

## **TUGAS AKHIR**

**RE-DESAIN STRUKTUR BANGUNAN BAWAH  
DENGAN FONDASI TIANG BOR PADA JEMBATAN  
FLY OVER KERAMASAN KECAMATAN KERTAPATI  
SUMATERA SELATAN  
(*RE-DESIGN OF UNDERGROUND STRUCTURE USING  
BORED PILE FOUNDATION FOR FLY OVER  
KERAMASAN BRIDGE AT KERTAPATI SOUTH  
SUMATERA*)**

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk memenuhi  
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil**



**Ramayanti**

**12511004**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA  
2017**

## TUGAS AKHIR

**RE-DESAIN STRUKTUR BANGUNAN BAWAH DENGAN  
FONDASI TIANG BOR PADA JEMBATAN *FLY OVER*  
KERAMASAN KECAMATAN KERTAPATI SUMATERA  
SELATAN  
(*RE-DESIGN OF UNDERGROUND STRUCTURE USING BORED  
PILE FOUNDATION FOR FLY OVER KERAMASAN BRIDGE AT  
KERTAPATI SOUTH SUMATERA*)**

Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk memenuhi  
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil



**Ramayanti  
12511004**

**Disetujui :**

**Pembimbing**

**Ir. Akhmad Marzuko, M.T.**

**Tanggal :**

## TUGAS AKHIR

**RE-DESAIN STRUKTUR BANGUNAN BAWAH DENGAN  
FONDASI TIANG BOR PADA JEMBATAN *FLY OVER*  
KERAMASAN KECAMATAN KERTAPATI SUMATERA  
SELATAN  
(*RE-DESIGN OF UNDERGROUND STRUCTURE USING BORED  
PILE FOUNDATION FOR FLY OVER KERAMASAN BRIDGE AT  
KERTAPATI SOUTH SUMATERA*)**

Disusun oleh



**Pembimbing**

12/2017  
/10

Akhmad Marzuko., Ir., M.T.  
NIK:

**Penguji I**

Hanidva Kusuma A, S.T., M.T.  
NIK:

**Penguji II**

M. Rifqi A, S.T., M.Eng.  
NIK:

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil



Miftahul Fauziah, S.T., M.T., Ph.D.  
NIK: 955110103

## **PERSEMBAHAN**

Teriring Doa dan Rasa Syukur Kepada Allah SWT,  
Kupersembahkan Karya Ini Untuk:

- Keluarga Tercinta, Terutama Ayah dan Ibu
- Almamater Besar Teknik Sipil Angkatan 2012
- Teman-teman Seperjuangan

RAMAYANTI

## ABSTRAK

Pembangunan jembatan *fly over* Keramasan adalah salah satu usaha untuk memenuhi sarana dan prasarana transportasi di kota Palembang yang memiliki mobilitas tinggi, akan tetapi pembangunan jembatan *fly over* Keramasan yang berada di simpang empat berdekatan dengan pemukiman rumah warga yang menyebabkan kerusakan bangunan akibat penggunaan fondasi tiang pancang yang digunakan pada jembatan tersebut, sehingga diambil alternatif menggunakan fondasi tiang bor pada jembatan *fly over* Keramasan. Adapun rumusan masalah pada penelitian ini yaitu bagaimana kapasitas dukung kelompok fondasi tiang bor dibawah *abutment* A1 pada jembatan *fly over* Keramasan dengan metode *Reese & Wright*, *Mayerhoff* dan *Kulhawy* dengan berbagai variasi dimensi tiang bor dan seberapa besar penurunan fondasi yang terjadi pada tiang bor dibawah *abutment* A1 pada jembatan *fly over* Keramasan.

Pergantian jenis fondasi yang semula direncanakan menggunakan fondasi tiang pancang menjadi fondasi tiang bor merupakan salah satu solusi untuk mengakomodasi kondisi penggunaan fondasi pada jembatan *fly over* Keramasan. Penelitian ini bertujuan untuk mengevaluasi kapasitas fondasi tiang bor, data yang digunakan berasal dari PT Anugerah Kridapradana. Analisis pembebanan dan daya dukung fondasi dibawah *abutment* A1 pada jembatan *fly over* menggunakan perhitungan matematis dengan bantuan program Microsoft Excel. Perhitungan dilakukan terhadap fondasi tiang bor yang berdiameter 80 cm, 100 cm dan 120 cm dengan panjang masing-masing fondasi 18 m.

Berdasarkan hasil penelitian fondasi tiang bor menggunakan metode *Reese & Wright* berdiameter 80 cm yang berjumlah 17 tiang fondasi, diperoleh nilai kapasitas dukung ultimit tiang tunggal sebesar 8112,270 kN dan tiang kelompok sebesar 45963,864 kN, untuk penurunan tiang tunggal diperoleh sebesar 7,13 cm dan tiang kelompok sebesar 20,38 cm. Pada fondasi berdiameter 100 cm yang berjumlah 14 tiang fondasi, diperoleh nilai kapasitas dukung ultimit tiang tunggal sebesar 10320,308 kN dan tiang kelompok sebesar 48161,440 kN, untuk penurunan tiang tunggal diperoleh sebesar 5,05 cm dan tiang kelompok sebesar 21 cm. Pada fondasi berdiameter 120 cm yang berjumlah 11 tiang fondasi, diperoleh nilai kapasitas dukung ultimit tiang tunggal sebesar 12614,45 kN dan tiang kelompok sebesar 46252,99 kN, untuk penurunan tiang tunggal diperoleh sebesar 5,23 cm dan tiang kelompok sebesar 20,55 cm. Untuk metode *Mayerhoff* berdiameter 80 cm yang berjumlah 17 tiang fondasi, diperoleh nilai kapasitas dukung ultimit tiang tunggal sebesar 7933,00054 kN dan tiang kelompok sebesar 44953,669 kN, untuk penurunan tiang tunggal diperoleh sebesar 7,13 cm dan tiang kelompok sebesar 20,38 cm. Pada fondasi berdiameter 100 cm yang berjumlah 12 tiang fondasi, diperoleh nilai kapasitas dukung ultimit tiang tunggal sebesar 12146,53 kN dan tiang kelompok sebesar 48586,144 kN, untuk penurunan tiang tunggal diperoleh sebesar 5,05 cm dan tiang kelompok sebesar 21,13 cm. Pada fondasi berdiameter 120 cm yang berjumlah 8 tiang fondasi, diperoleh nilai kapasitas dukung ultimit tiang tunggal sebesar 17176,822 kN dan tiang kelompok sebesar 45804,860 kN, untuk penurunan tiang tunggal diperoleh sebesar 5,8 cm dan tiang kelompok sebesar 20,55 cm. Untuk metode *Kulhawy* berdiameter 80 cm yang berjumlah 20 tiang fondasi, diperoleh nilai kapasitas dukung ultimit tiang tunggal sebesar 6952,5173 kN dan tiang kelompok sebesar 46350,115 kN, untuk penurunan tiang tunggal diperoleh sebesar 7,13 cm dan tiang kelompok sebesar 20,15 cm. Pada fondasi berdiameter 100 cm yang berjumlah 16 tiang fondasi, diperoleh nilai kapasitas dukung ultimit tiang tunggal sebesar 8845,978 kN dan tiang kelompok sebesar 47178,554 kN, untuk penurunan tiang tunggal diperoleh sebesar 5,05 cm dan tiang kelompok sebesar 19,81 cm. Pada fondasi berdiameter 120 cm yang berjumlah 13 tiang fondasi, diperoleh nilai kapasitas dukung ultimit tiang tunggal sebesar 10812,388 kN dan tiang kelompok sebesar 46853,681 kN, untuk penurunan tiang tunggal diperoleh sebesar 5,16 cm dan tiang kelompok sebesar 20,04 cm.

**Kata kunci:** Fondasi tiang bor, Jembatan *fly over* Keramasan, Daya dukung, Penurunan.

## **ABSTRACT**

*The aim of developing the flyover bridge is to improve transportation infrastructure at four intersection of the residential area in Palembang city where mobility is very high. As flyover bridges normally use driven-pile foundations, it has been found that it contributes to the development of cracks on nearby buildings. One alternative to mitigate this is through the use of bored pile foundations, such as the practice at Keramasan. This study analysed the capacity and settlement of bored pile foundations with different dimensions (80 cm, 100 cm, and 120 cm) using Reese & Wright method, Mayerhoff method, and Kulhawy method.*

*The change of foundation type from pile foundation to bored pile foundation is one of solution to help the condition of foundation using in flyover bridge. The objective of research is to evaluate capacity of bored pile foundation, the data use in this research receive from PT. Anugerah Kridapradana imposition of analysis and the foundation of support capacity under abutment A1 in the flyover bridge use mathematic calculation by help of Microsof Excel program. The calculation implemented against bored pile foundation in diameter 80 cm, 100 cm, and 120 cm and each length foundation is 18 m.*

*Based on ultimate capacity and settlement of bored pile foundation dimension 80 cm with 17 piles results used Reese & Wright method are the ultimate capacity for single pile is 8112,270 kN and group bored pile is 45963,864 kN, and the settlement 7,13 cm the settlement for single bored pile foundation and 20,38 cm for group bored pile foundation. Dimension 100 cm with 14 piles results used Reese & Wright method are the ultimate capacity for single pile is 10320,308 kN and group bored pile is 48161,440 kN, and the settlement 5,05 cm the settlement for single bored pile foundation and 21 cm for group bored pile foundation. Dimension 120 cm with 11 piles results used Reese & Wright method are the ultimate capacity for single pile is 12614,452 kN and group bored pile is 46252,993 kN, and the settlement 5,23 cm the settlement for single bored pile foundation and 20,55 cm for group bored pile foundation. Dimension 80 cm with 17 piles results used Mayerhoff method are the ultimate capacity for single pile is 8074,548 kN and group bored pile is 44953,669 kN, and the settlement 7,13 cm the settlement for single bored pile foundation and 20,38 cm for group bored pile foundation. Dimension 100 cm with 12 piles results used Mayerhoff method are the ultimate capacity for single pile is 12146,536 kN and group bored pile is 48586,144 kN, and the settlement 5,05 cm the settlement for single bored pile foundation and 21,13 cm for group bored pile foundation. Dimension 120 cm with 8 piles results used Mayerhoff method are the ultimate capacity for single pile is 17176,822 kN and group bored pile is 45804,860 kN, and the settlement 5,8 cm the settlement for single bored pile foundation and 20,55 cm for group bored pile foundation. Dimension 80 cm with 20 piles results used Kulhawy method are the ultimate capacity for single pile is 6952,517 kN and group bored pile is 46350,115 kN, and the settlement 7,13 cm the settlement for single bored pile foundation and 20,15 cm for group bored pile foundation. Dimension 100 cm with 16 piles results used Kulhawy method are the ultimate capacity for single pile is 8845,978 kN and group bored pile is 47178,554 kN, and the settlement 5,05 cm the settlement for single bored pile foundation and 19,81 cm for group bored pile foundation. Dimension 120 cm with 13 piles results used Kulhawy method are the ultimate capacity for single pile is 10812,388 kN and group bored pile is 46853,681 kN, and the settlement 5,16 cm the settlement for single bored pile foundation and 20,04 cm for group bored pile foundation.*

**Keywords** : Bored pile foundation, The Keramasan fly over, Supporting capacity, Degradation.

## KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum wr.wb

Alhamdulillahirabbil'alamiin, segala puji bagi-Mu ya Rabb alam semesta, atas kenikmatan dan rahmat-Mu, terutama selama menjalankan amanah menyusun Tugas Akhir dengan judul “Redesain Struktur Bangunan Bawah Dengan Fondasi Tiang Bor Pada Jembatan *Fly Over* Keramasan Kecamatan Kertapati Sumatera Selatan” ini dapat diselesaikan. Shalawat dan salam semoga Engkau senantiasa sampaikan untuk guru atau pemimpin kami tercinta, Muammad SAW. Juga untuk keluarganya, para sahabat, hingga para pengikutnya.

Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta. Masih terdapat banyak keterbatasan dalam penelitian dan penulisan Tugas Akhir ini, oleh karena itu penulis mohon maaf dan berharap akan ada pengembangan penelitian yang lebih baik dengan rekomendasi penelitian yang dikemukakan pada bagian akhir dari Tugas Akhir ini.

Penulis mengucapkan terima kasih tidak terhingga kepada pihak-pihak yang telah memberikan dukungan material dan spiritual sehingga Tugas Akhir ini dapat terwujud, yaitu kepada:

1. Yth. Bapak Ir. Akhmad Marzuko, M.T., selaku dosen pembimbing yang selalu memberikan *support* dan motivasi kepada penulis.
2. Yth. Ibu Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T., dan Bapak Muhammad Rifqi Abdurrozak, S.T., M.Eng., selaku dosen penguji .
3. Yth. Ibu Miftahul Fauziah, S.T., Ph.D. dan Bapak Berlian Kushari Selaku pengurus Prodi Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
4. Yth. Ibu Atika Ulfa Jamal, S.T., M.Eng., M.T., selaku dosen pembimbing Akademik.
5. Seluruh dosen dan pengajar FTSP-UII.

6. Kedua orang tua, ayah Ramadhan dan Ibu Nurhayati terima kasih atas semua nasehat dan bimbingan yang diberikan dari lahir serta memberikan kasih sayang, dorongan, semangat, pengorbanan sampai saya menyelesaikan studi ini.
7. Adik-adikku Januar Dhani, Ines Novitri, Fauzul Aziz, Muhammad Farhan, Zahara Salsa Bila dan Fadil Hidayat, yang paling terbaik.
8. Saudara, seluruh keluarga besar H. Syamsunur dan Hj. Yusmizar terima kasih sudah membimbing dan mengarahkan saya dalam belajar tentang makna hidup.
9. Sahabatku Oktalita Rinda Antika, Ade Irsya Putri yang selalu memberikan motivasi.
10. Sahabatku Septi Anggraini, Maharani, Dewi Anggraini, Mareta Andika, Amilia.
11. Sahabatku Susrina Muharani, D.N Anggita Arum, Delma Pratisa, Privilia Nur Ardipi, Galuh Putri sari, Deviana Roshindra, Aditya Arifita terima kasih atas semua bantuan kalian.
12. Novan Bacdri, terima kasih sudah menjadi penyemangat dalam perjalanan hidupku.
13. Teman kos Fatimah Galuh, Mega, Astrid, Putri, Umma, Puji.
14. Seluruh teman-teman jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia angkatan 2012, semoga tali silaturahmi kita tak akan terputus sampai disini.
15. Semua pihak yang tidak dapat saya sebutkan satu persatu diucapkan terima kasih sebesar-besarnya.

Penulis berharap semoga perencanaan desain yang telah dilakukan dan disajikan dalam bentuk Tugas Akhir ini dapat memberikan kontribusi yang berarti bagi dunia Teknik Sipil dan bermanfaat untuk pengembangan perencanaan selanjutnya.

Wassalamu'alaikum wr.wb.

Yogyakarta, Oktober 2017

Penulis,

Ramayanti

12511004

## PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk penyelesaian program Sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan laporan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, Oktober 2017

Yang membuat pernyataan



Ramayanti

(12511004)

## DAFTAR ISI

Judul	i
Pengesahan	ii
ABSTRAK	v
<i>ABSTRACT</i>	vi
KATA PENGANTAR	vii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	ix
DAFTAR ISI	x
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR TABEL	xiv
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xvi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	3
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Batasan Masalah	3
1.5 Manfaat Penelitian	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Diameter Fondasi Tiang	5
2.2 Kelompok Tiang	5
2.3 Analisis Kapasitas Dukung Tiang	6
2.4 Perbedaan Penelitian	7
BAB III LANDASAN TEORI	10
3.1 Tanah	10
3.2 Pembebanan Pada Fondasi	10
3.2.1 Berat Sendiri	11
3.2.2 Berat Mati Tambahan	12
3.2.3 Tekanan Tanah	12
3.2.4 Aksi Sementara	13

3.2.5 Aksi Lingkungan	15
3.3 <i>Abutment</i>	19
3.4 Teori Kapasitas Dukung <i>Bore Pile</i>	19
3.4.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Data Uji <i>Sand Penetration Test</i> (SPT)	21
3.4.1.1 kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode <i>Resee &amp; Wright</i>	21
3.4.1.2 kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode <i>Mayerhoff</i>	23
3.4.1.3 kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode <i>Kulhawy</i>	26
3.4.1.4 Kapasitas Dukung Ijin Tiang (Qa)	26
3.4.2 Kapasitas Daya Dukung Kelompok Tiang	27
3.4.3 Pembebanan Pada Fondasi Kelompok Tiang	30
3.4.3.1 Beban Vertikal Sentris	30
3.4.3.2 Beban vertikal dan Momen	30
3.4.4. Penurunan Fondasi Tiang	31
3.4.4.1 Penurunan Fondasi Tiang Tunggal	31
3.4.4.2. Penurunan Fondasi Kelompok Tiang	35
<b>BAB IV METODE PENELITIAN</b>	37
4.1 Metode Penelitian	37
4.2 Studi Pustaka	37
4.3 Pengumpulan Data	37
4.4 Analisis <i>Fondasi Bored Pile</i>	37
4.5 Pembahasan	38
4.6 Bagan Alir	38
<b>BAB V ANALISIS DATA DAN PEMBAHASAN</b>	40
5.1 Data Jembatan <i>Fly Over</i> Keramasan	40
5.2 Pembebanan Pada <i>Abutemnt A1</i>	40
5.2.1 Berat Sendiri (MS)	40
5.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)	45
5.2.3 Tekanan Tanah (TA)	45
5.2.4 Beban Lalu Lintas	47
5.2.5 Aksi Lingkungan	50
5.3 Data Tanah	61

5.4 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi <i>Bored Pile</i>	61
5.4.1 Data Umum Struktur Bawah	61
5.4.2 Kapasitas Dukung Tiang Bor Tunggal	63
5.4.2.1 Metode <i>Reese &amp; Wright</i>	63
5.4.2.2 Metode <i>Mayerhoff</i>	69
5.4.2.3 Metode <i>Kulhawy</i>	75
5.4.3 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok <i>Bored Pile</i>	82
5.4.3.1 Kelompok Tiang Diameter 0,8 m	82
5.4.3.2 Kelompok Tiang Diameter 1,0 m	82
5.4.3.3 Kelompok Tiang Diameter 1,2 m	83
5.4.4 Distribusi Pembebanan Pada Fondasi Kelompok Tiang	83
5.4.4.1 Kelompok Tiang Diameter 0,8 m	84
5.4.4.2 Kelompok Tiang Diameter 1,0 m	89
5.4.4.3 Kelompok Tiang Diameter 1,2 m	94
5.4.5 Penurunan Fondasi Tiang	100
5.4.5.1 Penurunan Tiang Tunggal Diameter 0,8 m	100
5.4.5.2 Penurunan Tiang Tunggal Diameter 1,0 m	103
5.4.5.3 Penurunan Tiang Tunggal Diameter 1,2 m	107
5.4.5.4 Penurunan Kelompok Tiang Diameter 0,8 m	110
5.4.5.5 Penurunan Kelompok Tiang Diameter 1,0 m	117
5.4.5.6 Penurunan Kelompok Tiang Diameter 1,2 m	124
5.5 Pembahasan	134
5.5.1 Hasil Perhitungan Pembebanan Jembatan pada <i>Abutment A1</i>	135
5.5.2 Hasil Analisis Fondasi <i>Bored Pile</i>	135
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	138
6.1 Kesimpulan	138
6.2 Saran	138
DAFTAR PUSTAKA	
LAMPIRAN	

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Tekanan Tanah	13
Gambar 3.2 Distribusi Beban D	14
Gambar 3.3 <i>Abutment</i> A1 Jembatan <i>Fly Over</i> Keramasan	19
Gambar 3.4 Hubungan $C_u$ dan $\alpha$ untuk Tiang Bor	22
Gambar 3.5 Faktor Kapasitas Dukung ( <i>Mayerhoff</i> , 1976)	24
Gambar 3.6 Penentuan Nilai N (Jumlah Pukulan)	25
Gambar 3.7 Efisiensi Kelompok Tiang	29
Gambar 3.8 Kelompok Tiang Dibebani Dengan Beban Vertikal dan Momen	31
Gambar 4.1 Diagram Alir ( <i>flow chart</i> )	39
Gambar 5.1 Penampamng Berat Sendiri Struktur Bawah	42
Gambar 5.2 Penampang Berat sendiri Struktur Bawah Akibat Timbunan	42
Gambar 5.3 Gaya Akibat Tekanan Tanah Pada <i>Abutment</i>	45
Gambar 5.4 Gaya Rem Pada <i>Abutment</i> A1	48
Gambar 5.5 Penampang Melintang <i>Abutment</i> A1	61
Gambar 5.6 Penampang Memanjang <i>Abutment</i> A1	62
Gambar 5.7 Penentuan Nilai N diameter 0,8 m (Jumlah Pukulan)	63
Gambar 5.8 Penentuan Nilai N diameter 1,0 m (Jumlah Pukulan)	65
Gambar 5.9 Penentuan Nilai N diameter 1,2 m (Jumlah Pukulan)	68
Gambar 5.10 Penentuan Nilai N diameter 0,8 m (Jumlah Pukulan)	70
Gambar 5.11 Penentuan Nilai N diameter 1,0 m (Jumlah Pukulan)	72
Gambar 5.12 Penentuan Nilai N diameter 1,2 m (Jumlah Pukulan)	74
Gambar 5.13 Penentuan Nilai N diameter 0,8 m (Jumlah Pukulan)	76
Gambar 5.14 Penentuan Nilai N diameter 1,0 m (Jumlah Pukulan)	78
Gambar 5.15 Penentuan Nilai N diameter 1,2 m (Jumlah Pukulan)	80
Gambar 5.16 Distribusi Beban pada Kelompok Tiang	111
Gambar 5.17 Distribusi Beban pada Kelompok Tiang	118
Gambar 5.18 Distribusi Beban pada Kelompok Tiang	125
Gambar 5.19 Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal	133

