek

$$\begin{aligned} Q_s &= A_s \cdot f_s \\ A_s &= \pi \cdot d \cdot L \text{ (dimana } L = 11,60 \text{ m)} \\ &= \pi \cdot (0,7) \cdot 11,60 \\ &= 25,51 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$f_s = k_f \cdot q_f$$

nilai  $K_f = 0,9$  dan  $q_f =$  di ambil rata – rata tabel sondir = 0,37

$$\begin{aligned} f_s &= 0,9 \times 0,37 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 0,333 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 32,667 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= A_s \cdot f_s \\ &= 25,51 \text{ m}^2 \times 32,667 \text{ kN/m}^2 \\ &= 833,335 \text{ kN} \end{aligned}$$

## d. Kuat Dukung Ultimit

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_b + Q_s - W_p \\
 &= 6293,742 + 833,335 - 105,147 \\
 &= 7021,93 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## e. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{7021,93}{3} \\
 &= 2340,643 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## f. Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_a} \\
 &= \frac{2881,653}{2340,643} \\
 &= 1,231 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

Jadi Jumlah Tiang yang Digunakan = 2 tiang

- Tiang *Bored pile* Diameter 80 cm

- a. Tahanan ujung persatuan luas (fb)

Data sondir yang dipakai untuk perhitungan kuat dukung adalah titik S-2.

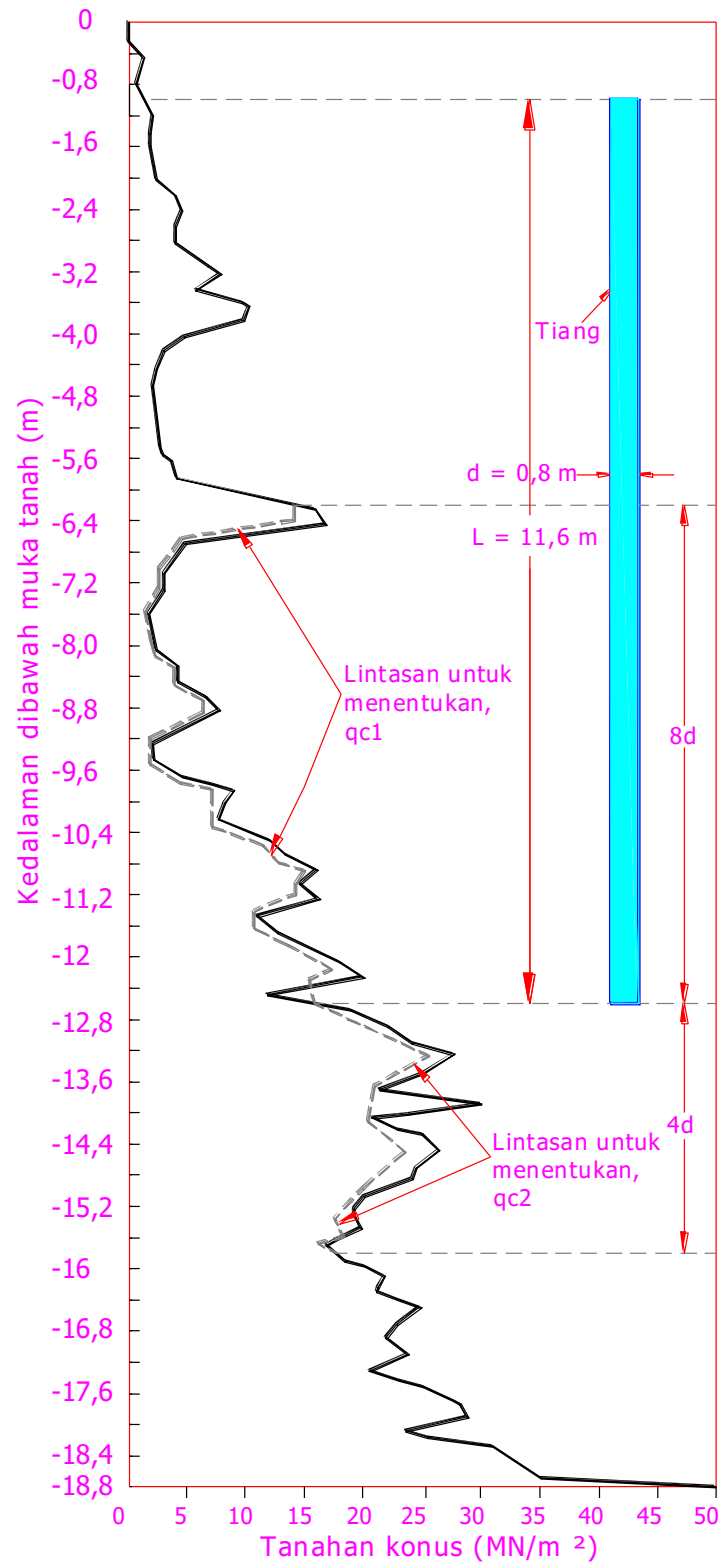
Tahanan ujung tiang persatuan luas (fb) = nilai rata-rata  $q_c$  sepanjang  $8d$  di atas dasar tiang dan  $4d$  di bawah tiang yang dapat dilihat pada Gambar 5.21.

qc1 =

Kedalaman	qc
6.2	160
6.4	170
6.6	50
6.8	40
7	31
7.2	34
7.4	28
7.6	17
7.8	19
8	24
8.2	40
8.4	44
8.6	66
8.8	78
9	45
9.2	22
9.4	22
9.6	46
9.8	90
10	80
10.2	77
10.4	118
10.6	133
10.8	160
11	145
11.2	165
11.4	110
11.6	125
11.8	155
12	180
12.2	200
12.4	110
rata-rata	<b>87.0</b>

qc2 =

Kedalaman	qc
12.6	190
12.8	220
13	240
13.2	280
13.4	250
13.6	210
13.8	310
14	200
14.2	250
14.4	265
14.6	245
14.8	240
15	200
15.2	190
15.4	200
15.6	170
15.8	185
rata-rata	<b>226.2</b>



**Gambar 5.21 Perhitungan tahanan ujung dari uji kerucut statis metode Schmertmann dan Nottingham (1975)**



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

atau

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

$$\begin{aligned} q_{ca} &= \frac{1}{2} (q_{c1} + q_{c2}) \\ &= \frac{1}{2} (87,0 + 226,2) \\ &= 156,59 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 15361,31 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Asumsi pasir terkonsolidasi normal (OCR = 1), nilai faktor  $\omega = 1$

$$\begin{aligned} f_b &= 1 \times 156,59 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 156,59 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

b. Tahanan Ujung

$$\begin{aligned} Q_b &= A_b \cdot f_b \\ &= \frac{1}{4} \pi (80)^2 \times 156,59 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 787415,126 \text{ kg} \\ &= 8026,658 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Tahanan Gesek

$$\begin{aligned} Q_s &= A_s \cdot f_s \\ A_s &= \pi \cdot d \cdot L \text{ (dimana } L = 11,60 \text{ m)} \\ &= \pi \cdot (0,8) \cdot 11,60 \\ &= 29,154 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$f_s = k_f \cdot q_f$$

nilai  $K_f = 0,9$  dan  $q_f =$  di ambil rata – rata tabel sondir = 0,37

$$\begin{aligned} f_s &= 0,9 \times 0,37 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 0,333 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 32,667 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= A_s \cdot f_s \\ &= 29,154 \text{ m}^2 \times 32,667 \text{ kN/m}^2 \\ &= 952,374 \text{ kN} \end{aligned}$$

## d. Kuat Dukung Ultimit

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_b + Q_s - W_p \\
 &= 8026,658 + 952,374 - 137,338 \\
 &= 8841,694 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## e. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{8841,694}{3} \\
 &= 2947,231 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## f. Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_a} \\
 &= \frac{2881,653}{2947,231} \\
 &= 0,977 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

Jadi Jumlah Tiang yang Digunakan = 1 tiang

### 5.5.2 Analisis Distribusi Beban ke Tiang Bor

Dari analisis kelompok tiang digunakan diameter 80 cm dengan jumlah 1 tiang, beban yang diterima tiang ( $P_i$ ) pada tiang bor.

Beban-beban diatas kelompok tiang adalah sebagai berikut.

$$\text{Beban aksial (P)} = 2881,653 \text{ kN (hasil program SAP2000)}$$

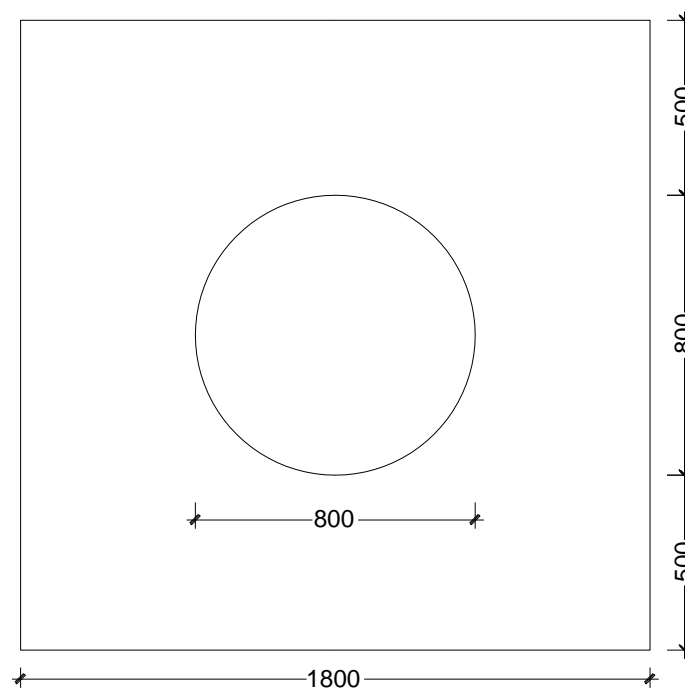
$$\begin{aligned}
 \text{Berat pile cap (W)} &= (B \cdot H \cdot t) \cdot \gamma \\
 &= (1,8 \cdot 1,8 \cdot 0,6) \cdot 23,54 \\
 &= 45,762 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat tiang} &= A_p \cdot \gamma \cdot n \cdot L \\
 &= 0,25 \cdot \pi \cdot 0,8^2 \cdot 23,54 \cdot 1 \cdot 11,6
 \end{aligned}$$

$$= 137,338 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total (Pt)} &= P + W + \text{berat tiang} \\ &= 2881,653 + 45,762 + 137,338 \\ &= 3064,753 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tampak atas dari pile cap dan tiang bor dapat dilihat pada Gambar 5.22 berikut.



**Gambar 5.22 Tiang Bor Diameter 80 cm**

$$n \text{ tiang} = 1 \text{ buah}$$

absis tiang terhadap pusat pile cap :

$$\begin{aligned} \Sigma x^2 &= (0,9^2) \\ &= 0,81 \text{ m} \end{aligned}$$

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

$$M_x = 93,839 \text{ kNm (hasil program SAP2000)}$$

$$M_y = 30,133 \text{ kNm (hasil program SAP2000)}$$

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

$$P_1 = \frac{3064,753}{1} - \frac{30,133 \cdot 0,9}{0,81}$$

$$= 3031,272 \text{ kN}$$

$$P_2 = \frac{3064,753}{1} + \frac{30,133 \cdot 0,9}{0,81}$$

$$= 3098,234 \text{ kN}$$

### 5.5.3 Analisis Kekuatan Tiang Bor

Dengan mutu beton K-300, diameter tiang 0,80 m, dan panjang tiang 11,60 m, kekuatan tiang dihitung dengan rumus berikut.