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian	8
Tabel 3.1 Berat Volume untuk Menghitung Berat Sendiri	10
Tabel 3.2 Koefisien Seret ( $C_w$ )	16
Tabel 3.3 Kecepatan Angin Rencana ( $V_w$ )	16
Tabel 3.4 Faktor Kepentingan Bangunan	17
Tabel 3.5 Koefisien Geser Dasar	17
Tabel 3.6 Hubungan Secara Pendekatan $C_u$ dengan N-SPT untuk Lempung	22
Tabel 3.7 Faktor Adhesi untuk Tiang Bor pada Tanah Lempung	23
Tabel 3.8 Nilai Koefisien $C_p$	33
Tabel 3.9 Modulus Elastis	33
Tabel 3.10 Angka <i>Poisson</i>	34
Tabel 3.11 Nilai Indeks Kompresi ( $C_c$ )	36
Tabel 3.12 Nilai Angka Pori ( $e$ )	36
Tabel 5.1 Berat Struktur Atas	41
Tabel 5.2 Perhitungan Gaya dan Momen Akibat Berat Sendiri	43
Tabel 5.3 Beban Total Akibat Beban Sendiri	44
Tabel 5.4 Perhitungan Beban Mati dan Tambahan	44
Tabel 5.5 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah	45
Tabel 5.6 Perhitungan Gaya Gempa Arah X pada <i>Abutment A1</i>	55
Tabel 5.7 Rekap Perhitungan Gaya Gempa Arah Y pada <i>Abutment A1</i>	54
Tabel 5.8 Rekapitulasi Ultimit pada <i>Abutment A1</i>	56
Tabel 5.9 Rekapitulasi Beban Ultimit dengan Pengali Faktor Beban	57
Tabel 5.10 Pembebanan Ultimit Kombinasi 1	58
Tabel 5.11 Pembebanan Ultimit Kombinasi 2	58
Tabel 5.12 Pembebanan Ultimit Kombinasi 3	59
Tabel 5.13 Pembebanan Ultimit Kombinasi 4	59
Tabel 5.14 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan	59
Tabel 5.15 Data Geoteknik Berdasarkan Hasil N-SPT	60

Tabel 5.16 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Ultimit Tiang Fondasi	132
Tabel 5.17 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Bor	135

## DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

$A_p$	= Luas Penampang Ujung Tiang ( $m^2$ ),
$A_s$	= Luas Selimut Tiang ( $m^2$ ),
Beton k-400	= Beton Dengan Kuat Tekan Karakteristik $332 \text{ kg/cm}^2$ ,
$B_g$	= Lebar Blok (m),
$C_c$	= Indeks Kompresi,
$C_p$	= Koefisien Empiris,
$C_u$	= Kohesi Tanah <i>Undrained</i> ,
$C_w$	= Koefisien Seret,
$D$	= Diameter Tiang (m),
$E_g$	= Efisiensi Kelompok Tiang,
$E_c$	= Modulus Elastis Beton (MPa),
$f$	= Gesekan Selimut,
$K_a$	= Koefisien Tekanan Tanah Aktif,
$K_p$	= Koefisien Tekanan Tanah Pasif,
$L$	= Panjang Tiang (m),
$L_g$	= Panjang Blok (m),
$m$	= Jumlah Baris Tiang,
$M_{EW}$	= Momen Akibat Gaya Angin Terhadap Fondasi (kNm),
$M_x, M_y$	= Momen masing-masing disumbu X dan Y,
$M_{TA}$	= Momen Akibat Gaya Tekan Tanah (kNm),
$n$	= Jumlah Tiang Dalam Kelompok (m),
$n'$	= Jumlah Tiang Dalam Satu Baris,
$N_c'$	= Faktor Kapasitas Dukung Tanah Pada Ujung Tiang,
$N_q'$	= Faktor Kapasitas Dukung,
$P$	= Beban yang Bekerja (kN),
$p$	= Keliling Tiang (m),
$P_{TP}$	= Beban pada <i>Abutment</i> Akibat Pejalan Kaki (kN),
$P_{TD}$	= Beban pada <i>Abutment</i> akibat Beban Lajur "D" (kN),

$P_{MA}$	= Beban pada <i>Abutment</i> Akibat Berat Mati Tambahan (kN),
$p_1$	= Nilai Tekanan Konus pada Titik yang Terletak 8D diatas Ujung Tiang,
$p_2$	= Nilai Tekanan Konus Pada Titik yang Terletak 3D dibawah Ujung Tiang,
$Q_{all}$	= Kapasitas Dukung Ijin Tunggal (kN),
$Q_g$	= Beban Maksimum Kelompok Tiang (kN),
$Q_p$	= Kapasitas Dukung Ujung Tiang (kN),
$Q_s$	= Kapasitas Dukung Selimut Tiang (kN),
$q_p$	= Kapasitas Dukung Batas / Unit Tahanan Ujung,
$Q_{TD}$	= Akibat Beban Merata (kNm),
$s$	= Jarak Tiang (m),
$S$	= Penurunan Total (m),
$SF$	= Faktor Aman,
$S_p$	= Penurunan Akibat Beban Pada Ujung Tiang (m),
$S_{ps}$	= Penurunan Akibat Beban yang Dialihkan Sepanjang Tiang (m),
$S_{pg}$	= Penurunan Kelompok Tiang (m),
$S_s$	= Penurunan Akibat Deformasi Aksial Tiang (m),
$SPT$	= <i>Standart Penetration Test</i> ,
$T_{EW}$	= beban angin (kN),
$T_{TB}$	= Momen Akibat Gaya Rem (kNm),
$x, y$	= Jarak Sumbu X, Y ke Tiang,
$V_w$	= kecepatan angin rencana,
$\alpha$	= Faktor Adhesi,
$\Delta L$	= Panjang Segmen Tiang,
$\sum x^2, \sum y^2$	= Jumlah Kuadrat Jarak Tiang ke Pusat Berat Kelompok Tiang (m <sup>2</sup> )
$E_o$	= Angka Pori,
$\gamma_s$	= Berat Tanah, dan
$\phi$	= Sudut Gesek Dalam.

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 LATAR BELAKANG**

Seiring dengan perkembangan zaman, jembatan struktur telah mengalami kemajuan yang sangat pesat, dimulai jembatan dengan bentang pendek dan bentang panjang. Fungsi jembatan sebagai penghubung antar pulau dan dapat juga menghubungkan dua daerah agar dapat dengan strategis melewatinya tanpa memutar arah (Vaza, 2014).

*Abutment* adalah bangunan bawah jembatan yang terletak pada kedua ujung pilar-pilar jembatan. Pada jembatan ada yang disebut dengan kepala jembatan (*abutment*) yang merupakan bagian dari bawah bangunan jembatan. *Abutment* mempunyai fungsi untuk memikul semua beban yang bekerja pada bangunan atas jembatan serta meneruskan beban yang dipikul bangunan atas kelapisan tanah dasar dengan aman sekaligus sebagai bangunan penahan tanah serta menerima tekanan dan diteruskan ke fondasi (Wungo, 2010).

Karakteristik tanah merupakan hal yang harus diperhatikan dalam menentukan jenis fondasi yang akan digunakan. Mengklasifikasi dengan tepat material bawah permukaan tanah merupakan langkah yang penting yang berkaitan dengan pekerjaan fondasi, sebab klasifikasi memberikan petunjuk-petunjuk awal terhadap berbagai hal yang akan dapat diantisipasi selama dan setelah pelaksanaan pekerjaan struktur bangunan. Selain karakteristik tanah, faktor lain yang menjadi pertimbangan dalam pemilihan jenis fondasi adalah evaluasi kelayakan teknis dan perbandingan untuk alternatif pemilihan jenis fondasi dengan memperhitungkan faktor keamanan, kehandalan atau kecakapan, kemudahan dalam konstruksi, dan ketahanan di dalam tanah (Arifita, 2016).

Bangunan umumnya tidak lepas dari perencanaan fondasi. Setiap fondasi yang ada dituntut mampu mendukung beban sampai batas keamanan tertentu, termasuk mendukung beban maksimum yang mungkin terjadi. Bila tanah pada kedalaman

yang normal tidak mampu mendukung bebannya, sedangkan tanah keras terletak pada kedalaman yang sangat dalam, maka digunakan jenis fondasi tiang.

Pembangunan jembatan *fly over* Keramasan adalah salah satu usaha untuk memenuhi sarana dan prasarana transportasi di kota Palembang yang memiliki mobilitas tinggi, akan tetapi pembangunan jembatan *fly over* Keramasan yang berada di simpang empat berdekatan dengan pemukiman rumah warga yang menyebabkan kerusakan bangunan akibat penggunaan fondasi tiang pancang yang digunakan pada jembatan tersebut, sehingga diambil alternatif menggunakan fondasi tiang bor pada jembatan *fly over* Keramasan.

Lokasi penelitian pada pembangunan jembatan *fly over* Keramasan yang terletak dipersimpangan Keramasan jalan K.I Merogan, yang menghubungkan akses jalan Bandara Sultan Mahmud Badarudin, Kertapati, Indralaya menuju Jakabaring *sport centre*. Tujuan pembangunan jembatan untuk meningkatkan sistem jaringan jalan dan pelayanan terhadap lalu lintas, serta memperlancar sarana transportasi barang dan jasa.

Struktur jembatan *fly over* Keramasan mempunyai panjang bentang 364 meter dan lebar 15,5 meter yang terdiri atas 6 pilar dan 2 *abutment*. Pembangunan jembatan *fly over* Keramasan digunakan fondasi tiang pancang diameter 1,0 meter sebanyak 21 tiang dengan panjang 18 meter. Perhitungan dilakukan terhadap fondasi tiang bor yang berdiameter 80 cm, 100 cm dan 120 cm dengan panjang masing-masing fondasi 18 m.

Pergantian jenis fondasi yang semula direncanakan menggunakan fondasi tiang pancang menjadi fondasi tiang bor dilakukan dengan alasan sebagai berikut:

1. pemasangan tidak menimbulkan gangguan suara dan getaran yang membahayakan bangunan sekitarnya,
2. kedalaman tiang dapat divariasikan,
3. tanah dapat diperiksa dan dicocokkan dengan data laboratorium,
4. tiang dapat dipasang sampai kedalaman yang dalam dengan diameter besar dan dapat dilakukan pembesaran ujung bawahnya jika tanah dasar berupa lempung atau batu lunak,
5. tidak ada resiko kenaikan muka tanah, dan

6. penulangan tidak dipengaruhi oleh tegangan pada waktu pengangkutan dan pemancangan.

Berdasarkan uraian latar belakang tersebut, judul penelitian ini yang akan diangkat adalah “Re-Desain Struktur Bangunan Bawah Dengan Fondasi Tiang Bor Pada Jembatan *Fly Over* Keramasan Kecamatan Kertapati Sumatera Selatan”.

## 1.2 RUMUSAN MASALAH

Berdasarkan uraian latar belakang di atas, rumusan masalah dalam penelitian Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut.

1. Bagaimana kapasitas dukung kelompok fondasi tiang bor dibawah *abutment* A1 pada jembatan *fly over* Keramasan dengan menggunakan metode *Reese & Wright, Kulhawy, dan Mayerhof* ?
2. Seberapa besar penurunan (*settlement*) fondasi yang terjadi pada tiang bor dibawah *abutment* A1 pada jembatan *fly over* Keramasan ?

## 1.3 TUJUAN PENELITIAN

Adapun tujuan yang ingin dicapai dari penelitian yang akan dilakukan adalah sebagai berikut.

1. Merancang dan menganalisis kapasitas dukung kelompok fondasi tiang bor dibawah *abutment* A1 pada jembatan *fly over* Keramasan dengan menggunakan metode *Reese & Wright, Kulhawy, dan Mayerhof*.
2. Menghitung penurunan (*settlement*) yang terjadi pada tiang grup fondasi tiang bor dibawah *abutment* A1 pada jembatan *fly over* Keramasan.

## 1.4 BATASAN MASALAH

Agar hasil analisis optimal dan kemudahan dalam perencanaan fondasi tiang *bore pile* ini, maka diberikan batasan-batasan sebagai berikut.

1. Lokasi penelitian di jembatan *fly over* Keramasan, Sumatera Selatan.
2. Spesifikasi pembebanan menggunakan RSNI T-02-2005 dan metode *Bridge Management Systems* (BMS-1992) Departemen pekerjaan Umum Direktorat Jendral Bina Marga.
3. Data tanah diperoleh dari data laboratorium UII, berupa SPT (*standart Penetration Test*), CPT (*Cone Penetration Test*), dan karakteristik tanah,

4. Mutu beton pada tiang bor digunakan K-400.
5. Tiang bor digunakan variasi diameter sebesar 80 cm, 100 cm dan 120 cm.
6. Perhitungan kapasitas dukung tiang menggunakan metode statik.
7. Struktur yang direncanakan adalah fondasi pada *abutment* A1.
8. Panjang fondasi disesuaikan dengan perencanaan dilapangan sepanjang 18 m.
9. *Safety factor* digunakan sebesar 3.
10. Penurunan fondasi *bored pile* dengan metode *Vesic* dan metode *Mayerhhoff*.
11. Tidak menghitung analisa harga untuk fondasi tiang bor pada *abutment* jembatan *fly over* Keramasan.

### **1.5 MANFAAT PENELITIAN**

Manfaat dari penelitian ini sebagai berikut.

1. Dapat dijadikan bahan referensi pembaca untuk menganalisis kapasitas dukung fondasi tiang bor.
2. Dapat dijadikan referensi untuk penelitian berikutnya.
3. Dapat memberikan pemahaman mengenai kapasitas dukung fondasi tiang bor.

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

Tinjauan pustaka merupakan kerangka teoritis yang dijadikan landasan pemikiran dan mempertajam konsep yang akan digunakan yang memuat penelitian sebelumnya untuk menghindari duplikasi. Dengan demikian penelitian yang dilakukan ini mempunyai landasan teori yang kuat dan memberikan hasil yang optimal. Bab ini berisi tentang tinjauan umum dan penelitian sebelumnya sebagaimana yang akan diuraikan sebagai berikut ini.

#### **2.1 DIAMETER FONDASI TIANG**

Menurut penelitian yang telah dilakukan Hartanto (2011), semakin besar diameter tiang maka akan semakin besar pula kapasitas dukungnya, hal ini disebabkan oleh perbedaan luas penampang yang berpengaruh terhadap kapasitas dukung ujung. Semakin besar diameter tiang menyebabkan semakin kecil penurunan penurunan ujung tiang, hal ini disebabkan oleh kapasitas dukung ujung tiang yang akan semakin besar, semakin dalam kedalaman tanah (tiang semakin panjang), maka semakin besar pula kapasitas dukungnya. Semakin panjang tiang juga menyebabkan semakin besar penurunan akibat deformasi aksial tiang, hal ini disebabkan kapasitas dukung ujung tiang semakin besar. Formasi tiang berpengaruh terhadap besar kapasitas dukung kelompok tiang, dalam hal ini disebabkan faktor efisiensi kelompok tiang. Semakin lebar formasi tiang maka semakin besar pula penurunan kelompok tiang yang terjadi.

#### **2.2 KELOMPOK TIANG**

Menurut penelitian yang telah dilakukan Saputro (2013), formasi tiang berpengaruh terhadap besar kecilnya daya dukung kelompok tiang. Semakin besar luas kelompok tiang maka daya dukungnya semakin besar. Selain formasi kelompok tiang, besar daya dukung dan penurunan dipengaruhi oleh pemakaian diameter dan jumlah tiang. Semakin besar diameter dan jumlah tiang, maka daya dukung dan penurunan akan semakin besar. Efisiensi tiang semakin kecil bila diameter tiang

semakin besar dan jumlah tiang bertambah. Dengan perubahan formasi menghasilkan efisiensi dengan kecenderungan nilai yang sama.

Menurut penelitian yang telah dilakukan Muhardi (2009), semakin jauh jarak antar tiang pada kelompok tiang pancang maka beban maksimum yang diterima tiap tiang pancang akan semakin besar. Akan tetapi hal tersebut dapat menimbulkan beban tambahan akibat ukuran *pile cap* yang semakin besar. Selain itu semakin besar perbandingan kapasitas dukung kelompok tiang gaya lateral semakin besar.

### **2.3 ANALISIS KAPASITAS DUKUNG FONDASI**

Menurut penelitian yang telah dilakukan Rakit (2007) bahwa semakin besar tiang maka akan semakin besar pula kapasitas dukungnya, hal ini disebabkan oleh perbedaan luas penampang dan luas diameter tiang berpengaruh terhadap kapasitas dukung ujung dan friksi tiang. Sedangkan faktor diameter tiang tidak berpengaruh kepada penurunan, hal ini dipengaruhi oleh tata letak tiangnya sehingga menyebabkan perbedaan lebar fondasi yang dihasilkan. Faktor panjang tiang sangat dipengaruhi oleh besaran nilai N-SPT setiap lapisan tanah. Semakin besar nilai N-SPT pada lapisan tanah, maka semakin besar pula kapasitas dukung friksi tiang yang semakin besar. Sedangkan faktor panjang tiang tidak berpengaruh kepada penurunan. Hal ini dipengaruhi oleh tata letak tiangnya sehingga menyebabkan perbedaan lebar fondasi yang dihasilkan. Formasi tiang berpengaruh terhadap besar kapasitas kelompok tiang dalam hal ini lebih disebabkan faktor efisiensi kelompok tiang. Semakin besar lebar formasi tiang maka akan semakin besar pula penurunan kelompok tiang yang terjadi.

Menurut Utama, 2008 bahwa fondasi tiang bor dengan diameter 0,8 m mempunyai kapasitas dukung kelompok tiang sebesar 179337,413 kN yang mampu memikul beban total sebesar 114943,69 kN, sehingga fondasi aman sedangkan penurunan yang terjadi adalah 0,30117 m. Semakin besar diameter tiang bor maka kapasitas dukung fondasi tiang bor akan semakin besar. Semakin besar diameter tiang bor maka penurunan fondasi tiang bor akan semakin besar.

Menurut Ramadhona, 2007 dari hasil analisis kapasitas dukung tiang tunggal berdasarkan uji N-SPT metode *Reese and Wright* diperoleh kapasitas dukung ujung tiang sebesar 171,02 ton, kapasitas selimut tiang sebesar 331,685 ton, dan kapasitas

dukung ultimit tiang sebesar 487,625 ton. Sedangkan kapasitas dukung kelompok tiang berdasarkan uji N-SPT metode *Reese and Wright* adalah 6534,188 ton. Untuk penurunan yang terjadi pada tiang tunggal pada uji N-SPT berdasarkan metode semi empiris diperoleh nilai sebesar 0,0702 m dan berdasarkan metode empiris sebesar 0,14 m, sedangkan penurunan fondasi kelompok tiang berdasarkan metode Vesic didapat nilai penurunan sebesar 0,222 m.

#### **2.4 PERBEDAAN PENELITIAN**

Berdasarkan uraian diatas, dapat dibuat Tabel 2.1 perbedaan penelitian seperti dibawah ini.

**Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian**

No	Nama	Judul Penelitian	Objek Penelitian	Hasil penelitian
1.	Hartanto (2011)	Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Pada Pelabuhan Danau Panggang Kabupaten Hulu Sungai Utara Kalimantan Selatan	Pada pelabuhan danau panggang dengan menggunakan fondasi tiang pancang dengan diameter 30 cm dan 40 cm	Berat yang dipikul untuk setiap fondasi tiang (P) = 24,51 ton, berdasarkan metode statis untuk data lapangan SPT diperoleh (Qa) = 40,50 ton pada BH-1, (Qa) = 62,51 ton pada BH-2 dan (Qa) = 53,13 ton pada BH-3. Sedangkan berdasarkan CPT diperoleh (Qa) = 37,53 ton pada S-1, (Qa) = 39,24 ton pada S-2 dan (Qa) = 46,92 ton pada S-3
2.	Huda (2015)	Evaluasi Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Pada Struktur Pilar Overpass Sta. 0+736	<i>Bored pile</i> pilar overpass sta. 0+736 jalan akses bawen proyek jalan tol semarang-solo	Kapasitas dukung ultimit dengan diameter 0,6 m sebesar 2424,84 kN, diameter 0,8 m sebesar 3504,663 kN, dan diameter 0,9 m sebesar 4095,489 kN.
3.	Muhardi (2009)	Kapasitas Dukung Tiang Pancang Pada Pilar 11 Jembatan Teluk Masjid	Tiang pancang pada pilar 11 di jembatan teluk masjid Kabupaten Siak Provinsi Riau	Kapasitas dukung fondasi tiang dari cara statis berdasarkan uji propertis tanah didapat $Q_u = 438,22$ ton

**Lanjutan Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian**

4.	Utama (2008)	Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Pada Jembatan Sarjito	Pada salah satu pilar Jembatan Sarjito II	Fondasi tiang bor dengan diameter 0,8 m mempunyai kapasitas dukung kelompok tiang sebesar 179337,413 kN yang mampu memikul beban total sebesar 114943,69 kN, sehingga fondasi aman sedangkan penurunan yang terjadi adalah 0,301 m
5.	Saputro (2013)	Analisis Stabilitas Lereng dan Kapasitas Dukung Fondasi <i>Bored Pile</i> pada Struktur <i>Abutment A2</i> Overpass Deres	<i>Abutment A2</i> pada overpass deres (sta. 21+850) proyek jalan tol Semarang-Solo	Nilai kapasitas tiang tunggal sebesar 1642,265 kN kapasitas kelompok tiang sebesar 9583,59 kN. Untuk penurunan tiang secara teoritis diperoleh penurunan tiang tunggal sebesar 9,1 cm dan kelompok tiang sebesar 16 cm.
6.	Ramayanti (2017)	Re-desain Struktur Bangunan Bawah Dengan Fondasi Tiang Bor Pada Jembatan <i>Fly Over</i> Keramasan Kecamatan Kertapti Sumatera Selatan	<i>Bored pile abutment A1</i> pada jembatan <i>fly over</i> keramasan kertapati sumatera selatan	Analisis ada pada penelitian ini

## **BAB III**

### **LANDASAN TEORI**

#### **3.1 TANAH**

Tanah adalah butiran harus berasal dari bebatuan yang telah mengalami pelapukan oleh gaya-gaya alam secara kimiawi maupun fisik. Butiran tersebut merupakan agregat mineral-mineral padat yang ikatan antar butirannya relatif lemah, dimana ruang diantara partikel tersebut merupakan pori berisi udara atau air (Das, 1991).

Dalam bidang geoteknik ukuran butir tanah diklasifikasikan dengan istilah kerikil, pasir, lempung, lanau atau lumpur. Menurut Bowles (1991) tanah dapat diklasifikasikan secara umum sebagai tanah kohesif atau tidak kohesif dan tanah berbutir kasar atau berbutir halus.