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

Dengan :

$$P = 3098,234 \text{ kN (beban maksimum yang diterima tiang)}$$

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

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,8^2$$

$$= 0,503 \text{ m}^2$$

$$\sigma = P/A$$

$$= 3098,234 / 0,503$$

$$= 6159,511 \text{ kN/m}^2$$

$$= 61,595 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ijin} = K-300$$

$$= 300 \times 0,83$$

$$= 249 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 61,595 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ijin} = 249 \text{ kg/cm}^2 \text{ (AMAN)}$$

#### 5.5.4 Kapasitas Dukung Tiang Bor Eksisting

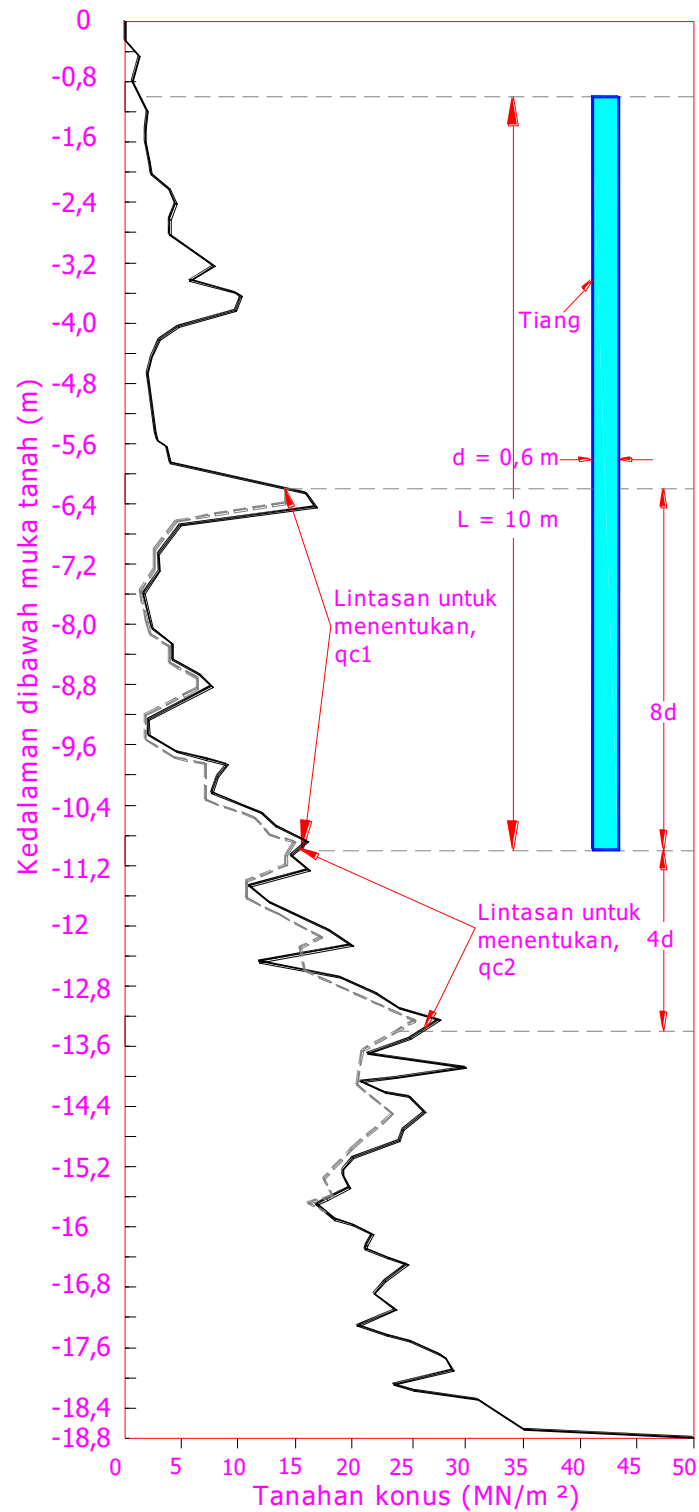
Tiang *Bored pile* Diameter 60 cm

a. Tahanan ujung persatuan luas (fb)

Data sondir yang dipakai untuk perhitungan kuat dukung adalah titik S-2. Tahanan ujung tiang persatuan luas (fb) = nilai rata-rata qc sepanjang 8d di atas dasar tiang dan 4d di bawah tiang dapat dilihat pada Gambar 5.23.

qc1=	Kedalaman	qc
	6.2	160
	6.4	170
	6.6	50
	6.8	40
	7	31
	7.2	34
	7.4	28
	7.6	17
	7.8	19
	8	24
	8.2	40
	8.4	44
	8.6	66
	8.8	78
	9	45
	9.2	22
	9.4	22
	9.6	46
	9.8	90
	10	80
	10.2	77
	10.4	118
	10.6	133
	10.8	160
	11	145
	rata-rata	<b>69.6</b>

qc2=	Kedalaman	qc
	11	145
	11.2	165
	11.4	110
	11.6	125
	11.8	155
	12	180
	12.2	200
	12.4	110
	12.6	190
	12.8	220
	13	240
	13.2	280
	13.4	250
	rata-rata	<b>182.3</b>



**Gambar 5.23 Perhitungan Tahanan Ujung dari Uji Kerucut Statis Metode Schmertmann dan Nottingham (1975)**

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

atau

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

$$\begin{aligned} q_{ca} &= \frac{1}{2} (q_{c1} + q_{c2}) \\ &= \frac{1}{2} (69,6 + 182,3) \\ &= 125,93 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 12354,11 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Asumsi pasir mengandung banyak kerikil kasar (OCR = 2 sampai 4), nilai faktor  $\omega = 0,67$

$$\begin{aligned} f_b &= 0,67 \times 125,93 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 84,375 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

#### b. Tahanan Ujung

$$\begin{aligned} Q_b &= A_b \cdot f_b \\ &= \frac{1}{4} \pi (60)^2 \times 84,375 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 238662,629 \text{ kg} \\ &= 2432,850 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### c. Tahanan Gesek

$$\begin{aligned} Q_s &= A_s \cdot f_s \\ A_s &= \pi \cdot d \cdot L \text{ (dimana } L = 10 \text{ m)} \\ &= \pi \cdot (0,6) \cdot 10 \\ &= 20,743 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$f_s = k_f \cdot q_f$$

nilai  $K_f = 0,9$  dan  $q_f =$  di ambil rata – rata tabel sondir = 0,37

$$\begin{aligned} f_s &= 0,9 \times 0,37 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 0,333 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$= 32,667 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} Q_s &= A_s \cdot f_s \\ &= 20,743 \text{ m}^2 \times 32,667 \text{ kN/m}^2 \\ &= 677,613 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Kuat Dukung Ultimit

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_b + Q_s - W_p \\ &= 2432,850 + 677,613 - 66,596 \\ &= 3043,868 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{3043,868}{3} \\ &= 1014,622 \text{ kN} \end{aligned}$$

f. Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_a} \\ &= \frac{2881,653}{1014,622} \\ &= 2,840 \text{ tiang} \end{aligned}$$

Jadi Jumlah Tiang yang Digunakan = 3 tiang

### 5.5.5 Penurunan Pondasi

#### 5.5.5.1 Perhitungan Penurunan Pondasi Berdasarkan Perhitungan Peneliti

*Metode Poulos dan Davis (1980)*

Diameter tiang = 80 cm

Dipasang menembus lapisan pasir setebal 10,4 meter dan menancap pada lapisan pasir berkerikil sedalam 1,2 meter.



Panjang *bored pile* = 11,6 m

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

Untuk menentukan perkiraan modulus elastis lapisan tanah digunakan perkiraan modulus elastis (Bowles, 1977) sebagai berikut.

**Tabel 5.13 Perkiraan Modulus Elastis ( $E$ ) (Bowles,1977)**

Macam Tanah	$E$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>Lempung</b>	
Sangat lunak	300 - 3000
Lunak	2000 - 4000
Sedang	4500 - 9000
Keras	7000 - 20000
Berpasir	30000 - 42500
<b>Pasir</b>	
Berlanau	5000 - 20000
Tidak padat	10000 - 25000
Padat	50000 - 100000
<b>Pasir dan kerikil</b>	
Padat	80000 - 200000
Tidak padat	50000 - 140000
<b>Lanau</b>	2000 - 20000
<b>Loess</b>	15000 - 60000
<b>Serpih</b>	140000 - 1400000

(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

Berdasarkan Tabel 5.13, maka diambil jenis tanah Pasir padat dengan modulus elastis ( $E$ ) sebesar 50.000 kN/m<sup>2</sup> dan modulus elastis ( $E$ ) pada ujung tiang diambil jenis tanah pasir dan kerikil dengan nilai modulus elastis sebesar 200.000 kN/m<sup>2</sup>.

$$\begin{aligned} E_{\text{pasir}} &= 50.000 \text{ kN/m}^2 \\ &= 50 \text{ MPa} \end{aligned}$$

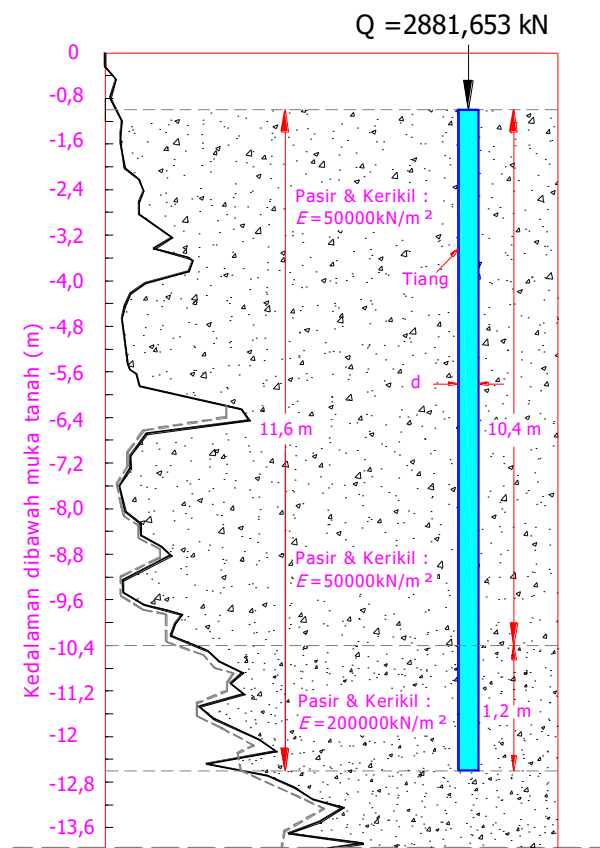
Untuk menentukan *rasio poisson* ( $\mu$ ) menggunakan Tabel 5.14 Perkiraan *rasio poisson* ( $\mu$ ) (Bowles,1968) sebagai berikut.

**Tabel 5.14 Perkiraan Rasio Poison ( $\mu$ ) (Bowles,1968)**

Macam Tanah	$\mu$
Lempung jenuh	0,4 – 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir padat	0,2 – 0,4
Pasir kasar (angka pori, $e = 0,4 - 0,7$ )	0,15
Pasir halus (angka pori, $e = 0,4 - 0,7$ )	0,25
Batu (agak tergantung dari macamnya)	0,1 – 0,4
Loess	0,1 – 0,3

(Sumber : Hardiyatmo,2010)

Berdasar Tabel 5.14, maka diambil jenis tanah pasir padat dengan rasio poison ( $\mu$ ) sebesar 0,2.