Das, (1991) mengatakan sistem klasifikasi tanah adalah suatu sistem pengaturan beberapa jenis tanah yang berbeda-beda tapi mempunyai sifat serupa kedalam kelompok-kelompok dan subkelompok-subkelompok berdasarkan pemakaiannya. Sistem klasifikasi memberikan suatu bahasa yang mudah untuk menjelaskan secara singkat sifat-sifat umum tanah yang sangat bervariasi tanpa penjelasan yang terperinci. Sebagian besar sistem klasifikasi tanah yang telah dikembangkan untuk tujuan rekayasa didasarkan pada sifat-sifat indeks tanah yang sederhana seperti distribusi ukuran butiran dan plastisitas. Walaupun saat ini terdapat sistem klasifikasi tanah, tetapi tidak ada satupun dari sistem-sistem tersebut yang memberikan penjelasan yang tegas mengenai segala kemungkinan pemakaiannya. Hal ini disebabkan karena sifat-sifat tanah yang sangat bervariasi.

#### **3.2 PEMBEBANAN RENCANA**

Dalam tugas akhir ini peraturan pembebanan jalan raya yang nantinya akan membebani fondasi mengacu pada RSNI T-02-2005 dan BMS (1992). Di dalam spesifikasi peraturan pembebanan dijelaskan bahwa pembebanan yang bekerja adalah sebagai berikut.

### 3.2.1 Berat Sendiri

Berat sendiri adalah berat bahan dari bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non struktural yang dipikulnya dan bersifat tetap. Berat dihitung berdasarkan berat satuan seperti Tabel 3.1.

**Tabel 3.1 Berat Volume untuk Menghitung Berat Sendiri**

No.	Bahan	Berat/Satuan Isi (kN/m <sup>3</sup> )	Kerapatan Masa (kg/m <sup>3</sup> )
1	Campuran aluminium	26.7	2720
2	Lapisan permukaan beraspal	22.0	2240
3	Besi tuang	71.0	7200
4	Timbunan tanah dipadatkan	17.2	1760
5	Kerikil dipadatkan	18.8-22.7	1920-2320
6	Aspal beton	22.0	2240
7	Beton ringan	12.25-19.6	1250-2000
8	Beton	22.0-25.0	2240-2560
9	Beton prategang	25.0-26.0	2560-2640
10	Beton bertulang	23.5-25.5	2400-2600
11	Timbal	111	11 400
12	Lempung lepas	12.5	1280
13	Batu pasangan	23.5	2400
14	Neoprin	11.3	1150
15	Pasir kering	15.7-17.2	1600-1760
16	Pasir basah	18.0-18.8	1840-1920
17	Lumpur lunak	17.2	1760
18	Baja	77.0	7850
19	Kayu (ringan)	7.8	800
20	Kayu (keras)	11.0	1120
21	Air murni	9.8	1000
22	Air garam	10.0	1025
23	Besi tempa	75.5	7680

Sumber : RSNI T-02-2005

### 3.2.2 Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang merupakan elemen non struktural dan merupakan beban pada jembatan. Ada kemungkinan besarnya berubah sejalan dengan umur jembatan, yang termasuk beban mati tambahan adalah:

1. pelapisan aspal, dan
2. sarana umum (lampu jalan, pipa air, dll).

### 3.2.3 Tekanan Tanah

Tekanan tanah lateral mempunyai hubungan yang tidak linier dengan sifat-sifat bahan tanah (lihat Gambar 3.1). tekanan tanah lateral daya layan dihitung berdasarkan harga nominal dari  $\gamma_s$ ,  $c$ , dan  $\varphi$ . Seperti pada Persamaan 3.1 dan 3.2.

$$K_a = \tan^2 (45 - \varphi/2) \quad (3.1)$$

$$K_p = \tan^2 (45 + \varphi/2) \quad (3.2)$$

Keterangan :

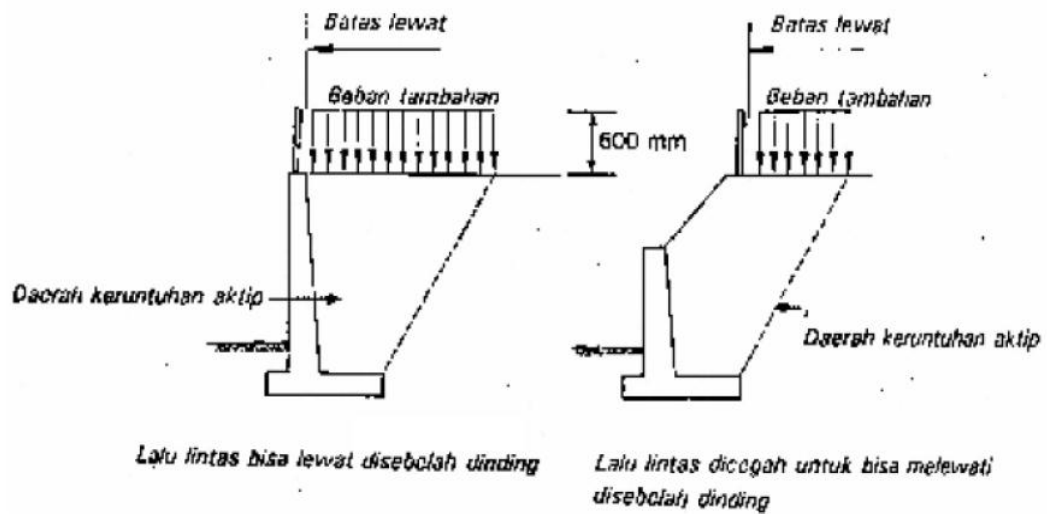
$K_a$  = koefisien tekanan tanah aktif,

$K_p$  = koefisien tekanan tanah pasif,

$\gamma_s$  = berat volume tanah ( $\text{kN}/\text{m}^3$ ),

$c$  = kohesi ( $\text{kN}/\text{m}^2$ ), dan

$\varphi$  = sudut gesek dalam ( $^\circ$ ).



**Gambar 3.1 Tekanan Tanah**

(Sumber : RSNI T-02-2005)

Pada bagian tanah di belakang dinding penahan harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0,6 m yang berupa beban merata pada bagian tersebut. Seperti pada Persamaan 3.3.

$$\text{Beban merata } q = 0,6 \cdot \gamma_s \quad (3.3)$$

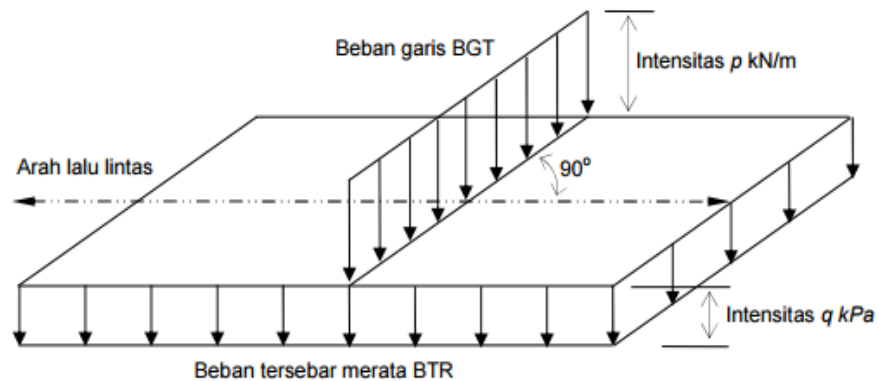
### 3.2.4 Aksi Sementara

#### 1. Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri dari beban “D” dan bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Jumlah total beban lajur “D” yang bekerja tergantung pada jalur kendaraan itu sendiri.

##### a. Beban Lajur “D”

Beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi rata *Uniform Distributed Load* (UDL) yang digabung dengan bebam garis *Knife Edge Load* (KEL) seperti terlihat pada Gambar 3.2.



**Gambar 3.2 Distribusi Beban D**

(Sumber : RSNI T-02, 2005)

Beban-beban terbagi merata UDL yang mempunyai intensitas  $q$  yang besarnya tergantung pada panjang total jembatan ( $L$ ) yang dibebani seperti pada Persamaan 3.4 dan 3.5.

$$q = 8,0 \quad ; \text{ untuk } L \leq 30 \text{ m} \quad (3.4)$$

$$q = 8,0 (0,5 + 15/L) \quad ; \text{ untuk } L \geq 30 \text{ m} \quad (3.5)$$

satu *Knife Edge Load* (KEL) dengan intensitas  $p$  (kN/m) harus ditempatkan tegak lurus dari arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas  $p$  adalah 44 kN/m. Penyebaran beban “D” pada daerah melintang menimbulkan beban maksimum, penyusunan komponen-komponen UDL dan KEL dari beban “D” pada arah melintang harus sama. Bila lebar jalur kendaraan jembatan kurang atau sama dengan 5,5 m, maka beban “D” harus ditempatkan pada seluruh jalur dengan intensitas 100 %. Apabila lebar jalur lebih besar dari 5,5 m, beban “D” harus ditempatkan pada dua jalur lalu lintas rencana yang berdekatan, dengan intensitas 100 %, kemudian beban “D” tambahan harus ditempatkan pada seluruh lebar sisa dari jalur dengan intensitas sebesar 50 %.

Faktor beban dinamis (*Dinamic Load Factor*) merupakan interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan. Besarnya DLA tergantung kepada frekuensi dasar dari suspense kendaraan. Untuk perencanaan DLA (*Dinamic Load Factor*) dinyatakan sebagai beban statis

ekivalen. Faktor beban dinamis untuk KEL diambil seperti Persamaan 3.6 hingga 3.8.

$$DLA = 0,4 \quad ; \text{ untuk } L \leq 50 \text{ m} \quad (3.6)$$

$$DLA = 0,4 - 0,0025 (L - 50) \quad ; \text{ untuk } L \leq 50 \text{ m} \quad (3.7)$$

$$DLA = 0,3 \quad ; \text{ untuk } L \leq 50 \text{ m} \quad (3.8)$$

## 2. Beban Rem

Pengaruh percepatan dan pengereman dari lalu lintas harus diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem dapat dihitung dengan Persamaan 3.9 hingga 3.11.

$$\text{Gaya rem, } T_{TB} = 250 \text{ kN} \quad ; \text{ untuk } L_t \leq 80 \text{ m} \quad (3.9)$$

$$\text{Gaya rem, } T_{TB} = 250 + 2,5 (L_t - 80) \text{ kN}; \text{ untuk } 80 < L_t < 100 \text{ m} \quad (3.10)$$

$$\text{Gaya rem, } T_{TB} = 500 \text{ kN} \quad ; \text{ untuk } L_t \geq 100 \text{ m} \quad (3.11)$$

$L_t$  = panjang jembatan (m).

## 3. Beban Pejalan Kaki

Trotoar pada jembatan direncanakan mampu memikul beban hidup merata (q), yang nilainya dapat dicari dengan Persamaan 3.12 hingga 3.14.

$$q = 5 \text{ kPa} \quad ; \text{ untuk } A \leq 10 \text{ m}^2 \quad (3.12)$$

$$q = 5 - 0,033 (A - 10) \text{ kPa} \quad ; \text{ untuk } 10 \text{ m}^2 < A < 100 \text{ m}^2 \quad (3.13)$$

$$q = 2 \text{ kPa} \quad ; \text{ untuk } A \leq 100 \text{ m}^2 \quad (3.14)$$

### 3.2.5 Aksi Lingkungan

#### 1. Beban Angin

Gaya nominal ultimit dan gaya layan jembatan akibat angin tergantung dari kecepatan angin rencana seperti pada Persamaan 3.15.

$$T_{ew} = 0,0006 \cdot C_w \cdot (V_w)^2 \cdot A_b \quad (3.15)$$

Keterangan :

$T_{ew}$  = beban angin (kN),

$V_w$  = kecepatan angin rencana (lihat Tabel 3.2) (m/det),

$C_w$  = koefisien seret (lihat Tabel 3.3), dan

$A_b$  = luas bagian samping jembatan ( $m^2$ ).

Beban garis merata tambahan arah horizontal pada permukaan lantai akibat angin yang meniup kendaraan di atas dihitung dengan Persamaan 3.16.

$$T_{EW} = 0,0012 \cdot C_w \cdot (V_w)^2 \quad (3.16)$$

**Tabel 3.2 Koefisien Seret ( $C_w$ )**

Struktur Atas Masif	$C_w$	Keterangan
$b/d = 1,0$	2,10	b = lebar total jembatan dihitung dari sisi sandaran. d = tinggi struktur atas
$b/d = 2,0$	1,50	
$b/d \geq 6,0$	1,25	
Struktur Atas Rangka	1,2	

Sumber : BMS (1992)

**Tabel 3.3 Kecepatan Angin Rencana ( $V_w$ )**

Keadaan batas	Lokasi	
	s/d 5 km dari pantai	>5 km dari pantai
Daya layan	30 m/det	25 m/det
Ultimit	35 m/det	30 m/det

Sumber : BMS (1992)

## 2. Beban Gempa

Pengaruh gempa bumi pada jembatan dihitung senilai dengan pengaruh suatu gaya horizontal pada konstruksi akibat beban mati konstruksi yang ditinjau.

Beban gempa dapat dihitung dengan Persamaan 3.17.

$$T_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_t \quad (3.17)$$

$$K_h = C \cdot S \quad (3.18)$$

Keterangan :

$T_{EQ}$  = gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau (kN),

$K_h$  = koefisien beban gempa,

$I$  = faktor kepentingan bangunan (lihat Tabel 3.4),

$W_t$  = berat total bangunan (kN),

$C$  = koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar, dan kondisi tanah (lihat Tabel 3.5),

$S$  = faktor tipe struktur.

**Tabel 3.4 Faktor Kepentingan Bangunan**

1. Jembatan memuat lebih dari 2000 kendaraan/hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri dan jembatan dimana tidak ada rute alternatif.	1,2
2. Seluruh jembatan permanen lainnya dimana rute alternatif tersedia, tidak termasuk jembatan yang direncanakan untuk pembebanan lalu lintas yang dikurangi	1,0
3. Jembatan sementara (missal Bailey) dan jembatan yang direncanakan untuk pembebanan lalu lintas yang dikurangi sesuai dengan pasal 6.5.	0,8

Sumber : RSNI T-02-2005

**Tabel 3.5 Koefisien Geser Dasar**

Daerah Gempa (1)	Koefisien Geser Dasar C		
	(2)	(3)	(4)
1	0,20	0,23	0,23
2	0,17	0,21	0,21
3	0,14	0,18	0,18
4	0,10	0,15	0,15
5	0,07	0,12	0,12
6	0,06	0,06	0,07

Catatan (1) Daerah gempa bias dilihat dalam gambar 14..  
 Catatan (2) Definisi dari teguh, sedang dan lunak dari tanah di bawah permukaan diberikan dalam Tabel 30.

Sumber : RSNI T-02-2005

Waktu getar struktur dihitung dengan Persamaan 3.19.

$$T = 2 \cdot \Pi \sqrt{\frac{W_t}{g \cdot K_p}} \quad (3.19)$$

$$K_p = 3 \cdot E_c \cdot \frac{I_c}{h^3} \quad (3.20)$$

$$W_t = (P_{MS} + \frac{1}{2} P_{MA}) \quad (3.21)$$

Keterangan :

T = waktu getar (detik),

$W_t$  = berat sendiri struktur atas dan beban mati tambahan (kN),

$P_{MS}$  = berat sendiri (kN),

$P_{MA}$  = beban mati tambahan (kN),

g = percepatan gravitasi (9,81 m/det<sup>2</sup>),

$K_p$  = kekuatan struktur (kN/m),

$E_c$  = modulus elastis beton (kPa),

$I_c$  = momen inersia (m<sup>4</sup>), dan

H = tinggi struktur (m).

Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis berupa beton bertulang dan struktur berperilaku elastis, maka nilai faktor tipe struktur dihitung dengan Persamaan 3.22.

$$S = 3,0 \quad (3.22)$$

Jika struktur dapat berperilaku daktail dan mengalami simpangan yang cukup besar, maka nilai faktor tipe struktur dihitung dengan Persamaan 3.23.

$$S = 1,3 \cdot F \leq 1,0 \quad (3.23)$$

$$F = 1,25 - 0,025 \cdot n \quad (3.24)$$

n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral.

### 3. Gesekan pada Perletakan

Gaya akibat gesekan pada perletakan dihitung berdasarkan beban tetap dikalikan dengan koefisien untuk perletakan yang bersangkutan. Gaya akibat perletakan dapat dihitung dengan Persamaan 3.25.

$$T_{FB} = \mu \cdot (P_{MS} + P_{MA}) \quad (3.25)$$

Keterangan :

$T_{FB}$  = gaya akibat perletakan (kN),

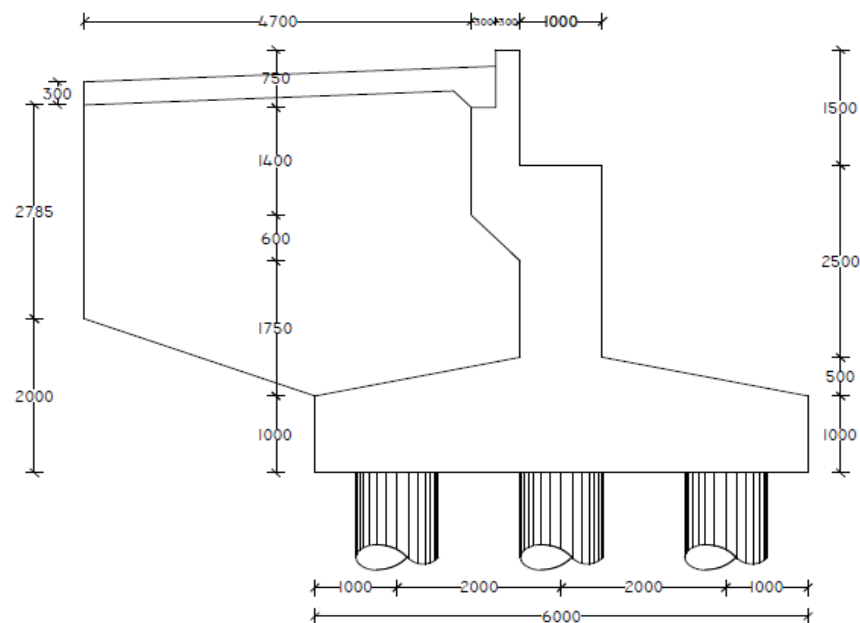
$P_{MS}$  = aksi tetap berat sendiri (kN),

$P_{MA}$  = aksi tetap beban mati tambahan (kN), dan

$\mu$  = koefisien gesek (diambil sebesar 0,18).

### 3.3 ABUTMENT

*Abutment* merupakan struktur bawah jembatan, fungsinya adalah untuk menerima beban-beban yang diberikan bangunan atas dan kemudian menyalurkan kefondasi. *Abutment* terletak pada kedua ujung jembatan dan berbatasan langsung dengan tanah sehingga *abutment* merupakan suatu peralihan dari jembatan kepada beban lintasan dari tanah dan biasanya menutupi badan lintasan tegak lurus. Detail *abutment* A1 pada jembatan *fly over* Keramasan seperti pada Gambar 3.3.



**Gambar 3.3 Abutment A1 Jembatan Fly Over Keramasan**

(Sumber : PT. Anugerah Kridapradana)

### 3.4 TEORI KAPASITAS DUKUNG BORED PILE

Secara umum fondasi tiang merupakan elemen struktur yang berfungsi meneruskan beban pada tanah, baik beban vertikal maupun beban horizontal (Raharjo, 1992). Perancangan yang seksama diperlukan agar beban fondasi tidak

mengakibatkan timbulnya tekanan yang berlebihan dapat mengakibatkan penurunan yang sangat besar dan dapat pula mengakibatkan keruntuhan.

Kapasitas dukung tanah menyatakan tahanan geser tanah untuk melawan penurunan akibat pembebanan, yaitu tahanan geser yang dapat dikerahkan oleh tanah di sepanjang bidang-bidang gesernya.

Tanah mempunyai kemampuan meningkatkan kepadatan dan kekuatan gesernya bila mendapat tekanan. Jika beban yang bekerja pada tanah fondasi telah mempunyai daya dukung atasnya, tegangan geser yang ditimbulkan akan melampaui ketahanan geser tanah, yang mengakibatkan geser tanah.

Kapasitas tiang (*pile capacity*) adalah kapasitas tiang dalam mendukung beban (Hardiyatmo, 2010). Kapasitas dukung tiang dapat dihitung dengan cara pendekatan statis dan dinamis. Kapasitas dukung tiang secara statis dapat dilakukan berdasarkan sifat-sifat teknis tanah. Untuk kapasitas dukung tiang dinamis dihitung dengan menganalisis kapasitas ultimit dengan data yang diperoleh dari data pemancangan tiang.

Variasi kondisi tanah dan pengaruh tipe cara pelaksanaan pemancangan dapat menimbulkan perbedaan yang besar pada beban ultimit tiang dalam satu lokasi bangunan. Demikian pula dengan pengaruh-pengaruh lainnya seperti tiang yang dicor di tempat dan tiang yang dicetak di luar (*precast*), tiang berdinding rata atau bergelombang, tiang terbuat dari baja atau beton, tiang yang dipasang dengan cara dipancang atau dengan cara dibor, sangat berpengaruh terhadap faktor gesekan antara dinding tiang dengan tanah, yang dengan demikian akan berpengaruh pada kapasitas dukung tiang.

Kapasitas tiang yang akan dipakai dalam perancangan fondasi, yang diperoleh dari pengujian tiang, harus memenuhi 2 syarat, yaitu :

1. faktor aman terhadap keruntuhan ultimit (beban yang mengakibatkan keruntuhan tiang) harus tidak kurang dari 2 atau,
2. beban harus tidak mengakibatkan penurunan yang berlebihan. Untuk fondasi bangunan gedung, sering penurunan dibatasi hingga 0,01 in/ton dari beban uji rencana (Hardiyatmo, 2010).

### 3.4.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Data Uji *Sand Penetration Test* (SPT)

#### 3.4.1.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode *Reese & Wright* (1997)

Paulus (2016) menyatakan kapasitas daya dukung ultimit metode *Reese & Wright* (1997) ditentukan dengan persamaan 3.26.

$$Q_u = Q_p + Q_s = q_p \cdot A_p + f \cdot L \cdot P \quad (3.26)$$

Keterangan :

- $Q_u$  = kapasitas daya dukung aksial ultimit tiang (kN),
- $Q_p$  = kapasitas tahanan di ujung tiang (kN),
- $Q_s$  = kapasitas tahanan kulit,
- $q_p$  = tahanan ujung tiang persatuan luas ( $\text{kN/m}^2$ ),
- $A_p$  = luas di ujung tiang ( $\text{m}^2$ ),
- $f$  = gesekan selimut tiang persatuan luas,
- $L$  = panjang tiang (m), dan
- $P$  = keliling penampang tiang (m).