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

$$K = E_p/E_s$$

$$= 21019,389/50$$

$$= 420,387$$

$$L/d = 11,6/0,8$$

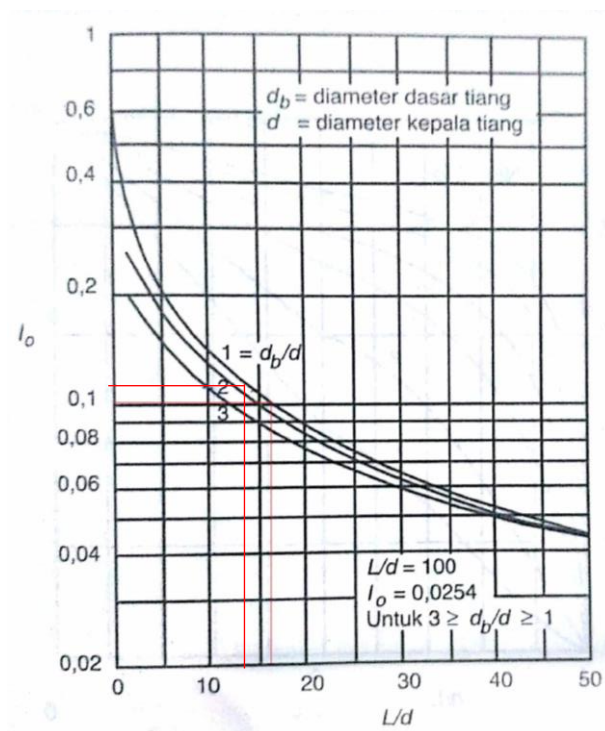
$$= 14,5$$

$$d_b/d = 0,8/0,8$$

$$= 1$$

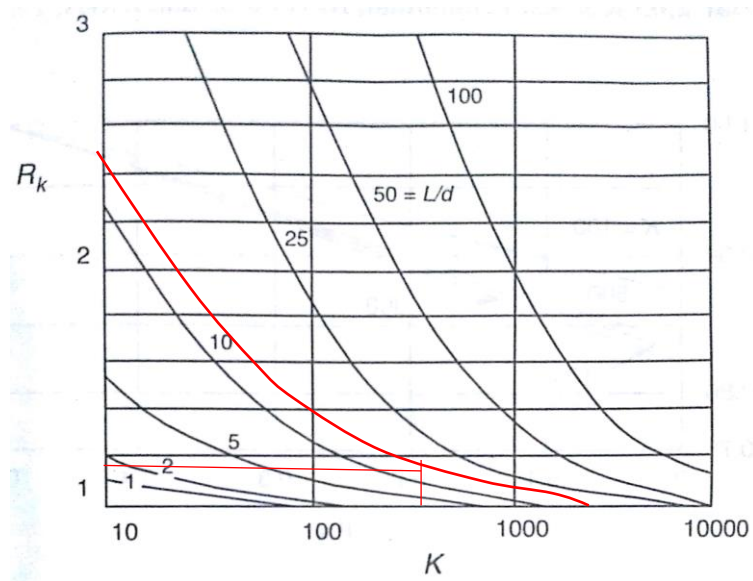
$$h/L = 10,4/10,4$$

$$= 1$$



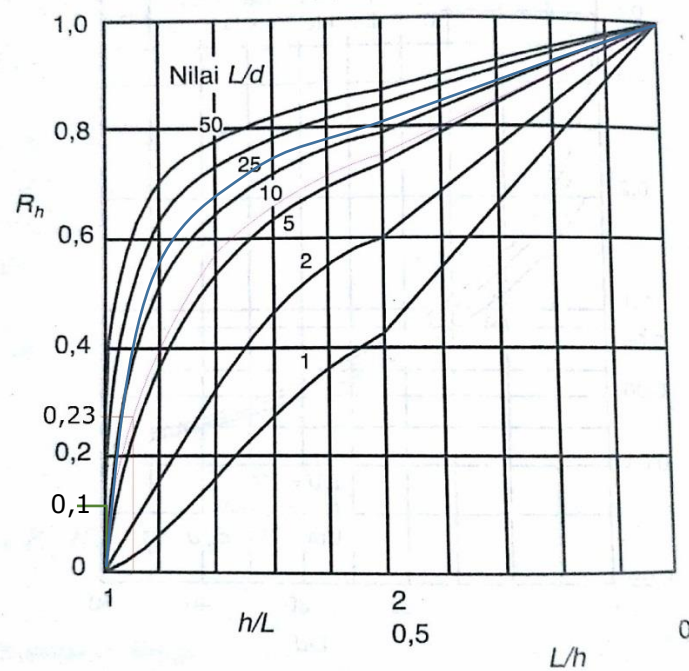
**Gambar 5.24 Faktor Penurunan  $I_o$  (Poulos dan Davis,1980)**

(Sumber : Hardiyatmo,2010)



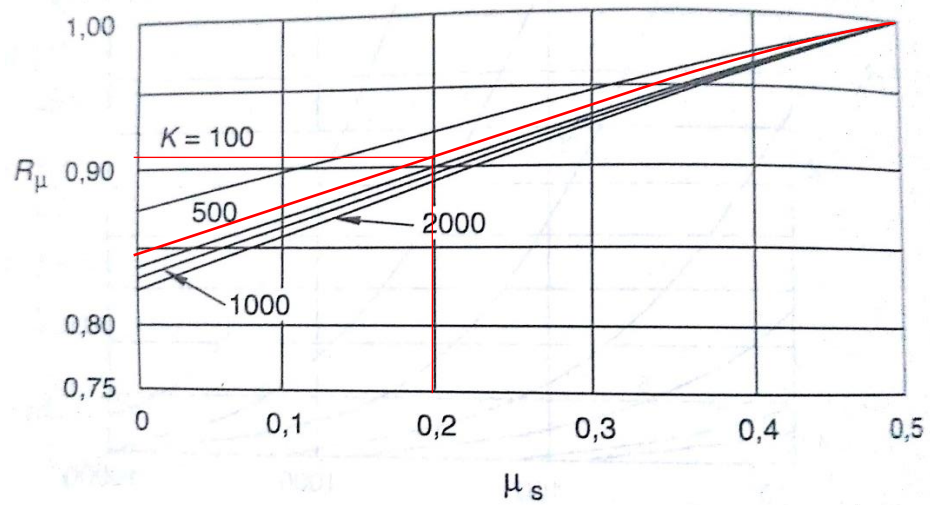
**Gambar 5.25 Koreksi kompresi,  $R_k$  (Poulos dan Davis,1980)**