Pada tanah kohesif besarnya tahanan ujung persatuan luas ( $q_p$ ) dapat diambil sebesar 9 kali kuat geser tanah ( $C_u$ ).

Gesekan selimut tiang per satuan luas ( $f$ ) dipengaruhi oleh jenis tanah dan parameter geser tanah. Untuk tanah kohesif gesekan selimut tiang persatuan luas diperoleh dari Persamaan 3.27.

$$f = \alpha \cdot C_u \quad (3.27)$$

dengan :

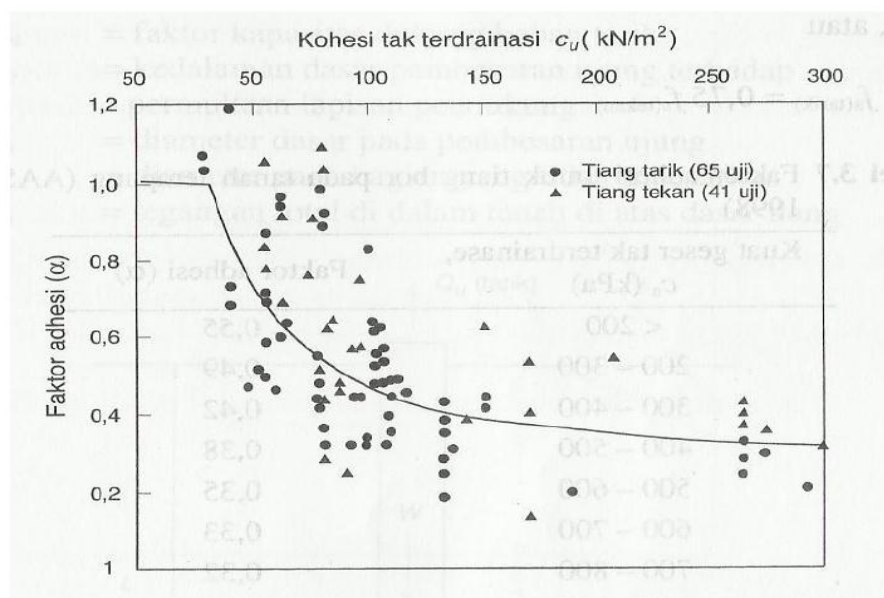
- $f$  = gesekan selimut tiang per satuan luas,
- $\alpha$  = faktor adhesi (diambil sebesar 0,55), dan
- $C_u$  = kohesi tanah (kPa).

Nilai  $C_u$  diperoleh dari uji triaksial-UU.

Jika di dalam tanah ditemukan lapisan lempung retak-retak yang kaku dengan kandungan lanau tinggi, pengambilan contoh tanah menjadi sulit. Untuk uji ini

penetrasi statis, seperti sondir dan SPT dapat dilakukan. Hitungan kapasitas dukung tiang dengan menggunakan data SPT atau sondir merupakan pendekatan empiris yang umumnya cukup baik digunakan sebagai pendekatan awal. Hubungan  $C_u$  dan  $\alpha$  untuk tiang bor dapat dilihat pada Gambar 3.4. Beberapa hubungan N-SPT dengan kohesi tak terdrainase ( $C_u$ ) ditunjukkan dalam Tabel 3.6.

Faktor adhesi untuk tiang bor pada tanah lempung yang disarankan oleh AASHTO (1998), ditunjukkan dalam Tabel 3.7.



**Gambar 3.4 Hubungan  $C_u$  dan  $\alpha$  untuk Tiang Bor**

(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

**Tabel 3.6 Hubungan Secara Pendekatan  $C_u$  dengan N-SPT untuk Lempung (AASHTO, 1998)**

Nilai pendekatan $C_u$ (kPa)	Peneliti
$C_u = 12,5 \text{ N}$	Sanglerat, (1972)
$C_u = 7 \text{ N}$	Reese et al, (1976)
$C_u = 4 - 6 \text{ N}$	Stroud dan Butler, (1975)
$C_u = 6 \text{ N}$	Kulhawy dan Mayne

Sumber : Hardiyatmo (2010)

**Tabel 3.7 Faktor Adhesi untuk Tiang Bor pada Tanah Lempung  
(AASHTO, 1998)**

Kuat geser tak terdrainase $C_u$ (kPa)	Faktor Adhesi ( $\alpha$ )
< 200	0,55
200 – 300	0,49
300 – 400	0,42
400 – 500	0,38
500 – 600	0,35
600 – 700	0,33
700 – 800	0,32
800 – 900	0,31
>900	Dihitung sebagai batu

Sumber : Hardiyatmo (2010)

#### 3.4.1.2 Kapasita Dukung Tiang Tunggal Metode *Mayerhoff* (1976)

Menurut cara *Mayerhoff* (1976), menentukan kapasitas dukung ujung tiang tergantung jenis tanah. Berikut ini rumus yang dipakai untuk menghitung kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ ) menurut jenis tanah yaitu :

##### 1. Tanah Pasir

Kapasitas dukung ujung tiang pada tanah pasir dapat ditentukan sebagai berikut :

$$Q_p = A_p \cdot q_p \quad (3.28)$$

$$q_p = c \cdot N_c' + q \cdot N_q' \quad (3.29)$$

Pada tanah pasir nilai  $c = 0$

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot 5 \cdot \text{tg}\phi \cdot N_q' \quad (3.30)$$

Dengan :

$Q_p$  = kapasitas dukung ujung tiang (ton),

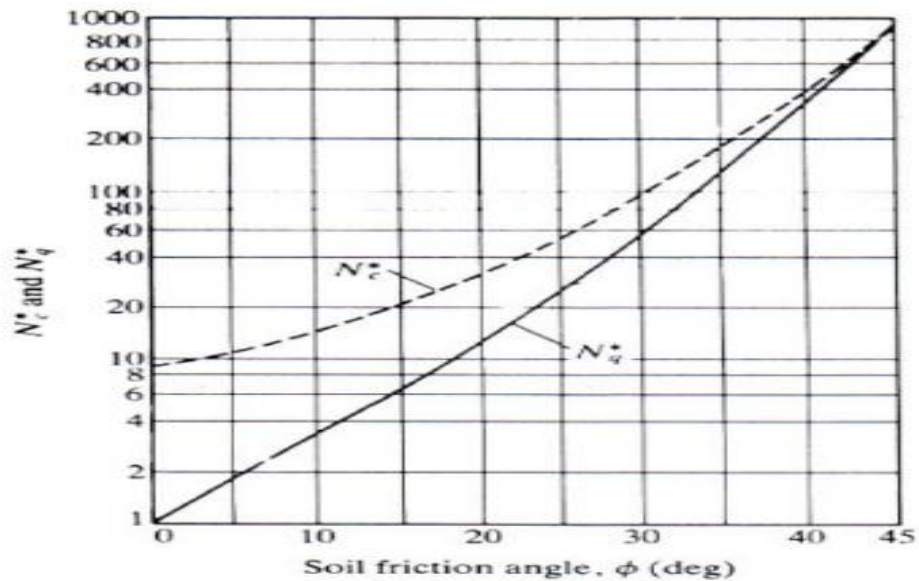
$A_p$  = luas penampang ujung tiang ( $\text{m}^2$ ),

$q_p$  = kapasitas dukung batas/unit tahanan ujung ( $\text{ton}/\text{m}^2$ ),

$\phi$  = sudut gesek dalam tanah, dan

$N_q'$  = faktor kapasitas dukung.

Nilai  $N_q'$  dan  $N_c'$  didapat dari gambar 3.5 berikut.



**Gambar 3.5 Faktor Kapasitas Dukung (Mayerhoff, 1976)**

(Sumber : Bowles Joseph E.)

## 2. Tanah Lempung

Kapasitas dukung ujung tiang pada tanah lempung dapat ditentukan pada Persamaan 3.32 dan 3.32 seperti berikut.

$$Q_p = A_p \cdot q_p \quad (3.31)$$

$$q_p = c \cdot N_c' + q \cdot N_q' \quad (3.32)$$

pada tanah lempung nilai  $\phi = 0$ , maka  $q \cdot N_q' = 0$

sedangkan dengan nilai  $N_c' = 9$  (Poulos dan Davis 1963)

maka kapasitas dukung ujung tiang ditentukan pada Persamaan 3.34.

$$Q_p = A_p \cdot c_u \cdot 9 \quad (3.33)$$

Dengan :

$Q_p$  = kapasitas dukung ujung tiang (ton),

$c_u$  = *undrained cohesion* (kPa), dan

$N_c'$  = faktor kapasitas dukung tanah lempung.

Berdasarkan data N-SPT digunakan kapasitas dukung ujung tiang  $Q_p$  dapat pada persamaan 3.34.

$$Q_p = A_p \cdot q_p \quad (3.34)$$

$$q_p = 40N \text{ (LB/D)} \leq 400N \quad \text{satuan kN} \quad (3.35)$$

$$q_p = 800N \text{ (LB/D)} \leq 800N \quad \text{satuan Lbs} \quad (3.36)$$

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot 40N \text{ (LB/D)} \leq A_p \cdot 400 N \quad (3.37)$$

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot 40N \text{ (LB/D)} \leq A_p \cdot 80000N \quad (3.38)$$

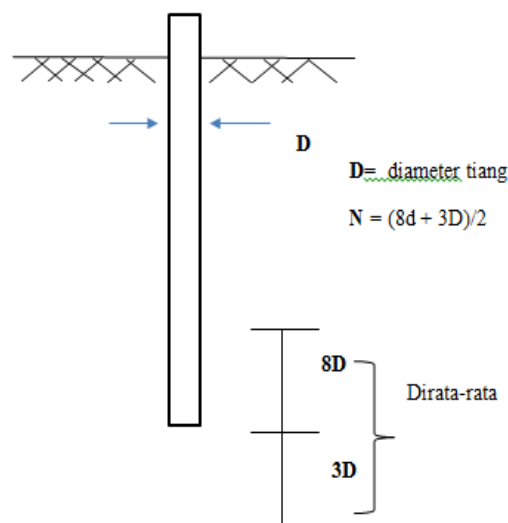
Dengan :

LB = Selesih tebal lapisan tanah daerah 8D dan 3D dengan lapisan tanah dibawahnya.

D = Diameter tiang bor

N = Nilai rata-rata

Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ ) dihitung berdasarkan uji SPT, nilai rata-rata N-SPT pada kedalaman 8D dan 3D dapat dilihat pada Gambar 3.6.



**Gambar 3.6 Penentuan Nilai N (Jumlah Pukulan)**

(Sumber : Purwanto 2010)

Kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ ) dihitung dengan menggunakan rumus berikut ini (Das. 1991).

$$Q_s = \sum A_s \cdot f_s \quad (3.39)$$

$$A_s = p \cdot \Delta L \quad (3.40)$$

Dengan :

- $Q_s$  = daya dukung ultimit selimut tiang (ton),  
 $f_s = q_s$  = gesekan selimut tiang persatuan luas ( $t/m^2$ ),  
 $\Delta L$  = panjang tiang (m),  
 $P$  = keliling penampang tiang (m), dan  
 $\sum p \cdot \Delta L = A_s =$  luas selimut tiang ( $m^2$ ).

#### 3.4.1.3 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode *Kulhawy*

*Kulhawy* menyatakan bahwa faktor adhesi pada tanah kohesif tergantung pada besarnya kuat geser tanah. Rumus untuk menghitung daya dukung selimut dapat dilihat pada Persamaan 3.41.

$$f = \alpha \cdot C_u \quad (3.41)$$

dimana:

- $\alpha$  = faktor koreksi, dan  
 $C_u$  = kohesi tanah ( $ton/m^2$ ).

Bila tiang bor pada tanah berlapis maka formula tersebut dapat dimodifikasi seperti Persamaan 3.42.

$$Q_s = \sum_{i=1}^n f_i \cdot l_i \cdot p \quad (3.42)$$

Dimana:

- $Q_s$  = daya dukung ultimit selimut,  
 $f_i$  = gesekan selimut tiang persatuan luas pada lapisan ke-1 ( $ton/m^2$ ),  
 $l_i$  = panjang segmen tiang pada lapisan ke-I (m), dan  
 $P$  = keliling penampang tiang (m).

#### 3.4.1.4 Kapasitas Dukung Ijin Tiang ( $Q_a$ )

Kapasitas dukung ijin fondasi tiang untuk beban aksial,  $Q_a$  atau  $Q_{all}$  diperoleh dengan membagi daya dukung ultimit,  $Q_u$  atau  $Q_{ult}$ , dengan suatu faktor keamanan

(SF) baik secara keseluruhan maupun secara terpisah dengan menerapkan faktor keamanan pada daya dukung selimut tiang dan pada tahanan ujungnya.

Kapasitas dukung ijin tiang dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.43.

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.43)$$

Keterangan :

- $Q_a$  = kapasitas dukung ijin tiang (kN),  
 $Q_u$  = kapasitas dukung ultimit tiang (kN), dan  
 $SF$  = faktor keamanan.

### 3.4.2 Kapasitas Daya Dukung Kelompok Tiang

Untuk menghitung nilai kapasitas dukung kelompok tiang, ada beberapa hal yang harus diperhatikan terlebih dahulu, yaitu jumlah tiang dalam satu kelompok, jarak tiang dan efisiensi kelompok tiang.

Kapasitas dukung kelompok tiang pada tanah pasir merupakan jumlah komulatif kapasitas dukung ijin tiang (*bearing capacity*) dan gesekan antar tiang dan tanah (*friction*) dari tiang tunggal dikalikan dengan jumlah tiang dan dikalikan dengan efisiensi kelompok tiang. Kapasitas dukung kelompok tiang dapat dihitung sebagai berikut :

#### 1. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pada Tanah Pasir

Pada tanah pasir rumus yang digunakan untuk tiang pancang maupun tiang bor adalah sama. Kapasitas dukung ultimit dapat dilihat pada Persamaan 3.44.

$$Q_{ult} = n \cdot (Q_p + Q_s) \cdot E_f \quad (3.44)$$

Dengan :

- $Q_{ult}$  = kapasitas dukung ultimit tiang kelompok (kN),  
 $n$  = jumlah tiang dalam kelompok,  
 $Q_p$  = kapasitas ujung pertiang (kN),  
 $Q_s$  = kapasitas selimut pertiang (kN), dan  
 $E_f$  = efisiensi kelompok tiang.

## 2. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pada Tanah Lempung

Pada tanah lempung rumus kapasitas dukung tiang kelompok untuk tiang pancang sama dengan tiang bor. Kapasitas dukung kelompok tiang pada tanah lempung dihitung dengan menggunakan rumus berikut, (Sumber : Das.Braja.M).

- a. Menentukan jumlah total kapasitas kelompok tiang dengan Persamaan 3.45.

$$\begin{aligned}\sum Q_u &= m \cdot n \cdot (Q_p + Q_s) \\ &= m \cdot n \cdot (9 \cdot A_p \cdot C_u + \sum p \cdot \Delta L \cdot \alpha \cdot C_u)\end{aligned}\quad (3.45)$$

- b. Menghitung kapasitas dukung ultimit blok berukuran ( $L_g$ ,  $B_g$ ,  $L_d$ ) dengan Persamaan 3.46.

$$\sum Q_u = L_g \cdot B_g \cdot N_c \cdot C_u + \sum 2 \cdot (L_g + B_g) \cdot C_u \cdot \Delta L \quad (3.46)$$

dengan :

$L_g$  = panjang blok,

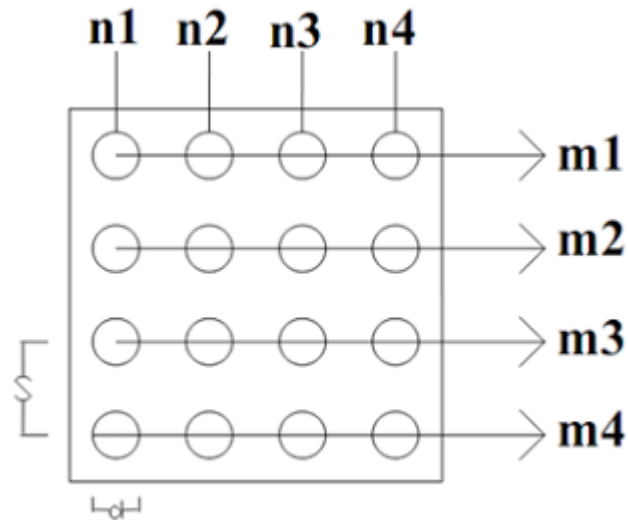
$B_g$  = lebar Blok,

$L_d$  = tinggi blok, dan

$\Delta L$  = panjang segmen tiang.

- c. Efisiensi Kelompok Tiang

Formasi tiang sangat menentukan besar kecilnya daya dukung tiang kelompok. Demikian pula efisiensi tiang kelompok juga dipengaruhi oleh bentuk formasi tiang itu sendiri. Efisiensi kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 3.7.



**Gambar 3.7 Efisiensi Kelompok Tiang**

(Sumber : *Converse-Labarre Equation*)

Efisiensi kelompok tiang didapatkan dengan *Converse-Labarre Equation* pada Persamaan 3.47.

$$E_g = 1 - \frac{\theta}{90} \left\{ \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{m \cdot n} \right\} \quad (3.47)$$

Keterangan :

- $E_g$  = efisiensi kelompok tiang,
- $\theta$  = arc tg  $d/s$ , dalam derajat,
- $m$  = jumlah baris tiang,
- $n$  = jumlah tiang dalam satu baris,
- $d$  = diameter tiang (m), dan
- $s$  = jarak antar as tiang (m).

pada tiang bor dimana tahanan gesek dominan dengan jarak  $S = 3D$ , nilai efisiensi berkisar antara 0,67 hingga 0,75 tetapi pada tiang bor jenis tahanan ujung nilai efisiensi dapat dianggap sebesar 1,0 (Raharjo, 2005).

### 3.4.3 Distribusi Pembebanan Pada Fondasi Kelompok tiang

Setiap tiang yang ada pada suatu fondasi kelompok menerima beban kerja dari struktur yang ada di atasnya. Tiang-tiang penyusunan fondasi kelompok tiang inilah yang menyalurkan dan meneruskan beban kerja yang diterima ke tanah dasar.

#### 3.4.3.1 Beban Vertikal Sentris

Distribusi beban vertikal kepada setiap fondasi tiang dapat dilihat pada Persamaan 3.48.

$$P = \frac{V}{n} \quad (3.48)$$

Keterangan :

P = beban yang diterima *pile cap* (kN),

V = beban total (kN), dan

n = jumlah tiang.

#### 3.4.3.2 beban Vertikal dan Momen

distribusi beban vertikal sentris kepada setiap fondasi tiang adalah seperti pada Persamaan 3.49.

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{My \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{Mx \cdot y}{\sum y^2} \quad (3.49)$$

Keterangan :

Mx, My = momen disekitar sumbu x dan y (kNm),

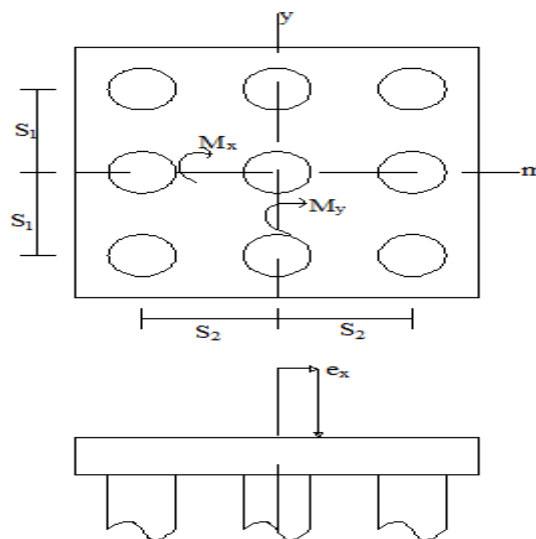
x, y = jarak dari sumbu y dan x ke setiap tiang (m),

$\sum x^2, \sum y^2$  = jumlah kuadrat jarak tiang ke pusat berat kelompok tiang (m<sup>2</sup>),

V = jumlah beban vertikal (kN),

n = jumlah tiang kelompok, dan

p = beban aksial tiang (kN).



**Gambar 3.8 Kelompok Tiang Dibebani Dengan Beban Vertikal dan Momen Di Kedua Arah Sumbunya**  
(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

### 3.4.4 Penurunan Fondasi Tiang

Penurunan pada struktur fondasi, termasuk juga pada fondasi tiang, haruslah diperhitungkan agar tidak terjadi penurunan berlebih yang dapat menyebabkan kegagalan struktur bangunan secara keseluruhan.

#### 3.4.4.1 Penurunan Fondasi Tiang Tunggal

Perhitungan penurunan fondasi tiang tunggal dapat diselesaikan dengan menggunakan metode semi empiris dan metode empiris.

##### 1. Metode Semi Empiris

Penurunan fondasi tunggal dengan metode semi empiris dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.50.

$$S = S_s + S_p + S_{ps} \quad (3.50)$$

Keterangan :

- $S$  = penurunan total (m),
- $S_s$  = penurunan akibat deformasi aksial tiang (m),
- $S_p$  = penurunan akibat beban pada ujung tiang (m), dan
- $S_{ps}$  = penurunan akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang (m).

a. Penurunan akibat deformasi aksial

Penurunan akibat deformasi aksial dihitung dengan menggunakan rumusan (Prinsip *Hooke*) seperti pada Persamaan 3.51.

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s) \cdot L}{A_p \cdot E_p} \quad (3.51)$$

Keterangan :

$Q_p$  = kapasitas dukung ujung tiang (kN),

$Q_s$  = kapasitas dukung selimut tiang (kN),

$L$  = panjang tiang (m),

$A_p$  = luas penampang tiang ( $m^2$ ),

$E_p$  = modulus elastis tiang ( $kN/m^2$ ), dan

$\alpha$  = koefisien yang tergantung pada distribusi gesekan selimut sepanjang tiang.

Vesic (1970), menyarankan nilai  $\alpha = 0,5$  untuk distribusi gesekan yang seragam atau parabolik sepanjang tiang. Untuk distribusi berbentuk segitiga (nol dipuncak dan maksimum di dasar) nilai  $\alpha = 0,67$ . Distribusi tegangan seperti ini hanya dapat diperoleh secara empiris dengan memantau gesekan selimut saat uji pembebanan tiang. (Raharjo,2005)

b. Penurunan akibat beban pada ujung tiang

Penurunan akibat beban pada ujung tiang dihitung dengan menggunakan rumus pada Persamaan 3.52.

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_p}{D \cdot q_p} \quad (3.52)$$

Keterangan :

$Q_p$  = kapasitas dukung ujung tiang (kN),

$q_p$  = daya dukung ultimit ujung tiang ( $kN/m^2$ ),

$D$  = diameter tiang (m), dan

$C_p$  = koefisien empiris (lihat Tabel 3.8).

**Tabel 3.8 Nilai Koefisien  $C_p$** 

Jenis Tanah	Tiang pancang	Tiang bor
Pasir	0,02 – 0,04	0,09 – 0,18
Lempung	0,03	0,03 – 0,06
Lanau	0,03 – 0,05	0,09 – 0,12

Sumber : Das (1990)

## c. Penurunan akibat pengalihan sepanjang tiang

Penurunan akibat pengalihan beban sepanjang tiang dihitung dengan menggunakan rumus pada Persamaan 3.53

$$S_{ps} = \left( \frac{Q_{ws}}{p \cdot L} \right) \cdot \frac{D}{E_s} \cdot (1 - V_s^2) \cdot I_{ws} \quad (3.53)$$

Keterangan :

$\left( \frac{Q_{ws}}{p \cdot L} \right)$  = gesekan rata-rata yang bekerja sepanjang tiang,

$I_{ws}$  = faktor pengaruh  $[2 + 0,35 (\sqrt{L/D})]$ ,

$p$  = panjang tiang yang tertanam (m),

$D$  = diameter tiang (m),

$E_s$  = modulus elastis tanah (MPa) (lihat Tabel 3.9), dan

$V_s$  = angka *poisson* tanah (lihat Tabel 3.10).

Modulus elastis dan angka *poisson* dapat dilihat pada Tabel 3.9 dan 3.10.

**Tabel 3.9 Modulus Elastis**

Jenis Material	Modulus Elastis	
	Kip/fit <sup>2</sup>	MPa
Sangat lunak	50 – 250	2 – 15
Lunak	100 – 500	5 – 25
Sedang	300 – 1000	15 – 50
Keras	1000 – 2000	50 – 100
Berpasir	500 – 5000	25 – 250

**Lanjutan Tabel 3.9 Modulus Elastis**

Jenis Material	Modulus Elastis	
	Kip/fit <sup>2</sup>	MPa
Pasir		
Lanau	150 – 450	5 – 20
Tidak padat	200 – 500	10 – 25
Padat	1000 – 1700	50 – 81
Pasir dan kerikil		
Padat	1000 – 3000	50 – 150
Tidak padat	2000 – 4000	100 – 200
Lanau	40 – 400	2 – 20
Butiran lepas	300 – 1200	15 – 60
Serpihan	3000 – 300000	150 – 5000

Sumber : Bowles (1988)

**Tabel 3.10 Angka Poisson**

Jenis Tanah	Angka Poisson
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 berkerikil	0,1 – 1,00
Pasir yang sering digunakan	0,3 – 0,4
Batu (tergantung tipe)	0,1 – 0,4
Butiran lepas	0,1 – 0,3
Beton	0,15

Sumber : Bowles (1988)

## 2. Metode Empiris (Metode Vesic, 1970)

Penurunan fondasi tiang tunggal dengan metode empiris dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.54.

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p} \quad (3.54)$$

Keterangan :

S = penurunan total di kepala tiang (m),

D = beban yang bekerja (kN),

$A_p$  = luas penampang tiang ( $m^2$ ),

L = panjang tiang (m), dan

$E_p$  = modulus elastisitas tiang ( $kN/m^2$ ).

#### 3.4.4.2 Penurunan Fondasi Kelompok Tiang

Penurunan fondasi kelompok tiang pada umumnya lebih besar dari penurunan pada tiang tunggal. Hal ini dikarenakan adanya pengaruh tegangan pada daerah cukupan yang lebih luas serta lebih dalam.

Sesuai dengan hasil penyelidikan tanah di lapangan, didapatkan hasil bahwa fondasi tiang berada pada lapisan tanah *Clayshale*. Jadi dalam penentuan penurunan fondasi kelompok tiang digunakan Persamaan 3.55.

$$S_{pg} = \sum \frac{C_c \cdot \Delta H}{1 + e_o} \cdot \log \left( \frac{P_{o'} \cdot \Delta p}{P_{o'}} \right) \quad (3.55)$$

Keterangan :

$S_{pg}$  = penurunan kelompok tiang (m),

$C_c$  = indeks kompresi (lihat Tabel 3.9),

$\Delta H$  = tebal lapisan (m),

$e_o$  = angka pori,

$P_{o'}$  = tegangan efektif tanah ( $kN/m^2$ ), dan

$\Delta P_{o'}$  = tegangan efektif tanah pada lapisan ke-I ( $kN/m^2$ ).

Nilai Indeks Kompresi ( $C_c$ ) dan nilai angka pori dapat dilihat pada Tabel 3.11 dan 3.12.

**Tabel 3.11 Nilai Indeks Kompresi ( $C_c$ )**

Jenis Tanah	Nilai $C_c$
Gambut	1,0 – 4,50
Lempung plastis	0,15 – 1,0
Lempung kaku	0,06 – 0,15
Lempung setengah kaku	0,03 – 0,06
Pasir lepas	0,025 – 0,05
Pasir padat	0,0005 – 0,01

Sumber : Soedarmo dan Pornomo (1993)

**Tabel 3.12 Nilai Angka Pori ( $e$ )**

Jenis Tanah	Angka pori ( $e$ )
Pasir seragam, tidak padat	0,85
Pasir seragam, padat	0,51
Pasir berbutir campuran, tidak padat	0,67
Pasir berbutir campuran, padat	0,43
Lempung lunak sedikit organik	1,90
Lempung lunak sangat organik	3,00

Sumber : Hardiyatmo (2010)

## **BAB IV METODE PENELITIAN**

### **4.1 SUBJEK DAN OBJEK PENELITIAN**

Subjek penelitian pada tugas akhir ini adalah *abutment* A1 pada jembatan *fly over* Keramasan, sedangkan yang menjadi objek penelitian adalah kapasitas dukung fondasi tiang bor pada *abutment* A1 jembatan *fly over* Keramasan.

### **4.2 PENGUMPULAN DATA**

Data yang digunakan dalam penulisan merupakan data sekunder dari proyek pembangunan jembatan *fly over* Keramasan berupa hasil penyelidikan tanah (*standard penetration test*) dan data sutruktur berupa detail gambar pada proyek jembatan *fly over* Keramasan.

### **4.3 ANALISIS FONDASI *BORED PILE***

Pada tahap ini dilakukan analisis data beban dengan melakukan kombinasi pembebanan yang bekerja pada jembatan yang digunakan untuk analisis fondasi tiang bor. Analisis yang akan dilakukan adalah analisis kapasitas daya dukung tiang bor, dengan diameter 80 cm, 100 cm, dan 120 cm, menggunakan metode *Reese & Wright*, *Mayerhoff* dan *Kulhawy*, meliputi:

1. analisis kapasitas dukung tiang tunggal,
  - a. mencari nilai daya dukung pada ujung tiang,
  - b. mencari nilai geser maksimum dinding tiang,
  - c. mencari daya dukung ultimit, dan
  - d. mencari daya dukung ijin.
2. analisis kapasitas dukung ultimit tiang kelompok,

Faktor yang mempengaruhi besarnya kapasitas dukung kelompok adalah faktor efisiensi dan jumlah tiang.
3. analisis penurunan fondasi *bored pile*.

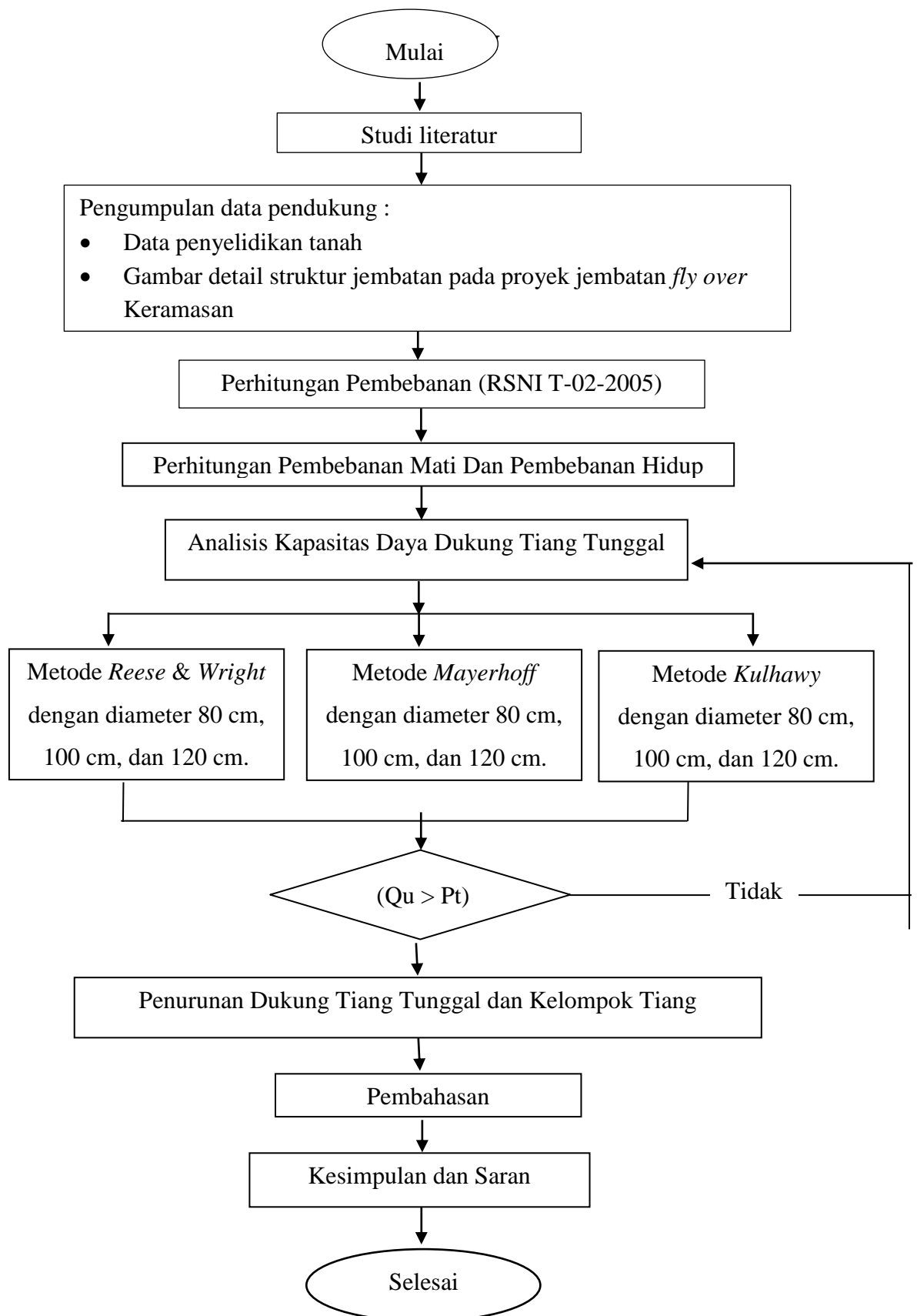
Besarnya penurunan tergantung pada karakteristik tanah dan faktor kekakuan tiang. Penurunan fondasi kelompok tiang dapat dihitung dengan metode *Vesic* dan metode *Mayerhoff*.

#### **4.4 PEMBAHASAN**

Pembahasan dalam tugas akhir ini, mengacu pada analisis data yang diperoleh berupa kombinasi pembebanan, pengolahan data tanah, dan hasil perhitungan kapasitas fondasi tiang bor dengan variasi diameter.

#### **4.5 BAGAN ALIR**

Bagan alir (*flow chart*) menunjukkan langkah-langkah yang ditempuh dalam proses penelitian. Bagan alir juga dapat memberi solusi selangkah demi selangkah untuk penyelesaian masalah yang ada di dalam penelitian ini. Dengan adanya bagan alir akan membantu kita melakukan prosedur yang ada apakah sudah optimal atau sebaliknya untuk dapat melakukan *improvement*. Jalannya penelitian dalam Tugas Akhir ini dapat dilihat dalam Gambar 4.1.



**Gambar 4.1. Diagram Alir (Flow Chart)**

## **BAB V**

### **ANALISIS DATA DAN PEMBAHASAN**

#### **5.1 DATA JEMBATAN *FLY OVER* KERAMASAN**

Jembatan *fly over* Keramasan memiliki panjang 364 meter terdiri dari 6 buah pilar dan 2 *abutment*, di jembatan tersebut digunakan fondasi tiang pancang berdiameter 100 cm sebanyak 21 tiang dengan panjang tiang 18 meter. Jembatan yang akan direncanakan untuk analisis pada tugas akhir ini menggunakan fondasi tiang bor dengan variasi diameter 80 cm, 100 cm dan 120 cm dengan panjang 18 meter. Potongan gambar detail jembatan dapat dilihat pada Gambar 5.1.

Data digunakan untuk menganalisa dan mengevaluasi kapasitas fondasi *bored pile* pada *abutment* A1 jembatan *fly over* Keramasan. Data melingkupi dimensi dan propertis dari bahan yang ada pada *abutment*.

Sebelum masuk ke tahap perhitungan kapasitas fondasi, hal yang harus dilakukan adalah menentukan beban yang bekerja pada fondasi. Dalam kasus ini fondasi tiang bor akan menerima beban dari *abutment* A1.

#### **5.2 PEMBEBANAN PADA *ABUTMENT* A1**

Perhitungan struktur *abutment* dipengaruhi oleh beban yang bekerja pada *abutment* tersebut. Secara umum beban yang diterima pada *abutment* tersebut dibagi 2 macam yaitu, beban berat sendiri struktur dan beban berasal dari luar.

##### **5.2.1 Berat Sendiri (MS)**

Berat sendiri (*self weight*) adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non-struktural yang dipikulnya dan bersifat tetap. Berat sendiri dibedakan menjadi 2 macam, yaitu berat sendiri struktur atas dan sendiri struktur bawah.

###### **a. Berat Sendiri Struktur Atas**

Berat sendiri struktur atas melingkupi plat, trotoar dan girder. Selengkapnya dapat dilihat pada Lampiran.

**Tabel 5.1 Berat Struktur Atas**

No	Beban Struktur Atas	Jumlah	Berat w (kN/m)	Bentang L (m)	Berat kN
1	Gelagar (U Girder)	6	10,30	52	3213,6
2	Diafragma	8	7,125	52	2964
3	Trotoar dan dinding pagar tepi	2	120,482	52	12530,18
4	Plat	2	52,50	52	5460
Total Berat Sendiri Atas				$W_{MS} =$	24167,78

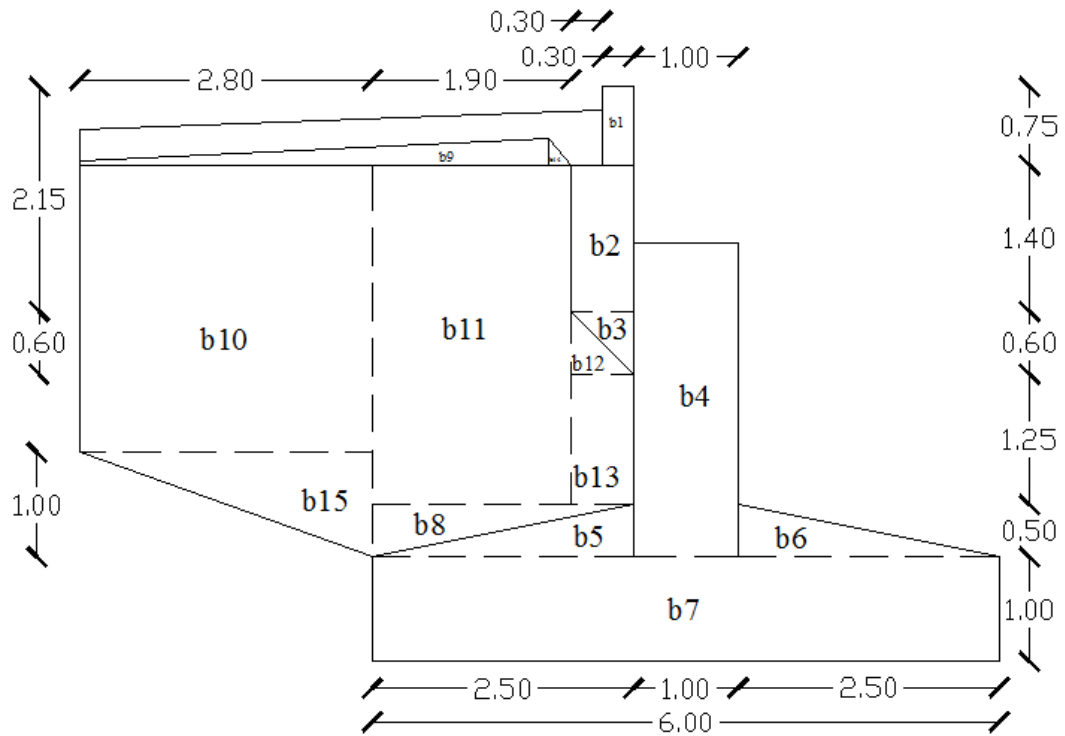
Total berat sendiri  $W_{MS} = 24167,78\text{kN}$

Beban pada *abutment* akibat berat sendiri struktur atas  $\frac{1}{2} W_{MS}$ ,

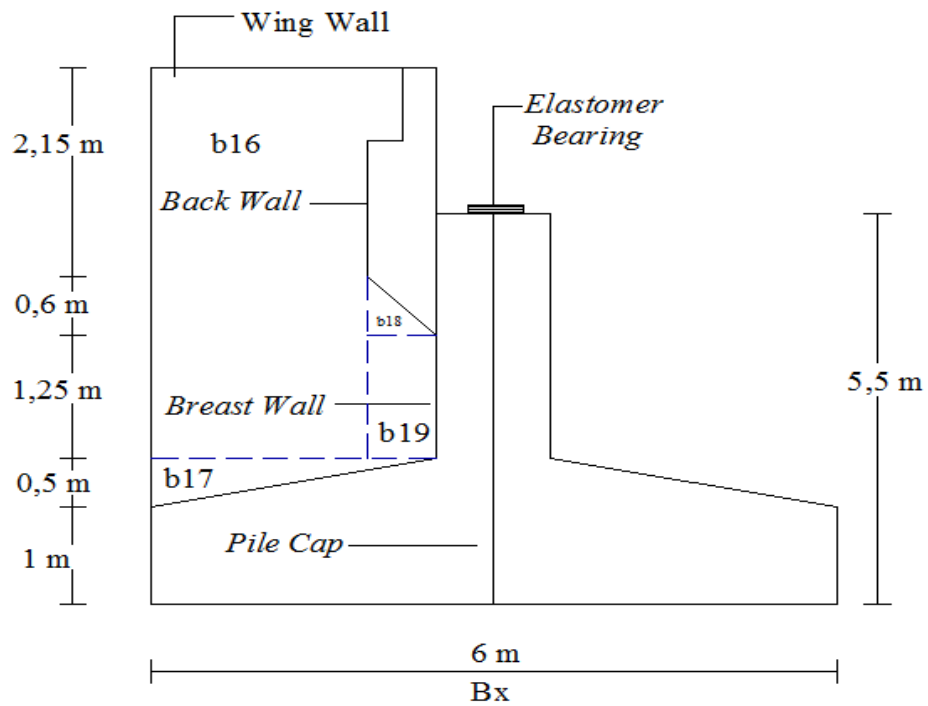
$P_{MS} = \frac{1}{2} \cdot W_{MS} = \frac{1}{2} \cdot 24167,78 = 12083,890 \text{ kN}$ .

b. Berat Sendiri Struktur Bawah

Berat sendiri struktur bawah meliputi berat sendiri *abutment*, *wingwall*, dan tanah timbunan. Gambar struktur bawah dapat dilihat pada Gambar 5.1 dan 5.2.



**Gambar 5.1 Penampang Berat Sendiri Struktur Bawah**



**Gambar 5.2 Penampang Berat Sendiri Struktur Bawah Akibat Timbunan**

**Tabel 5.2 Perhitungan Gaya dan Momen Akibat Berat Sendiri**

NOTASI	PARAMETER BERAT BAGIAN				BERAT (kN)	LENGAN X (m)	MOMEN (kNm)	LENGAN		MOMEN (kNm)
	b (m)	h (m)	shape	direc				Y(m)	Y (m)	
<b>ABUTMENT</b>										
h <sub>1</sub>	0,3	0,75	1	-1	101,250	0,65	-65,813	9		911,250
h <sub>2</sub>	0,6	1,4	1	-1	378	0,8	-302,400	9		3402
h <sub>3</sub>	0,6	0,6	0,5	-1	81	0,7	-56,700	9		729
h <sub>4</sub>	1	3	1	0	1350	0	0	9		12150
h <sub>5</sub>	2,5	0,5	1	-1	562,500	1,333	-749,813	9		5062,500
h <sub>6</sub>	2,5	0,5	0,5	-1	281,250	1,333	-374,906	9		2531,250
h <sub>7</sub>	6	1	0,5	1	1350	0	0	9		12150
<b>WING WALL</b>										
h <sub>8</sub>	2,5	0,5	0,5	-1	281,250	2,167	-609,469	9		2531,250
h <sub>9</sub>	4,4881	0,2471	0,5	-1	249,527	2,8079	-700,647	9		2245,744
h <sub>10</sub>	2,8	3,25	1	-1	4095	4,4	-18018	9		36855
h <sub>11</sub>	1,9	3,25	1	-1	2778,750	2,05	-5696,438	9		25008,750
h <sub>12</sub>	0,6	0,6	0,5	-1	81	0,9	-72,900	9		729
h <sub>13</sub>	0,6	1,25	1	-1	337,5	0,8	-270	9		3037,5
h <sub>14</sub>	0,2119	0,2471	0,5	-1	11,781	1.2413	-14,624	9		106,030
h <sub>15</sub>	2,8	1	0,5	-1	630	3,933	-2477,790	9		5670
<b>TANAH</b>										
h <sub>16</sub>	1,9	3,25	1	-1	2778,75	2,05	-5696,437	9		25008,75
h <sub>17</sub>	2,5	0,5	0,5	-1	281,25	2,1667	-609,384	9		2531,250
h <sub>18</sub>	0,6	0,6	0,5	-1	81	0,9	-72,900	9		729
h <sub>19</sub>	0,6	1,25	1	-1	337,5	0,8	-270	9		3037,500
$P_{MS} =$					16047,308	$M_{MSX} =$	-36058,221	$M_{MSY} =$	144425,774	

Rekapitulasi berat mati sendiri struktur dapat dilihat pada Tabel 5.3.