(Sumber : Hardiyatmo,2010)



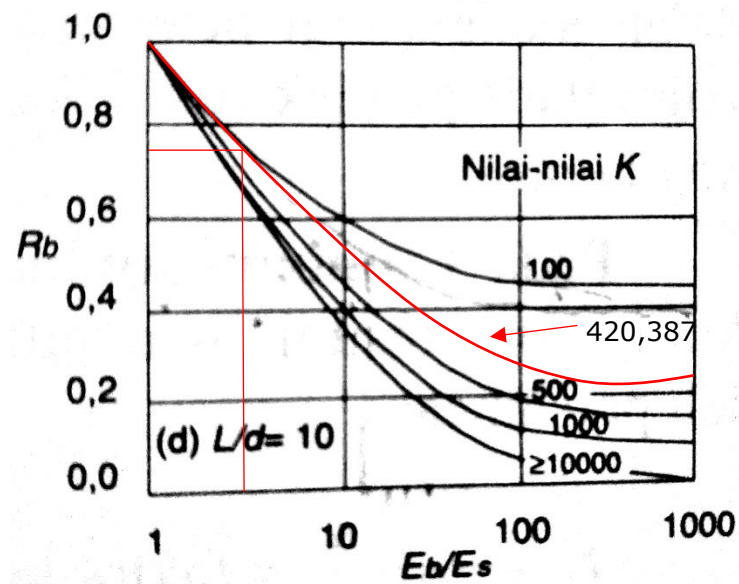
**Gambar 5.26 Koreksi kedalaman,  $R_h$  (Poulos dan Davis,1980)**

(Sumber : Hardiyatmo,2010)



Gambar 5.27 Koreksi angka Poisson,  $R_\mu$ , (Poulos dan Davis,1980)

(Sumber : Hardiyatmo,2010)



Gambar 5.28 Koreksi kekakuan lapisan pendukung,  $R_b$  (Poulos dan Davis,1980)

(Sumber : Hardiyatmo,2010)

Dari Gambar 5.24 didapatkan,  $I_o = 0,11$

Dari Gambar 5.25 didapatkan,  $R_k = 0,8$

Dari Gambar 5.26 didapatkan,  $R_h = 0,1$

Dari Gambar 5.27 didapatkan,  $R_\mu = 0,91$

$$\begin{aligned} I &= I_o \times R_k \times R_h \times R_\mu \\ &= 0,11 \times 0,8 \times 0,1 \times 0,91 \\ &= 0,008 \text{ m} \quad = 0,8 \text{ cm} \quad = 8 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{Ql}{E_s.d} = \frac{2881,653 \times 0,008}{50000 \times 0,8} = 0,000576 \text{ m} \\ &= 0,576 \text{ mm} \end{aligned}$$

2. Jika tiang dianggap bertumpu pada pasir dan kerikil padat (tiang dukung ujung)

$$\begin{aligned} E_b/E_s &= 200/50 \\ &= 4 \end{aligned}$$

Dari Gambar 5.28, diperoleh  $R_b = 0,74$

$$\begin{aligned} I &= I_o \times R_k \times R_b \times R_\mu \\ &= 0,11 \times 0,8 \times 0,74 \times 0,91 \\ &= 0,0592 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{Ql}{E_s.d} = \frac{2881,653 \times 0,0592}{50000 \times 0,8} = 0,00426 \text{ m} \\ &= 4,26 \text{ mm} \end{aligned}$$

### 5.5.5.2 Perhitungan Penurunan Pondasi Kelompok Eksisting

Diameter tiang = 60 cm

Dipasang menembus lapisan pasir setebal 10,4 meter dan menancap pada lapisan pasir berkerikil sedalam 0,6 meter.