**Tabel 5.3 Beban Total akibat Beban Sendiri (MS)**

No	Berat Sendiri	$P_{MS}$ (kN)	$M_{MS}$ (kNm)
1	Struktur atas (gelagar, diafragma, trotoar)	12083,89	0
2	Struktur bawah ( <i>abutment, pile cap, tanah</i> )	16047,308	-36058,221
Total =		28131,198	-36058,221

**5.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)**

Beban mati tambahan (*superimposed dead load*) adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non-struktural yaitu berupa lapis perkerasan aspal dan genangan air hujan. Perhitungan beban mati tambahan dapat dilihat pada Tabel 5.4 berikut ini.

**Tabel 5.4 Perhitungan Beban Mati Tambahan**

No	Jenis Beban Mati Tambahan	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	Jumlah	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Berat (kN)
1	Lapisan aspal	0,1	7	52	2	22	1601,6
2	Air hujan	0,05	7	52	1	9,81	178,542
3	Railing, <i>lights</i> , dll	W =	0,5	52	2	-	52
4	Instalasi ME	W =	0,1	52	2	-	10,4
$P_{MA} =$							1842,542
$\frac{1}{2} \cdot P_{MA} =$							921,271

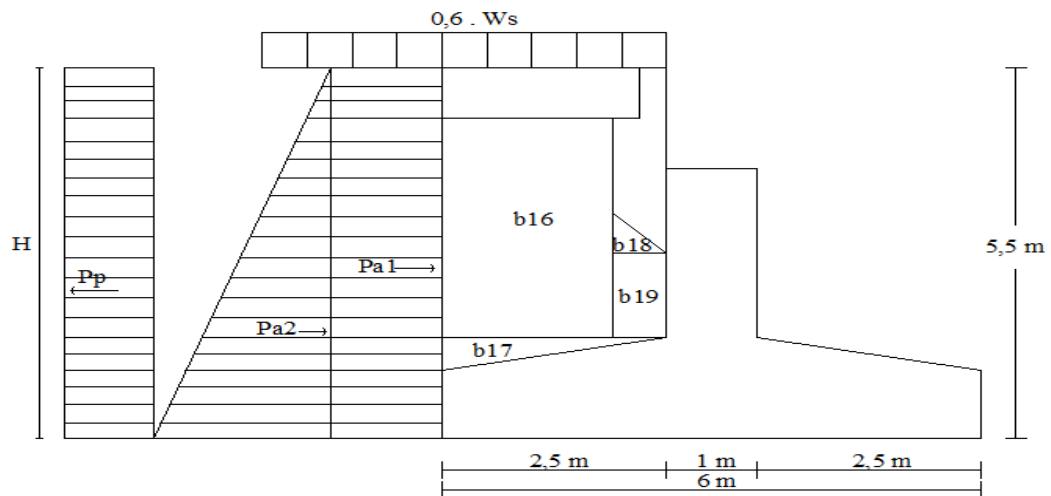
Total berat sendiri  $P_{MA} = 1842,542$  kN

Beban pada *abutment* akibat berat mati tambahan  $\frac{1}{2} P_{MA}$ ,

$\frac{1}{2} \cdot P_{MA} = \frac{1}{2} 1842,542 = 921,271$  kN.

**5.2.3 Tekanan Tanah (TA)**

Pada bagian tanah di belakang dinding *abutment* yang dibebani lalu-lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0,6 m yang berupa beban merata ekuivalen beban kendaraan pada bagian tersebut.



**Gambar 5.3 Gaya Akibat Tekanan Tanah pada Abutment**

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah ( $\gamma_s$ ) dan sudut gesek dalam.

Dengan:

$$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 31,32^\circ$$

$$c = 5 \text{ kPa}$$

$$H = 5,5 \text{ m}$$

Koefisien tekanan tanah :

$$K_a = \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{31}{2} \right) = 0,320$$

$$K_p = \text{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{31}{2} \right) = 3,124$$

$$q = 0,6 \cdot \gamma = 0,6 \cdot 17 = 10,2 \text{ kPa}$$

Perhitungan gaya akibat tekanan tanah disajikan pada Tabel 5.5.

**Tabel 5.5 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah**

No	Gaya akibat tekanan tanah	$T_{TA}$ (kN)	Lengan thd O	y	$M_{TA}$ (kNm)
1	$Pa1 = q \cdot H \cdot K_a \cdot B_y$	323,235	$y = H/2$	2,75	888,898
2	$Pa2 = 1/2 \cdot H_{tot} \cdot W_s \cdot K_a \cdot B_y$	269,363	$y = H/3$	1,833	493,832
3	$Pp = 2 \cdot C \cdot K_a^{0,5}$	5,658	$y = H/2$	2,75	15,559
$\sum T_{TA} =$		598,257		$\sum M_{TA} =$	1398,290

$$\begin{aligned} \text{Gaya horizontal akibat tekanan tanah, } \sum P_A &= 598,257 - 5,658 \\ &= 592,599 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Momen akibat gaya tekan tanah, } M_{TA} = 1398,289 \text{ kNm.}$$

#### 5.2.4 Beban Lalu Lintas

##### 1. Beban Lajur “D” (TD)

Beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata (*Uniformly Distributed Load*), UDL dan beban garis (*Knife Edge Load*). UDL mempunyai intensitas  $q$  (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total  $L$  yang dibebani dan dinyatakan dengan rumus pada persamaan 3.4 hingga 3.8. Beban kendaraan yang berupa beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata (UDL) dan beban garis (KEL).

$$\text{Lebar lajur lalu lintas, } b_1 = 7 \text{ m (lihat di Lampiran)}$$

$$\text{Bentang jembatan, } L = 52 \text{ m (lihat di Lampiran)}$$

##### a. Beban merata (UDL)

$$q = 8 \text{ kPa}$$

$$p = 44 \text{ kN}$$

Akibat beban merata (UDL)

$$\begin{aligned} Q_{TD} &= (5,5 \cdot q \cdot 100\%) + ((b_1 - 5,5) \cdot q \cdot 50\%) \\ &= (5,5 \cdot 8 \cdot 100\%) + ((7 - 5,5) \cdot 8 \cdot 50\%) \\ &= 50 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

##### b. Beban garis (KEL)

Beban garis KEL mempunyai intensitas  $p = 44 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} \text{Beban garis KEL, DLA} &= 0,4 - 0,0025 \cdot (L - 50) \\ &= 0,4 - 0,0025 \cdot (52 - 50) \\ &= 0,395 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ekivalen beban garis, } p' &= (5,5 \cdot p \cdot 100\%) + ((b_1 - 5,5) \cdot p \cdot 50\%) \\ &= (5,5 \cdot 44 \cdot 100\%) + ((7 - 5,5) \cdot 44 \cdot 50\%) \\ &= 275 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban terpusat, } P'_{TD} &= (1 + \text{DLA}) \cdot p' = (1 + 0,395) \cdot 275 \\ &= 383,625 \text{ kN}\end{aligned}$$

Besar beban lajur “D” (WTD)

$$\begin{aligned}W_{TD} &= Q_{TD} \cdot L + P'_{TD} \\ &= 50 \cdot 52 + 383,625 \\ &= 2983,625 \text{ kN}\end{aligned}$$

Jumlah lajur,  $n = 2$  buah

$$\begin{aligned}W_{TD\text{total}} &= n \cdot W_{TD} \\ &= 2 \cdot 2983,625 \\ &= 5967,25 \text{ kN}\end{aligned}$$

Beban pada *abutment* akibat beban lajur “D”

$$\begin{aligned}PTD &= \frac{1}{2} \cdot W_{TD\text{total}} \\ &= \frac{1}{2} \cdot 5967,25 \\ &= 2983,625 \text{ kN}\end{aligned}$$

## 2. Beban Pedestrian/Pejalan Kaki (TP)

$$\text{Untuk } A \leq 10 \text{ m}^2 \quad q = 5 \text{ kPa}$$

$$\text{Untuk } 10 \text{ m}^2 < A \leq 100 \text{ m}^2 \quad q = 5 - 0,033 \cdot (A - 10) \text{ kPa}$$

$$\text{Untuk } A > 100 \text{ m}^2 \quad q = 2 \text{ kPa}$$

Panjang bentang jembatan,  $L = 52 \text{ m}$

Lebar trotoar,  $b_2 = 1,25 \text{ m}$

Jumlah trotoar,  $n = 2$  buah

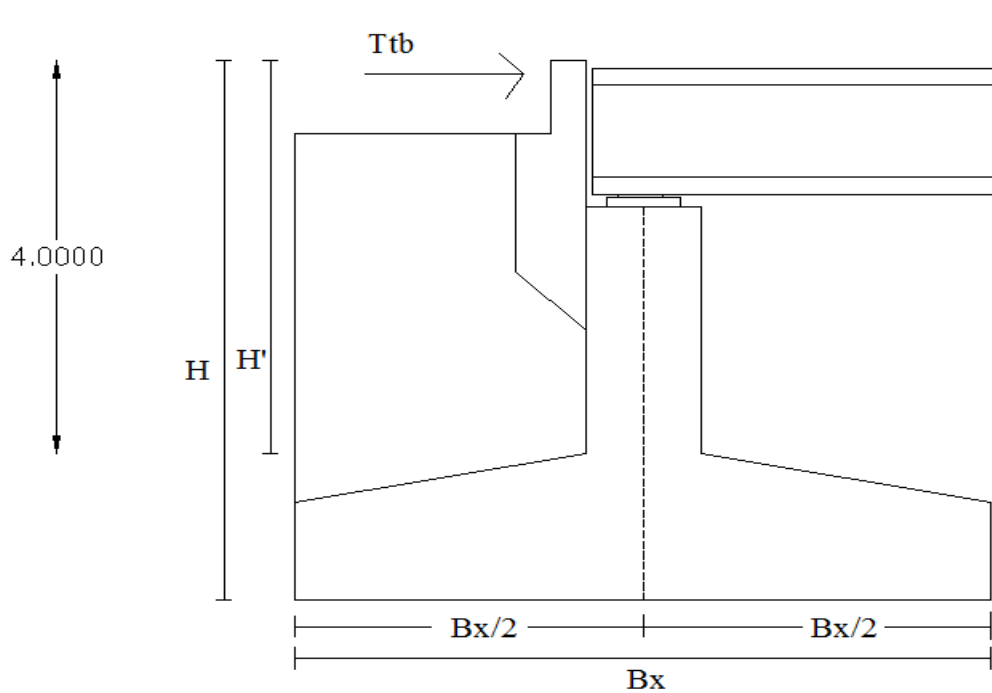
$$\begin{aligned}\text{Luas bidang trotoar, } A &= b_2 \cdot L/2 \cdot n \\ &= 1,25 \cdot 52 / 2 \cdot 2 \\ &= 65 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban merata pada pedestrian, } q &= 5 - 0,033 \cdot (A - 10) \\ &= 5 - 0,033 \cdot (65 - 10) \\ &= 3,185 \text{ kPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban pada } abutment \text{ akibat pejalan kaki, } P_{TP} &= A \cdot q \\
 &= 65 \cdot 3,185 \\
 &= 207,025 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

### 3. Gaya Rem

Pengaruh pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang total jembatan ( $L_t$ ) seperti pada Gambar 5.4.



**Gambar 5.4 Gaya Rem pada Abutment A1**

Untuk jembatan Keramasan, nilai  $L_t < 80$  m, maka gaya rem yang dipakai sebesar 250 kN.

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan terhadap fondasi (H)} &= 5,5 \text{ m} \\
 \text{Momen akibat gaya rem (T}_{TB}) &= 5,5 \cdot 250 = 1375 \text{ kNm} \\
 \text{Lengan terhadap } breast \text{ wall (H')} &= 4 \text{ m} \\
 \text{Momen akibat gaya rem (T'}_{TB}) &= 4 \cdot 250 = 10000 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

### 5.2.5 Aksi Lingkungan

#### 1. Beban Angin (EW)

Beban yang dihasilkan dari angin terdiri dari beban angin yang meniup bidang samping jembatan dan beban angin yang meniup kendaraan. Gaya akibat angin yang meniup bidang samping jembatan dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$T_{EW} = 0,0006 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot A_b$$

Keterangan :

$T_{EW}$  = beban angin (kN),

$C_w$  = koefisien seret (lihat Tabel 3.2),

$V_w$  = kecepatan angin rencana (lihat Tabel 3.3) (m/det), dan

$A_b$  = luas bidang samping jembatan ( $m^2$ ).

Rumus pada persamaan 3.16 mengenai kecepatan beban angin rencana arah horisontal pada permukaan lantai jembatan akibat angin yang meniup kendaraan di atas dihitung dengan persamaan:

$$T_{EW} = 0,0012 \cdot C_w \cdot (V_w)^2$$

Kecepatan angin rencana diketahui 30 m/det, dikarenakan lebih 5 km dari bibir pantai.

#### a. Beban Angin yang meniup bidang samping jembatan

Perhitungan beban angin yang meniup bidang samping jembatan sebagai berikut:

Koefisien seret ( $C_w$ )	= 1,25
Kecepatan angin ( $V_w$ )	= 30 m/det
Bentang jembatan ( $L$ )	= 52 m
Tinggi struktur atas ( $h_a$ )	= 2,84 m
Lengan terhadap fondasi ( $Y_{EW}$ )	= 5,42 m
Lengan terhadap <i>Breast wall</i> ( $Y_{EW}'$ )	= 4,17 m
Luas bidang samping ( $A_b$ )	= $h_a \cdot L/2 = 2,84 \cdot 52/2 = 73,84 m^2$

Beban akibat gaya angin,

$$\begin{aligned} T_{EW1} &= 0,0006 \cdot C_w \cdot (V_w)^2 \cdot A_b \\ &= 0,0006 \cdot 1,25 \cdot (30)^2 \cdot 73,84 \\ &= 49,842 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen akibat gaya angin terhadap fondasi

$$\begin{aligned} M_{EW1} &= T_{EW1} \cdot \text{Lengan terhadap fondasi } (Y_{EW}) \\ &= 49,842 \cdot 5,42 \\ &= 270,143 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen akibat gaya angin terhadap *Breast wall*

$$\begin{aligned} M'_{EW1} &= T_{EW} \cdot \text{Lengan terhadap } \textit{Breast wall} (Y_{EW'}) \\ &= 49,842 \cdot 4,17 \\ &= 207,841 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Beban angin yang meniup kendaraan

Beban garis merata tambahan arah horizontal pada permukaan lantai jembatan akibat beban angin yang meniup kendaraan di atas lantai dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$\begin{aligned} T_{EW2} &= 0,0012 \cdot C_w \cdot (V_w)^2 \\ &= 0,0012 \cdot 1,25 \cdot (30)^2 \\ &= 1,35 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jarak antar roda,  $x = 1,75 \text{ m}$

Gaya fondasi *abutment* akibat transfer beban angin ke lantai jembatan, tinggi maksimal kendaraan ( $h$ ) = 2 m.

$$\begin{aligned} P_{EW} &= \left( \frac{1}{2} \cdot \frac{h}{x} \cdot T_{EW2} \right) \cdot \frac{L}{2} \\ &= \left( \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{1,75} \cdot 1,35 \right) \cdot \frac{52}{2} \\ &= 20,057 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 2. Beban Gempa (EQ)

Besar beban gempa yang ditentukan oleh koefisien gempa rencana dan berat total struktur jembatan. Berat total struktur terdiri atas berat sendiri struktur jembatan, beban mati dan beban hidup yang bekerja.

Besar beban gempa dapat dinyatakan dalam:

$T_{EQ}$  = gaya dasar total pada arah yang ditinjau (kN),

$K_h$  = koefisien beban gempa horizontal,

$I$  = faktor kepentingan,

$S$  = faktor tipe struktur yang berhubungan dengan kapasitas penyerapan energi gempa (daktalitas) dari struktur jembatan, dan

$c$  = koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar, dan kondisi tanah.

Waktu getar struktur dihitung dengan rumus seperti dibawah ini.

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_T}{g \cdot K_p}}$$

$$K_p = 3 \cdot E_c \cdot \frac{I_c}{h^3}$$

$$W_T = P_{MS \text{ (atas)}} + \frac{1}{2} P_{MS \text{ (bawah)}}$$

Dengan :

$T$  = waktu getar (detik),

$W_T$  = berat sendiri struktur dan beban mati tambahan (kN),

$P_{MS}$  = berat sendiri (kN),

$P_{MA}$  = beban mati tambahan (kN),

$g$  = percepatan gravitasi (9,8 m/det<sup>2</sup>),

$K_p$  = kekakuan struktur yang merupakan gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan (kN/m),

$E_c$  = modulus elastis beton (kPa),

$I_c$  = momen inersia (m<sup>4</sup>), dan

$h$  = tinggi struktur (m).

a. Beban gempa arah memanjang jembatan (arah X)

Ukuran penampang *breast wall*,

$$b = B_y = 5,5 \text{ m}$$

$$h = B_x = 6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} W_T &= P_{MS} \text{ (atas)} + \frac{1}{2} P_{MS} \text{ (bawah)} \\ &= 12083,89 + \frac{1}{2} \cdot 16047,3083 \\ &= 20107,544 \text{ kN} \end{aligned}$$

Modulus elastis beton ( $E_c$ )

$$\begin{aligned} E_c &= 4700 \cdot \sqrt{f'c} \\ &= 4700 \cdot \sqrt{29,05} \\ &= 25332,0844 \text{ MPa} \\ &= 25332084 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Inersia penampang ( $I_c$ )

$$\begin{aligned} I_c &= \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \\ &= \frac{1}{12} \cdot 6 \cdot 5,5^3 \\ &= 499,124 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Nilai kekakuan ( $K_p$ )

$$\begin{aligned} K_p &= 3 \cdot E_c \cdot \frac{I_c}{h^3} \\ &= 3 \cdot 25332,0844 \cdot \frac{499,124}{5,5^3} \\ &= 227988,760 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Waktu getar alami struktur ( $T$ )

$$\begin{aligned} T &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_T}{g \cdot K_p}} \\ &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{20107,544}{9,81 \cdot 227988,760}} \\ &= 0,018 \text{ detik} \end{aligned}$$

Berdasarkan lokasi jembatan yang berada di wilayah Palembang, maka lokasi tersebut masuk dalam spektrum gempa Palembang, sehingga didapat nilai  $T$  sebesar 0,55 detik dan koefisien dasar  $C$  sebesar 0,18.

Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi beton bertulang, faktor jenis  $S$  dihitung dengan rumus:

$$S = 1,0 \cdot F$$

$$\text{Dengan } F = 1,25 - 0,025 \cdot n$$

$$F = \text{faktor pengangkaan}$$

$$n = \text{jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral}$$

$$n = 1$$

$$F = 1,25 - 0,025 \cdot 1 = 1,225$$

$$S = 1 \cdot 1,225 = 1,225$$

Koefisien beban gempa horizontal ( $K_h$ )

$$K_h = C \cdot S$$

$$= 0,18 \cdot 1,225$$

$$= 0,2205$$

$$I = 1$$

Gaya geser dasar total (gaya gempa) pada daerah  $x$  ( $T_{EQ}$ )

$$T_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_T$$

$$= 0,2205 \cdot 1 \cdot W_T$$

$$= 0,2205 W_T \text{ kN}$$

$$Y_{EQ} = \frac{M_{EQ}}{T_{EQ}}$$

$$= \frac{44216,920}{9944,501}$$

$$= 4,45 \text{ m}$$

**Tabel 5.6 Perhitungan Gaya Gempa Arah X pada Abutment A1**

No	Berat $W_t$ (kN)	$T_{EQ}$ (kN)	Besar $y$ (m)	$M_{EQ}$ (kNm)
$P_{MS}$	28131,198	6202,929	5,5	34116,111
$P_{MA}$	921,271	203,140	5,5	1117,271
<b>ABUTMENT</b>				
1	101,250	22,325	5,125	114,418
2	378	83,349	4,05	337,563
3	81	17,860	3,15	56,260
4	1350	297,675	2,5	744,187
5	563	124,031	1,166	144,703
6	281,250	62,015	1,166	72,351
7	1350	297,675	0,5	148,837
<b>WING WALL</b>				
8	281,25	62,015	1,166	72,351
9	249,527	55,020	4,873	268,146
10	4095	902,947	2,875	2595,974
11	2778,75	612,714	3,125	1914,732
12	81	17,860	2,95	52,688
13	337,5	74,418	2,125	158,139
14	11,781	2,597	4,873	12,660
15	630	138,915	0,666	92,61
<b>TANAH</b>				
16	2778,75	612,714	3,125	1914,732
17	281,25	62,015	1,166	72,351
18	81	17,860	2,95	52,688
19	337,5	74,418	2,125	158,139
	$T_{EQx} =$	9944,501	$M_{EQx} =$	44216,920

b. Perhitungan Gaya Gempa Arah Y pada Abutment A1

Inersia penampang *breast wall* ( $I_c$ )

$$\begin{aligned}
 I_c &= \frac{1}{12} \cdot b^3 \cdot h \\
 &= \frac{1}{12} \cdot b^3 \cdot h \\
 &= 99 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Nilai kekauan ( $K_p$ )

$$\begin{aligned} K_p &= 3 \cdot E_c \cdot \frac{I_c}{Lb^3} \\ &= 3 \cdot 25332,0844 \cdot \frac{99}{5,5^3} \\ &= 45220,910 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Waktu getar alami struktur ( $T$ )

$$\begin{aligned} T &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_T}{g \cdot K_p}} \\ &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{20107,544}{9,81 \cdot 45220,910}} \\ &= 1,338 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$\text{Koefisien geser dasar (C)} = 0,18$$

$$\text{Faktor tipe struktur (S)} = 1,225$$

$$\text{Koefisien beban gempa horizontal (K}_h) = 0,221$$

$$\text{Faktor kepentingan bangunan (I)} = 1$$

$$\begin{aligned} \text{Beban mati total (W}_T) &= P_{MS} + P_{MA} \\ &= 28131,198 + 921,271 \\ &= 29052,469 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban gempa arah melintang jembatan ( $T_{EQ}$ )

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= K_h \cdot I \cdot W_t \\ &= 0,221 \cdot 29052,469 \\ &= 6406,069 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jarak titik tangkap gaya horizontal gempa ( $Y_{EQ}$ )

$$\begin{aligned} Y_{EQ} &= \frac{M_{EQ}}{T_{EQ}} \\ &= \frac{44216,920}{6406,069} \\ &= 6,902 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada fondasi akibat gempa ( $M_{EQY}$ )

$$M_{EQY} = Y_{EQ} \cdot T_{EQ}$$

$$= 6,902 \cdot 6406,069$$

$$= 44216,920 \text{ kNm}$$

**Tabel 5.7 Rekap Perhitungan Gaya Gempa Arah Y pada Abutment A1**

Inersia penampang <i>breast wall</i>	$I_c = 1/12 \cdot b^3 \cdot h =$	99	$m^4$
Nilai kekakuan	$K_p = 3 \cdot E_c \cdot I_c / (L_b^3)$ =	45220,910	kN/m
Waktu getar alami struktur	$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_T}{g \cdot K_p}} =$	1,338	detik
Koefisien geser dasar	$C =$	0,18	
Faktor tipe struktur	$S =$	1,225	
Koefisien beban gempa horizontal	$K_h = C \cdot S =$	0,221	
Faktor kepentingan bangunan	$I =$	1	
Berat sendiri (struktur atas + struktur bawah)	$P_{MS} =$	28131,198	kN
Beban mati tambahan	$P_{MA} =$	921,271	kN
Beban mati total	$W_t = P_{MS} + P_{MA} =$	29052,469	kN
Beban gempa arah melintang jembatan	$T_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_t =$	6406,069	kN
Jarak titik tangkap gaya horizontal gempa	$Y_{EQ} = M_{EQ} / T_{EQ} =$	6,902	m
Momen pada fondasi akibat gempa	$M_{EQy} = Y_{EQ} \cdot T_{EQ} =$	44216,920	kNm

### 3. Gaya Gesekan Pada Perletakan (FB)

Gaya gesek yang timbul hanya ditinjau terhadap struktur atas saja.

$$\text{Beban mati struktur atas} = 9431,89 \text{ kN}$$

$$\text{Beban mati tambahan struktur atas} = 10353,2 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban total} &= 9431,89 + 10353,2 \\ &= 197,851 \text{ kN} \end{aligned}$$

Koefisien gesek tumpuan yang berupa elastomer ( $\mu$ ) = 0,18

$$\begin{aligned} \text{Gaya gesek pada perletakan, } T_{FB} &= 0,18 \cdot \text{Beban total} \\ &= 0,18 \cdot 197,85,1 \\ &= 3561,31 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Lengan terhadap fondasi, } Y_{FB} = 4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat gesekan, } M_{FB} &= T_{FB} \cdot Y_{FB} \\ &= 3561,31 \cdot 4 \\ &= 14245,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Lengan terhadap } breast \text{ wall, } Y'_{FB} = 2,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat gesekan, } M'_{FB} &= T_{FB} \cdot Y'_{FB} \\ &= 3561,31 \cdot 2,5 \\ &= 8903,27 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Rekapitulasi beban-beban yang bekerja pada *abutment* A1 dapat dilihat pada Tabel 5.8.

**Tabel 5.8 Rekapitulasi Beban Ultimit pada *Abutment* A1**

No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (Kn)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	1,3	28131,198			-36058,22	
2	Beban mati tambahan	2	921,271				
3	tekanan tanah	1,25		598,257		1398,290	
4	Beban lajur "D"	2	2983,625				
5	Beban Pedestrian	2	207,025				
6	Gaya Rem	2		1375		1000	
7	Beban angin	1	20,057		49,842		270,144
8	Beban gempa	1		994,501	6406,069	44216,920	44216,92
9	Gesekan	1		4516,029		14245,24	

**Tabel 5.9 Rekapitulasi Beban Ultimit Dengan Pengali Faktor Beban**

No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat Sendiri	MS	36570,558			-46875,687	
2	Beban Mati Tambahan	MA	1842,542				
3	Tekanan Tanah	TA		747,821		1747,862	
4	Beban Lajur D	TD	5967,250				
5	Beban Pedestrian	TP	414,050				
6	Gaya Rem	TB		2750		2000	

**Lanjutan Tabel 5.9 Rekapitulasi Beban Ultimit Dengan Pengali Faktor Beban**

No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
7	Beban Angin	EW	20,057		49.842		270,144
8	Beban Gempa	EQ		9944.501	6406.069	44216,920	44216,92
9	Gesekan	FB		4516.029		18064,117	

Untuk kombinasi pembebanan pada *abutment* dapat dilihat pada Tabel 5.10 sampai Tabel 5.13.

**Tabel 5.10 Pembebanan Ultimit Kombinasi 1**

No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat Sendiri	MS	36570,558			-46875,687	
2	Beban Mati Tambahan	MA	1842,542				
3	Tekanan Tanah	TA		747,821		1747,862	
4	Beban Lajur D	TD	5967,25				
5	Beban Pedestrian	TP	414,05				
6	Gaya Rem	TB					
7	Beban Angin	EW					
	Beban Gempa	EQ					
9	Gesekan	FB					
	Jumlah		44794,400	747,821	0	-45127.825	0

**Tabel 5.11 Pembebanan Ultimit Kombinasi 2**

No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat Sendiri	MS	36570,558			-46875,687	
2	Beban Mati Tambahan	MA	1842,542				
3	Tekanan Tanah	TA		747,820		1747,862	
4	Beban Lajur D	TD	5967,250				
5	Beban Pedestrian	TP	414,050				
6	Gaya Rem	TB		2750		2000	
7	Beban Angin	EW	20,057		49,842		270,144
	Beban Gempa	EQ					
9	Gesekan	FB					
	Jumlah		44814,457	3497,821	49,842	-43127,825	270,144

**Tabel 5.12 Pembebanan Ultimit Kombinasi 3**

No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	T <sub>x</sub> (kN)	T <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
1	Berat Sendiri	MS	36570,558			-46875,687	
2	Beban Mati Tambahan	MA	1842,542				
3	Tekanan Tanah	TA		747,821		1747,862	
4	Beban Lajur D	TD	5967,250				
5	Beban Pedestrian	TP	414,050				
6	Gaya Rem	TB		2750		2000	
7	Beban Angin	EW	20,057		49.842		270.144
	Beban Gempa	EQ					
9	Gesekan	FB		4516.029		18064.117	
	Jumlah		44814,457	8013,850	49.842	-25063,708	270,144

**Tabel 5.13 Pembebanan Ultimit Kombinasi 4**

No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	T <sub>x</sub> (kN)	T <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
1	Berat Sendiri	MS	36570.558			-46875.687	
2	Beban Mati Tambahan	MA	1842.542				
3	Tekanan Tanah	TA		747.821		1747.862	
4	Beban Lajur D	TD					
5	Beban Pedestrian	TP					
6	Gaya Rem	TB					
7	Beban Angin	EW					
	Beban Gempa	EQ		9944.501	6406.069	44216.920	44216.92
9	Gesekan	FB					
	Jumlah		38413.100	10692.322	6406.069	-910.905	44216.92

**Tabel 5.14 Rekapitulasi kombinasi pembebanan**

No	Kombinasi Beban	P (kN)	T <sub>x</sub> (kN)	T <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
1	Kombinasi -1	44794.400	747.821	0.000	-45127.825	0
2	Kombinasi -2	44814.457	3497.821	49.842	-25063.708	270.144
3	Kombinasi -3	44814.457	8013.850	49.842	-25063.708	270.144
4	Kombinasi -4	38413.100	10692.322	6406.069	-910.905	44216.92

Dari ke-3 kombinasi beban yang diperoleh, digunakan beban yang terbesar yaitu 44814,457 kN untuk perhitungan analisis fondasi *bored pile*.

### 5.3 DATA TANAH

Data tanah didapat dari pengujian N-SPT. Hasil dari pengujian N-SPT dapat dilihat pada Lampiran.

Data geoteknik pada sta 0+300 diperoleh dari pengujian N-SPT. Hasil N-SPT tersebut disajikan dalam Tabel 5.15 berikut.

**Tabel 5.15 Data Geoteknik Berdasarkan Hasil N-SPT**

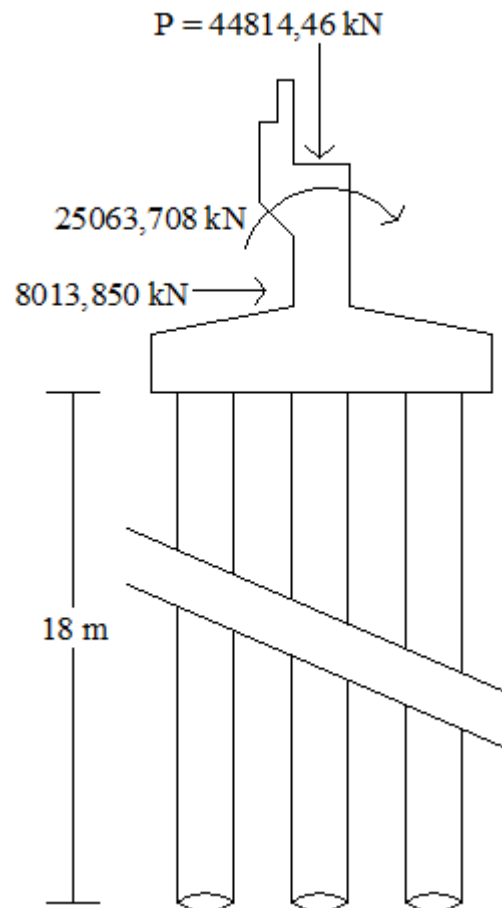
Kedalaman (m)	Nilai N	N'	Cu (kPa)	Cu/Pr	$\alpha$
0 – 2	2	0,9	26	0,26	0,55
2 – 4	3	1,35	21	0,21	0,55
4 – 6	4	2,04	33	0,33	0,55
6 – 8	6	3,42	24	0,24	0,55
8 – 10	7	4,2	17	0,17	0,55
10 – 12	9	5,4	38	0,38	0,55
12 – 14	9	5,4	38	0,38	0,55
14 – 16	14	8,4	29	0,29	0,55
16 – 18	37	22,2	36	0,36	0,55
18 – 20	59	35,4	42	0,42	0,55
20 – 22	62	44,6	40	0,4	0,55
22 – 24	58	43,5	30	0,3	0,55
24 – 26	62	37,2	28	0,28	0,55
26 – 28	64	38,4	24	0,24	0,55
28 – 30	Pemboran selesai	39	44	0,44	0,55

Nilai Cu didapatkan dari hubungan pendekatan dengan N-SPT untuk lempung (AASHTO, 1998). Dengan metode *Reese and Wright* nilai  $Cu = 7 \cdot N$  dan metode *Kulhawy* nilai  $Cu = 6 \cdot N$ . Sedangkan nilai faktor adhesi ( $\alpha$ ) = 0,55 untuk  $c_u/p_r < 1,50$  dan  $\alpha = 0,55 - 0,1 (c_u/p_r - 1,5)$  untuk  $1,5 \leq c_u/p_r \leq 2,5$  dengan  $p_r$  = tekanan atmosfer (100 kPa).

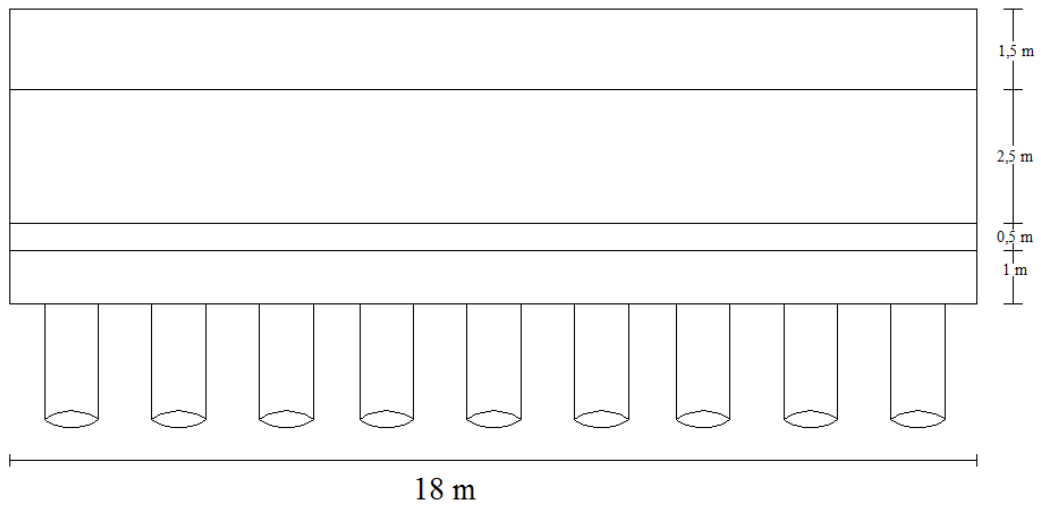
## 5.4 ANALISIS KAPASITAS DUKUNG FONDASI *BORED PILE*

### 5.4.1 Data Umum Struktur Bawah

Dalam kasus ini perhitungan analisa kapasitas *bored pile* diambil pada *abutment* A1 dapat dilihat pada Gambar 5.5.



**Gambar 5.5 Penampang Melintang *Abutment* A1**



**Gambar 5.6 Penampang Memanjang Abutment A1**

Untuk data umum fondasi *bored pile* adalah sebagai berikut.

1. Data *pile cap*

- a. Lebar arah x = 6,0 m
- b. Lebar arah y = 18 m
- c. Tebal *pile cap*
  - $h_p = 1 \text{ m}$
  - $h_t = 1,5 \text{ m}$

2. Data *bored pile*

- a. Mutu beton K-350 ( $f'_c$ ) = 29,05 MPa
- b. Mutu baja tulangan U-39 ( $f_y$ ) = 390 MPa
- c. Modulus elastis beton ( $E_c$ ) =  $4700 \cdot \sqrt{29,05}$   
= 25332,1 MPa
- d. Panjang tiang = 18 m

Data-data tersebut disesuaikan dengan data yang ada di lapangan dan diperoleh dari konsultan Perencana PT. Anugerah Kridapradana.

## 5.4.2 Kapasitas Dukung Tiang Bor Tunggal

### 5.4.2.1 Metode Reese and Wright

1. Tiang *Bored Pile* Diameter 0,8 m

$$D = 0,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,8^2 \\ &= 0,5026 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= \pi \cdot D \\ &= \pi \cdot 0,8^2 \\ &= 2,513 \text{ m} \end{aligned}$$

$$L = 18 \text{ m}$$

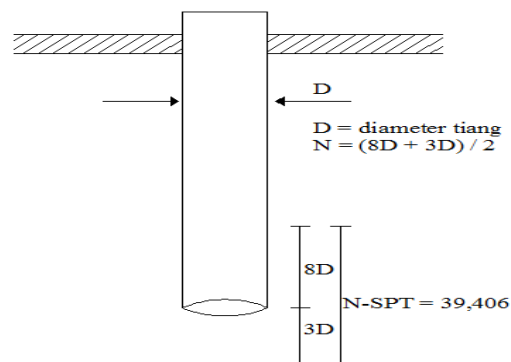
$$\alpha = 0,55$$

- a. Kapasitas dukung ujung tiang

Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ ) dihitung berdasarkan uji SPT, nilai rata-rata N-SPT pada kedalaman  $8D$  dan  $3D$ .

$$8D = 8 \cdot 0,8 = 6,4 \text{ m}, \quad L = 18 - 6,4 = 11,6 \text{ m}$$

$$3D = 3 \cdot 0,8 = 2,4 \text{ m}, \quad L = 18 + 2,4 = 20,4 \text{ m}$$



**Gambar 5.7 Penentuan Nilai N diameter 0,8 m (Jumlah Pukulan)**

Nilai rata-rat N-SPT pada kedalaman  $8D$  diatas dasar tiang

$$N-SPT = \frac{(9 \cdot 0,4) + (9 \cdot 2) + (14 \cdot 2) + (37 \cdot 2)}{6,4} = 19,3125$$

Nilai rata-rat N-SPT pada kedalaman 3D diatas dasar tiang

$$N\text{-SPT} = \frac{(59 \cdot 2) + (62 \cdot 0,4)}{2,4} = 59,5$$

$$\begin{aligned} \text{Rata-rata N-SPT} &= \frac{19,3125 + 59,5}{2} \\ &= 39,406 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_u &= 7 \cdot N \\ &= 7 \cdot 39,406 \\ &= 275,843 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_p &= 9 \cdot C_u \\ &= 9 \cdot 275,843 \\ &= 2482,593 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p \cdot q_p \\ &= 0,5026 \cdot 2482,593 \\ &= 1247,887 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Kapasitas dukung selimut tiang

$$\begin{aligned} Q_s &= \alpha \cdot C_u \cdot L \cdot P \\ &= 0,55 \cdot 275,843 \cdot 18 \cdot 2,513 \\ &= 6863,382 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Kapasitas dukung ultimit tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 1247,887 + 6863,382 \\ &= 8111,270 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Kapasitas dukung ijin tiang

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{8111,270}{3} \\ &= 2703,756 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{all}} \\ &= \frac{44814,457}{2703,756} \\ &= 16,574 \text{ tiang} = 17 \text{ tiang} \end{aligned}$$

2. Tiang *Bored Pile* Diameter 1,0 m

$$D = 1,0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1,0^2 \\ &= 0,7854 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= \pi \cdot D \\ &= \pi \cdot 1,0^2 \\ &= 3,14 \text{ m} \end{aligned}$$

$$L = 18 \text{ m}$$

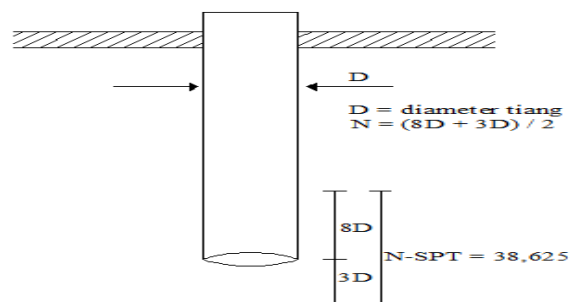
$$\alpha = 0,55$$

a. Kapasitas dukung ujung tiang

Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ ) dihitung berdasarkan uji SPT, nilai rata-rata  $N$ -SPT pada kedalaman  $8D$  dan  $3D$ .

$$8D = 8 \cdot 1,0 = 8 \text{ m}, \quad L = 18 - 8 = 10 \text{ m}$$

$$3D = 3 \cdot 1,0 = 3 \text{ m}, \quad L = 18 + 3 = 21 \text{ m}$$



**Gambar 5.8 Penentuan Nilai N diameter 1,0 m (Jumlah Pukulan)**

Nilai rata-rat N-SPT pada kedalaman 8D diatas dasar tiang

$$N\text{-SPT} = \frac{(9 \cdot 2) + (9 \cdot 2) + (14 \cdot 2) + (37 \cdot 2)}{8} = 17,25$$

Nilai rata-rat N-SPT pada kedalaman 3D diatas dasar tiang

$$N\text{-SPT} = \frac{(59 \cdot 2) + (62 \cdot 1)}{3} = 60$$

$$\begin{aligned} \text{Rata-rata N-SPT} &= \frac{17,25 + 60}{2} \\ &= 38,625 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_u &= 7 \cdot N \\ &= 7 \cdot 38,625 \\ &= 270,375 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_p &= 9 \cdot C_u \\ &= 9 \cdot 270,375 \\ &= 2433,38 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p \cdot q_p \\ &= 0,7854 \cdot 2433,38 \\ &= 1911,1683 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Kapasitas dukung selimut tiang

$$\begin{aligned} Q_s &= \alpha \cdot C_u \cdot L \cdot P \\ &= 0,55 \cdot 270,375 \cdot 18 \cdot 3,14 \\ &= 8409,1403 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Kapasitas dukung ultimit tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 1911,1683 + 8409,1403 \\ &= 10320,309 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Kapasitas dukung ijin tiang

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF}$$

$$= \frac{10320,3}{3}$$

$$= 3440,102 \text{ kN}$$

e. Jumlah tiang (n)

$$n = \frac{P}{Q_{all}}$$

$$= \frac{44814,457}{3440,102}$$

$$= 13,027 \text{ tiang} = 14 \text{ tiang}$$

3. Tiang *Bored Pile* Diameter 1,2 m

$$D = 1,2 \text{ m}$$

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

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

$$= 1,1309 \text{ m}^2$$

$$P = \pi \cdot D$$

$$= \pi \cdot 1,2^2$$

$$= 3,769 \text{ m}$$

$$L = 18 \text{ m}$$

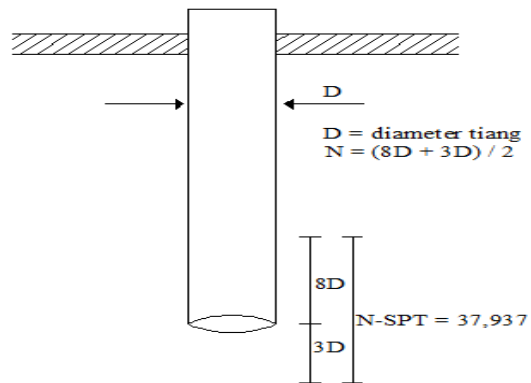
$$\alpha = 0,55$$

a. Kapasitas dukung ujung tiang

Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ ) dihitung berdasarkan uji SPT, nilai rata-rata N-SPT pada kedalaman 8D dan 3D.

$$8D = 8 \cdot 1,2 = 9,6 \text{ m}, \quad L = 18 - 9,6 = 8,4 \text{ m}$$

$$3D = 3 \cdot 1,2 = 3,6 \text{ m}, \quad L = 18 + 3,6 = 21,6 \text{ m}$$



**Gambar 5.9 Penentuan Nilai N diameter 1,2 m (Jumlah Pukulan)**

Nilai rata-rat N-SPT pada kedalaman 8D diatas dasar tiang

$$N\text{-SPT} = \frac{(7 \cdot 1,6) + (9 \cdot 2) + (9 \cdot 2) + (14 \cdot 2) + (37 \cdot 2)}{9,6} = 15,5417$$