Panjang *bored pile* = 10 m

Area pembebanan kelompok tiang yang diperhitungkan,

Alas = 1,6 m

Tinggi = 1,39 m

L = 9,4 m

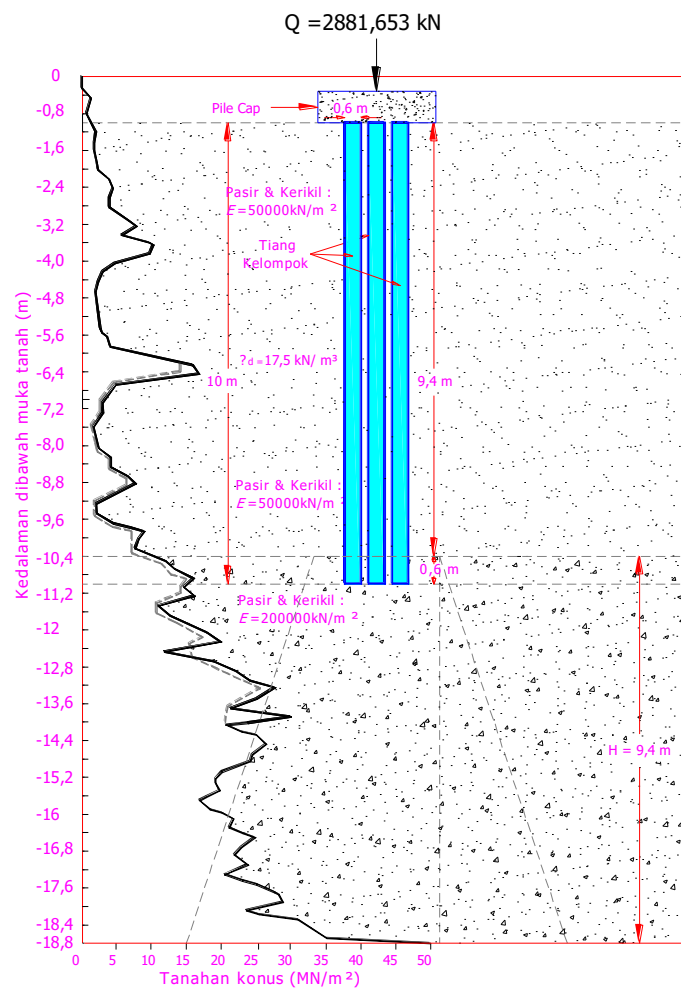
$a + L = 1,6 + 9,4$

= 11 m

$t + L = 1,39 + 9,4$

= 10,79 m

A =  $(a+L) \times (t+L) = 143,726 \text{ m}^2$



Gambar 5.29 Kelompok Tiang

Tekanan pada dasar pondasi

$$\begin{aligned}
 &= \frac{n \times P}{A} \\
 &= \frac{3 \times 2881,653}{143,726} \\
 &= 60,147 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Perhitungan penurunan pondasi kelompok menggunakan metode *De Beer dan Marten*. Nilai nilai porositas, angka poro dan berat volume pada keadaan asli di alam dari berbagai jenis tanah yang disarankan oleh Terzaghi (1947) di tunjukan pada Tabel 5.15.

**Tabel 5.15 Nilai nilai tipikal  $n$ ,  $e$ ,  $w$ ,  $\gamma_d$ ,  $\gamma_b$  untuk tanah asli (Terzaghi, 1943)**

Macam Tanah	$n$ (%)	$e$	$w$ (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_b$ (kN/m <sup>3</sup> )
Pasir seragam, tidak padat	46	0.85	32	14.3	18.9
Pasir seragam, padat	34	0.51	19	17.5	20.9
Pasir berbutir campuran, tidak padat	40	0.67	25	15.9	19.9
Pasir berbutir campuran, padat	30	0.43	16	18.6	21.6
Lempung lunak sedikit organik	66	1.90	70	-	15.8
Lempung lunak sangat organik	75	3.00	110	-	14.3

(Sumber : Hardiyatmo, 2012)

$$\begin{aligned}
 P_o' &= 9,4 \times 17,5 \\
 &= 164,5 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C &= 1,5 \frac{qc}{P_o'} \\
 &= 1,5 \frac{125,93 \times 98,1}{164,5} \\
 &= 112,648
 \end{aligned}$$

Hitungan tambahan tegangan rata –rata pada lapisan pasir dihitung dengan menganggap penyebaran beban  $2V : 1H$ . Tebal lapisan mampat = 10,07 m.

$$\Delta p = \frac{60,147 \times (1,6 \times 1,39)}{(1,6 + 4,7) \times (1,39 + 4,7)}$$



$$= 3,486 \text{ kN/m}^2$$

Penurunan segera menurut *De Beer* dan *Marteen* :

$$\begin{aligned} S_i &= \frac{H}{c} \ln \frac{Po' + \Delta p}{Po'} \\ &= \frac{9,4}{112,648} \ln \frac{164,5 + 3,486}{164,5} \\ &= 0,00175 \text{ m} = 1,75 \text{ mm} \end{aligned}$$

## 5.6 Pembahasan

Perancangan atau perencanaan suatu bangunan tidak akan lepas dari perencanaan pondasi terutama pada bangunan gedung. Pondasi merupakan bagian bawah dari suatu struktur yang berfungsi menyalurkan beban dari struktur atasnya ke lapisan tanah pendukung yang sanggup menahan beban tanpa terjadi kerusakan dan penurunan bangunan dari batas toleransi yang diizinkan.

Gedung White Hotel Sedan melakukan penyelidikan tanah guna menentukan *stratigrafi* dan sifat fisik tanah, sehingga hasil yang diperoleh dapat digunakan untuk perencanaan atau pemeliharaan pondasi dan menghasilkan daya dukung pondasi yang lebih akurat. Penyelidikan tanah dilakukan dengan metode Conus Penetration Test (CPT) atau sondir pada 2 titik dengan kapasitas sondir 5,0 ton dan pengeboran 1 titik dengan menggunakan bor tangan (*hand bor*). Daya dukung tanah yang diinginkan adalah sebesar 20 Mpa.

Pembebanan memiliki peran penting dalam perencanaan struktur pondasi pada suatu bangunan. Kapasitas dukung tiang dilakukan dengan memperhatikan data hasil penyelidikan tanah, beban aksial, dimensi tiang, jarak antar tiang, data pendukung seperti mutu beton, dan kedalaman pondasi. Analisis kapasitas dukung tiang *bored pile* menggunakan metode statik.

### 5.6.1 Hasil Analisis Struktur Program SAP 2000

Suatu pondasi dapat dikatakan aman apabila dapat menyalurkan beban struktur atas bangunan ke tanah dasar. Beban tersebut berupa gaya-gaya dari suatu struktur, yakni beban aksial, gaya geser, dan momen. Berdasarkan hasil output

SAP2000 diperoleh gaya-gaya dalam maksimum akibat kombinasi beban pada frame 333 sebesar :

Beban aksial (P) = 2881,653 kN

Gaya geser (V) = 45,462 kN

Momen arah x (Mx) = 93,839 kNm

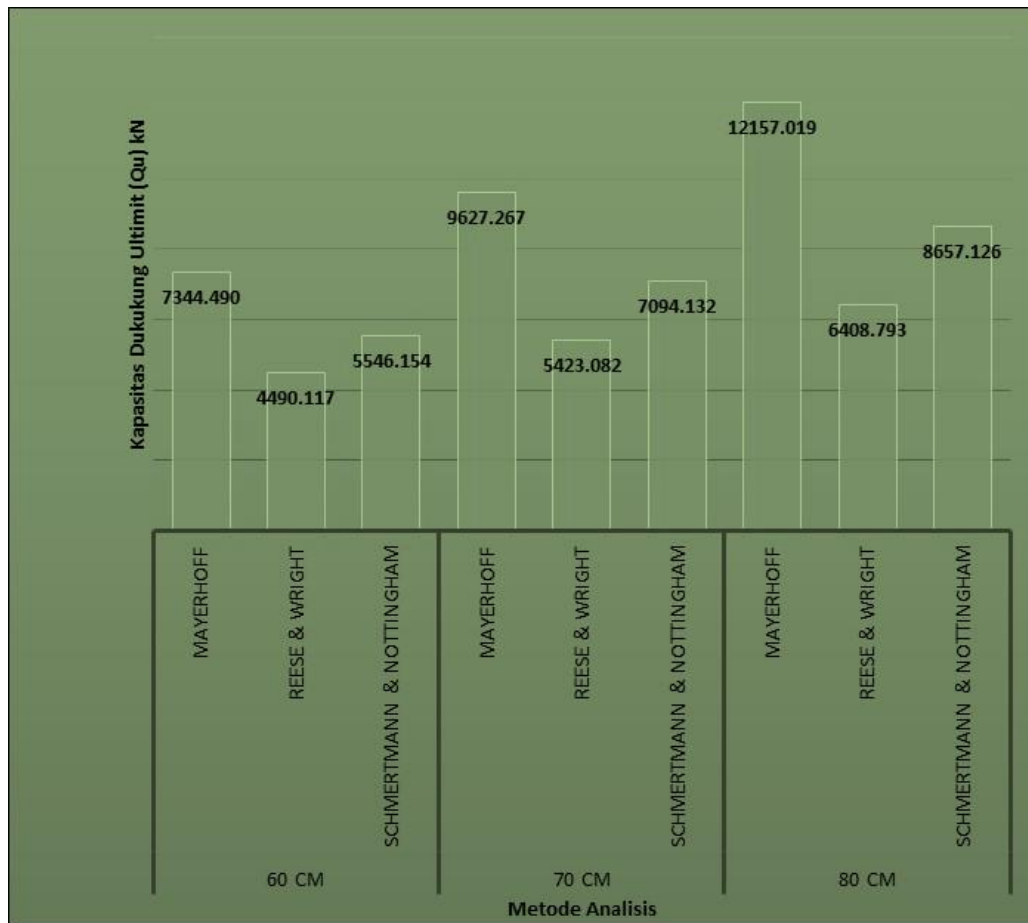
Momen arah y (My) = 30,133 kNm

### 5.6.2 Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang

Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang bor dilakukan dengan menggunakan 3 (tiga) diameter yang berbeda dengan ukuran 60 cm, 70 cm dan 80 cm dan menggunakan 3 (tiga) metode yang berbeda pada kedalaman 12,6 meter dengan  $q_c$  sebesar  $190 \text{ kg/cm}^2$  dan menggunakan angka aman (*safety factor*) sebesar 3 (tiga). Kapasitas dukung pondasi diperoleh dari penjumlahan tiang tahanan ujung dan tahanan gesek selimut tiang. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Tabel 5.16 dan Gambar 5.30.

**Tabel 5.16 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Tunggal**

	Tiang Bor								
	Mayerhoff			Reese & Wright			Schmertmann & Nottingham		
Diameter	60 cm	70 cm	80 cm	60 cm	70 cm	80 cm	60 cm	70 cm	80 cm
P (kN)	2881.653	2881.653	2881.653	2881.653	2881.653	2881.653	2881.653	2881.653	2881.653
Qp(kN)	5272	7176.015	9372.754	1026.687	1397.435	1825.221	4847.231	6293.742	5431.458
Qs(kN)	2149.567	2556.4	2921.6	3540.681	4130.795	4720.908	776.175	905.5376	3363.003
Qu(kN)	7344.49	9627.267	12157.02	4490.117	5423.082	6408.793	5546.15	7094.13	8657.13
Qa(kN)	2448.163	3209.089	4052.34	1496.706	1807.694	2136.264	1848.72	2364.71	2885.71
n(tiang)	2	1	1	2	2	2	2	2	1



**Gambar 5.30 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Tunggal**

Berdasarkan Tabel 5.13 di atas didapatkan hasil kapasitas dukung ultimit ( $Q_u$ ) tiang bor metode *Meyerhoff* diameter 60 cm, 70 cm, dan 80 cm, diperoleh masing-masing sebesar 7344,490 kN, 9627,267 kN, dan 12157,019 kN, metode *Reese & Wright* diameter 60 cm, 70 cm, dan 80 cm, diperoleh hasil 4490,117 kN, 5423,082 kN, dan 6408,793 kN, serta metode *Schmertmann & Nottingham* diameter 60 cm, 70 cm, dan 80 cm, diperoleh masing-masing sebesar 5546,154 kN, 7094,132 kN, dan 8657,126 kN. Sedangkan kapasitas dukung ultimit eksisting dengan diameter 60 cm lebih kecil yaitu sebesar 3043,868 kN.

### 5.6.3 Hasil Analisis Kekuatan Tiang Bor

Dengan 3 (tiga) alternatif yang digunakan, yakni 60 cm, 70 cm dan 80 cm yang menggunakan 3 (tiga) metode, yakni *Meyerhoff*, *Reese & Wright* dan

*Schmertmann & Nottingham* pada kedalaman 12,6 meter, dengan panjang pondasi 11,6 meter dan  $q_c$  sebesar  $190 \text{ kg/cm}^2$ . Maka diambil alternatif ke-3 diameter 80 cm metode *Meyerhoff* dengan kapasitas dukung ultimit sebesar 12157,019 kN, jumlah tiang sebanyak 1 buah untuk beban terbesar yang berada pada *frame* 333 yaitu sebesar 2881,653 kN dan penurunan pondasi sebesar 4,26 mm. Kapasitas dukung ultimit pondasi eksisting sebesar 3043,868 kN, yang memiliki jumlah tiang pondasi sebanyak 3 buah tiang pada kedalaman 11 meter dan penurunan pondasi yang terjadi sebesar 1,75 mm.

Kapasitas dukung pondasi tiang ditentukan oleh kemampuan material tiang untuk menahan beban struktural. Berdasarkan hasil analisis diperoleh tegangan yang terjadi pada tiang sebesar  $57,289 \text{ kg/cm}^2$  lebih kecil dari tegangan ijin dengan mutu K-300 sebesar  $249 \text{ kg/cm}^2$ , sehingga pondasi aman digunakan.