Nilai rata-rat N-SPT pada kedalaman 3D diatas dasar tiang

$$N\text{-SPT} = \frac{(59 \cdot 2) + (62 \cdot 1,6)}{3,6} = 60,333$$

$$\begin{aligned} \text{Rata-rata N-SPT} &= \frac{15,5417 + 60,333}{2} \\ &= 37,9375 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_u &= 7 \cdot N \\ &= 7 \cdot 37,9375 \\ &= 265,5625 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_p &= 9 \cdot C_u \\ &= 9 \cdot 265,5625 \\ &= 2390,0625 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p \cdot q_p \\ &= 1,1309 \cdot 2390,0625 \\ &= 2703,0970 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Kapasitas dukung selimut tiang

$$\begin{aligned} Q_s &= \alpha \cdot C_u \cdot L \cdot P \\ &= 0,55 \cdot 265,5625 \cdot 18 \cdot 3,769 \\ &= 9911,3556 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Kapasitas dukung ultimit tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 2703,0970 + 9911,3556 \\ &= 12614,4526 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Kapasitas dukung ijin tiang

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{12614,4526}{3} \\ &= 4204,817 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{all}} \\ &= \frac{44814,457}{4204,817} \\ &= 10,657 \text{ tiang} = 11 \text{ tiang} \end{aligned}$$

#### 5.4.2.2 Metode *Mayerhoff*

1. Tiang *Bored Pile* Diameter 0,8 m

$$D = 0,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,8^2 \\ &= 0,5026 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= \pi \cdot D \\ &= \pi \cdot 0,8^2 \\ &= 2,513 \text{ m} \end{aligned}$$

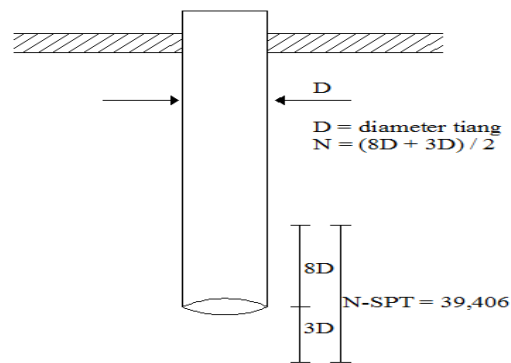
$$L = 18 \text{ m}$$

a. Kapasitas dukung tiang tunggal

Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ ) dihitung berdasarkan uji SPT, nilai rata-rata N-SPT pada kedalaman  $8D$  dan  $3D$ .

$$8D = 8 \cdot 0,8 = 6,4 \text{ m}, \quad L = 18 - 6,4 = 11,6 \text{ m}$$

$$3D = 3 \cdot 0,8 = 2,4 \text{ m}, \quad L = 18 + 2,4 = 20,4 \text{ m}$$



**Gambar 5.10 Penentuan Nilai N diameter 0,8 m (Jumlah Pukulan)**

Nilai rata-rata N-SPT pada kedalaman  $8D$  diatas dasar tiang

$$N\text{-SPT} = \frac{(9 \cdot 0,4) + (9 \cdot 2) + (14 \cdot 2) + (37 \cdot 2)}{6,4} = 19,3125$$

Nilai rata-rata N-SPT pada kedalaman  $3D$  diatas dasar tiang

$$N\text{-SPT} = \frac{(59 \cdot 2) + (62 \cdot 0,4)}{2,4} = 59,5$$

$$\begin{aligned} \text{Rata-rata N-SPT} &= \frac{19,3125 + 59,5}{2} \\ &= 39,406 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_p &= 400 \cdot N \\ &= 400 \cdot 39,406 \\ &= 15762,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \cdot A_p \\ &= 15762,5 \cdot 0,5026 \\ &= 7923,096 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ )

$$\begin{aligned} Q_s &= 0,1 \cdot N \cdot P \\ &= 0,1 \cdot 39,406 \cdot 2,513 \\ &= 9,903 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Kapasitas dukung ultimit tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 7923,096 + 9,903 \\ &= 7933 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Kapasitas dukung ijin tiang

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{7933}{3} \\ &= 2644,334 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Jumlah tiang ( $n$ )

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{all}} \\ &= \frac{44814,457}{2644,334} \\ &= 16,947 \text{ tiang} = 17 \text{ tiang} \end{aligned}$$

2. Tiang *Bored Pile* Diameter 1,0 m

$$D = 1,0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1,0^2 \\ &= 0,785 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= \pi \cdot D \\ &= \pi \cdot 1,0^2 \\ &= 2,513 \text{ m} \end{aligned}$$

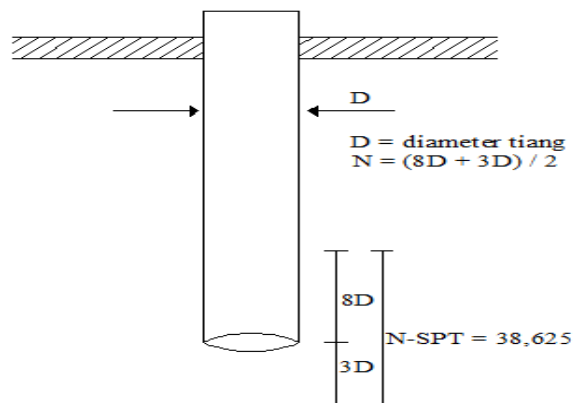
$$L = 18 \text{ m}$$

a. Kapasitas dukung tiang tunggal

Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ ) dihitung berdasarkan uji SPT, nilai rata-rata N-SPT pada kedalaman  $8D$  dan  $3D$ .

$$8D = 8 \cdot 1,0 = 8 \text{ m}, \quad L = 18 - 8 = 10 \text{ m}$$

$$3D = 3 \cdot 1,0 = 3 \text{ m}, \quad L = 18 + 3 = 21 \text{ m}$$



**Gambar 5.11 Penentuan Nilai N diameter 1,0 m (Jumlah Pukulan)**

Nilai rata-rata N-SPT pada kedalaman  $8D$  di atas dasar tiang

$$N\text{-SPT} = \frac{(9 \cdot 2) + (9 \cdot 2) + (14 \cdot 2) + (37 \cdot 2)}{8} = 17,25$$

Nilai rata-rata N-SPT pada kedalaman  $3D$  di atas dasar tiang

$$N\text{-SPT} = \frac{(59 \cdot 2) + (62 \cdot 1)}{3} = 60$$

$$\text{Rata-rata N-SPT} = \frac{17,25 + 60}{2}$$

$$= 38,625$$

$$\begin{aligned} q_p &= 400 \cdot N \\ &= 400 \cdot 38,625 \\ &= 27810 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \cdot A_p \\ &= 27810 \cdot 0,785 \\ &= 15450 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ )

$$\begin{aligned} Q_s &= 0,1 \cdot N \cdot P \\ &= 0,1 \cdot 38,625 \cdot 3,14 \\ &= 12,1344 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Kapasitas dukung ultimit tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 15450 + 12,1344 \\ &= 12146,5360 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Kapasitas dukung ijin tiang

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{12146,5360}{3} \\ &= 4048,845 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Jumlah tiang ( $n$ )

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{all}} \\ &= \frac{44814,457}{4048,845} \\ &= 11,068 \text{ tiang} = 12 \text{ tiang} \end{aligned}$$

3. Tiang *Bored Pile* Diameter 1,2 m

$$D = 1,0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1,2^2 \\ &= 1,130 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= \pi \cdot D \\ &= \pi \cdot 1,2^2 \\ &= 3,769 \text{ m} \end{aligned}$$

$$L = 18 \text{ m}$$

a. Kapasitas dukung tiang tunggal

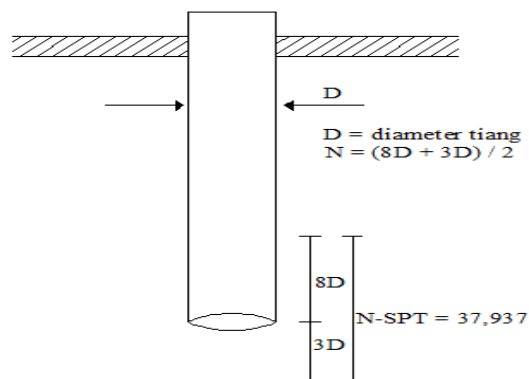
Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ ) dihitung berdasarkan uji SPT, nilai rata-rata N-SPT pada kedalaman  $8D$  dan  $3D$ .

$$8D = 8 \cdot 1,2 = 9,6 \text{ m,}$$

$$L = 18 - 9,6 = 8,4 \text{ m}$$

$$3D = 3 \cdot 1,2 = 3,6 \text{ m,}$$

$$L = 18 + 3,6 = 21,6 \text{ m}$$



**Gambar 5.12 Penentuan Nilai N diameter 1,2 m (Jumlah Pukulan)**

Nilai rata-rata N-SPT pada kedalaman  $8D$  diatas dasar tiang

$$N\text{-SPT} = \frac{(7 \cdot 1,6) + (9 \cdot 2) + (9 \cdot 2) + (14 \cdot 2) + (37 \cdot 2)}{9,6} = 15,5417$$

Nilai rata-rata N-SPT pada kedalaman  $3D$  diatas dasar tiang

$$N\text{-SPT} = \frac{(59 \cdot 2) + (62 \cdot 1,6)}{3,6} = 60,333$$

$$\begin{aligned} \text{Rata-rata N-SPT} &= \frac{15,5417 + 60,333}{2} \\ &= 37,9375 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_p &= 400 \cdot N \\ &= 400 \cdot 37,9375 \\ &= 15175 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \cdot A_p \\ &= 15175 \cdot 1,130 \\ &= 17162,52067 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ )

$$\begin{aligned} Q_s &= 0,1 \cdot N \cdot P \\ &= 0,1 \cdot 37,8885 \cdot 3,769 \\ &= 14,2836 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Kapasitas dukung ultimit tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 17162,52067 + 14,2836 \\ &= 17176,82277 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Kapasitas dukung ijin tiang

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{17176,82277}{3} \\ &= 5725,607 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Jumlah tiang ( $n$ )

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{all}} \\ &= \frac{44814,457}{5725,607} \\ &= 7,827 \text{ tiang} = 8 \text{ tiang} \end{aligned}$$

#### 5.4.2.3 Metode *Kulhawy*

1. Tiang *Bored Pile* Diameter 0,8 m

$$\begin{aligned} D &= 0,8 \text{ m} \\ A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,8^2 \\ &= 0,5026 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= \pi \cdot D \\ &= \pi \cdot 0,8^2 \\ &= 2,513 \text{ m} \end{aligned}$$

$$L = 18 \text{ m}$$

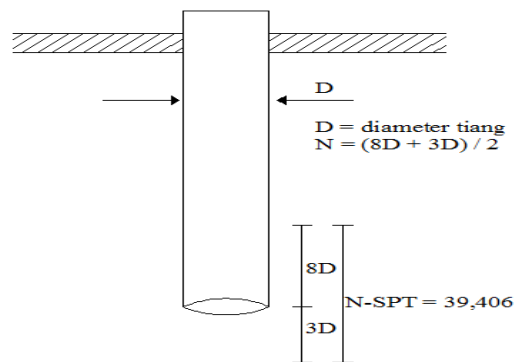
$$\alpha = 0,55$$

a. Kapasitas dukung ujung tiang

Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ ) dihitung berdasarkan uji SPT, nilai rata-rata N-SPT pada kedalaman  $8D$  dan  $3D$ .

$$8D = 8 \cdot 0,8 = 6,4 \text{ m}, \quad L = 18 - 6,4 = 11,6 \text{ m}$$

$$3D = 3 \cdot 0,8 = 2,4 \text{ m}, \quad L = 18 + 2,4 = 20,4 \text{ m}$$



**Gambar 5.13 Penentuan Nilai N diameter 0,8 m (Jumlah Pukulan)**

Nilai rata-rata N-SPT pada kedalaman  $8D$  di atas dasar tiang

$$N-SPT = \frac{(9 \cdot 0,4) + (9 \cdot 2) + (14 \cdot 2) + (37 \cdot 2)}{6,4} = 19,3125$$

Nilai rata-rata N-SPT pada kedalaman  $3D$  di atas dasar tiang

$$N-SPT = \frac{(59 \cdot 2) + (62 \cdot 0,4)}{2,4} = 59,5$$

$$\begin{aligned} \text{Rata-rata N-SPT} &= \frac{19,3125 + 59,5}{2} \\ &= 39,406 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_u &= 6 \cdot N \\ &= 6 \cdot 39,406 \\ &= 236,4375 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_p &= 9 \cdot C_u \\ &= 9 \cdot 236,4375 \\ &= 2127,9375 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p \cdot q_p \\ &= 0,5026 \cdot 2127,9375 \\ &= 1069,618 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Kapasitas dukung selimut tiang

$$\begin{aligned} Q_s &= \alpha \cdot C_u \cdot L \cdot P \\ &= 0,55 \cdot 236,437 \cdot 18 \cdot 2,513 \\ &= 5882,899 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Kapasitas dukung ultimit tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 1069,618 + 5882,899 \\ &= 6952,517 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Kapasitas dukung ijin tiang

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{6952,517}{3} \\ &= 2317,505 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{all}} \\ &= \frac{44814,457}{2317,505} \\ &= 19,337 \text{ tiang} = 20 \text{ tiang} \end{aligned}$$

2. Tiang *Bored Pile* Diameter 1,0 m

$$D = 1,0 \text{ m}$$

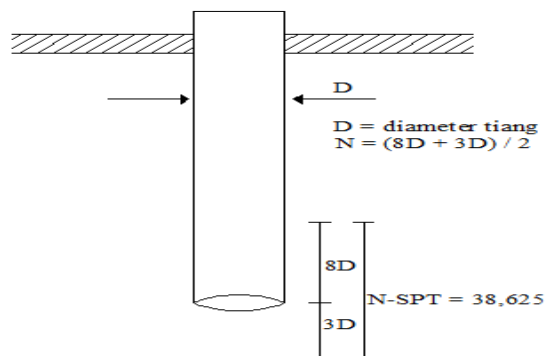
$$A_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1,0^2 \\
 &= 0,7854 \text{ m}^2 \\
 P &= \pi \cdot D \\
 &= \pi \cdot 1,0^2 \\
 &= 3,14 \text{ m} \\
 L &= 18 \text{ m} \\
 \alpha &= 0,55
 \end{aligned}$$

a. Kapasitas dukung ujung tiang

Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ ) dihitung berdasarkan uji SPT, nilai rata-rata N-SPT pada kedalaman  $8D$  dan  $3D$ .

$$\begin{aligned}
 8D &= 8 \cdot 1,0 = 8 \text{ m}, & L &= 18 - 8 = 10 \text{ m} \\
 3D &= 3 \cdot 1,0 = 3 \text{ m}, & L &= 18 + 3 = 21 \text{ m}
 \end{aligned}$$



**Gambar 5.14 Penentuan Nilai N diameter 1,0 m (Jumlah Pukulan)**

Nilai rata-rata N-SPT pada kedalaman  $8D$  di atas dasar tiang

$$N\text{-SPT} = \frac{(9 \cdot 2) + (9 \cdot 2) + (14 \cdot 2) + (37 \cdot 2)}{8} = 17,25$$

Nilai rata-rata N-SPT pada kedalaman  $3D$  di atas dasar tiang

$$N\text{-SPT} = \frac{(59 \cdot 2) + (62 \cdot 1)}{3} = 60$$

$$\begin{aligned}
 \text{Rata-rata N-SPT} &= \frac{17,25 + 60}{2} \\
 &= 38,625
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_u &= 6 \cdot N \\ &= 6 \cdot 38,625 \\ &= 231,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_p &= 9 \cdot C_u \\ &= 9 \cdot 231,75 \\ &= 2085,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p \cdot q_p \\ &= 0,7854 \cdot 2085,75 \\ &= 1638,1442 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Kapasitas dukung selimut tiang

$$\begin{aligned} Q_s &= \alpha \cdot C_u \cdot L \cdot P \\ &= 0,55 \cdot 231,75 \cdot 18 \cdot 3,14 \\ &= 7207,8345 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Kapasitas dukung ultimit tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 1638,1442 + 7207,8345 \\ &= 8845,9787 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Kapasitas dukung ijin tiang

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{8845,9787}{3} \\ &= 2948,659 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{all}} \\ &= \frac{44814,457}{2948,659} \\ &= 15,198 \text{ tiang} = 16 \text{ tiang} \end{aligned}$$

3. Tiang *Bored Pile* Diameter 1,0 m

$$D = 1,2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1,2^2 \\ &= 1,1309 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= \pi \cdot D \\ &= \pi \cdot 1,2^2 \\ &= 3,769 \text{ m} \end{aligned}$$

$$L = 18 \text{ m}$$

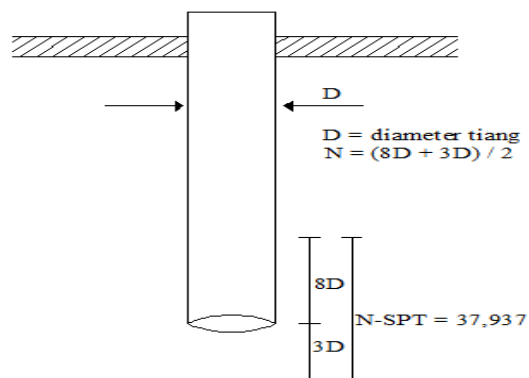
$$\alpha = 0,55$$

## a. Kapasitas dukung ujung tiang

Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ ) dihitung berdasarkan uji SPT, nilai rata-rata N-SPT pada kedalaman  $8D$  dan  $3D$ .

$$8D = 8 \cdot 1,2 = 9,6 \text{ m}, \quad L = 18 - 9,6 = 8,4 \text{ m}$$

$$3D = 3 \cdot 1,2 = 3,6 \text{ m}, \quad L = 18 + 3,6 = 21,6 \text{ m}$$



**Gambar 5.15 Penentuan Nilai N diameter 1,2 m (Jumlah Pukulan)**

Nilai rata-rat N-SPT pada kedalaman  $8D$  diatas dasar tiang

$$N-SPT = \frac{(7 \cdot 1,6) + (9 \cdot 2) + (9 \cdot 2) + (14 \cdot 2) + (37 \cdot 2)}{9,6} = 15,5417$$

Nilai rata-rat N-SPT pada kedalaman 3D diatas dasar tiang

$$N\text{-SPT} = \frac{(59 \cdot 2) + (62 \cdot 1,6)}{3,6} = 60,333$$

$$\begin{aligned} \text{Rata-rata N-SPT} &= \frac{15,5417 + 60,333}{2} \\ &= 37,9375 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_u &= 6 \cdot N \\ &= 6 \cdot 37,9375 \\ &= 227,625 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_p &= 9 \cdot C_u \\ &= 9 \cdot 227,625 \\ &= 2048,625 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p \cdot q_p \\ &= 1,1309 \cdot 2048,625 \\ &= 2316,9402 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Kapasitas dukung selimut tiang

$$\begin{aligned} Q_s &= \alpha \cdot C_u \cdot L \cdot P \\ &= 0,55 \cdot 227,625 \cdot 18 \cdot 3,769 \\ &= 8495,4473 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Kapasitas dukung ultimit tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 2316,9402 + 8495,4473 \\ &= 10812,3880 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Kapasitas dukung ijin tiang

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{10812,3880}{3} \\ &= 3604,129 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{all}} \\ &= \frac{44814,457}{3604,129} \\ &= 12,434 \text{ tiang} = 13 \text{ tiang} \end{aligned}$$

### 5.4.3 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok *Bored Pile*

Menurut Raharjo (2005), pada tiang bor dimana tahanan gesek dominan dengan jarak  $S = 3D$ , nilai efisiensi ( $E_g$ ) berkisar antara 0,67 hingga 0,75 tetapi pada tiang bor jenis tahanan ujung nilai efisiensi dapat dianggap sebesar 1,0.

#### 5.4.3.1 Kelompok Tiang Diameter 0,8 m

1. Metode *Reese and Wright*

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_a \\ &= 1 \cdot 17 \cdot 2703,756 \\ &= 45963,864 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Metode *Mayerhoff*

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_a \\ &= 1 \cdot 17 \cdot 2644,334 \\ &= 44953,67 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Metode *Kulhawy*

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_a \\ &= 1 \cdot 20 \cdot 2317,505 \\ &= 46350,115 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### 5.4.3.2 Kelompok Tiang Diameter 1,0 m

1. Metode *Reese and Wright*

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_a \\ &= 1 \cdot 14 \cdot 3440,102 \\ &= 48161,440 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Metode *Mayerhoff*

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_a \\ &= 1 \cdot 12 \cdot 4048,845 \\ &= 48586,144 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Metode *Kulhawy*

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_a \\ &= 1 \cdot 16 \cdot 2948,659 \\ &= 47178,553 \text{ kN} \end{aligned}$$

**5.4.3.3 Kelompok Tiang Diameter 1,2 m**1. Metode *Reese and Wright*

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_a \\ &= 1 \cdot 11 \cdot 4204,817 \\ &= 46252,993 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Metode *Mayerhoff*

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_a \\ &= 1 \cdot 8 \cdot 5725,607 \\ &= 45804,860 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Metode *Kulhawy*

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_a \\ &= 1 \cdot 13 \cdot 3604,129 \\ &= 46853,681 \text{ kN} \end{aligned}$$

**5.4.4 Distribusi Pembebanan Pada Fondasi Kelompok Tiang**

Dari analisis kelompok tiang metode *Reese & Wright*, *Mayerhoff* dan *Kulhawy*, beban yang diterima oleh tiap-tiap tiang ( $P_i$ ) pada kelompok tiang bor dapat dihitung dengan dengan rumus sebagai berikut.

$$P_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$$

#### 5.4.4.1 Kelompok Tiang Diameter 0,8 m

##### 1. Metode Reese & Wright

$$\text{Beban aksial (P)} = 44814,457 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pile cap (W)} &= (B \cdot H \cdot t) \cdot \gamma \\ &= (18 \cdot 6 \cdot 1,5) \cdot 17 \\ &= 2754 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tiang} &= A_p \cdot \gamma \cdot n \cdot L \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,8^2 \cdot 17 \cdot 17 \cdot 18 \\ &= 2614,810 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Total} &= P + W + \text{berat tiang} \\ &= 44814,457 + 2754 + 2614,810 \\ &= 50183 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$n \text{ tiang} = 17 \text{ buah}$$

absis tiang terhadap pusat *pile cap* :

$$x = 7,5 \text{ m}$$

$$y = 3 \text{ m}$$

$$\sum x^2 = 168,75 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = 36 \text{ m}^2$$

$$M_x = 25063,708 \text{ kNm}$$

$$M_y = 270,144 \text{ kNm}$$

$$L_g = 15,8 \text{ m}$$

$$B_g = 3,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P1 &= \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \\ &= \frac{50183,270}{17} + \frac{270,144 \cdot 3}{168,75} + \frac{25063,708 \cdot 7,5}{36} \\ &= 5052,605 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P2 = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$$

$$= \frac{50183,270}{17} - \frac{270,144 \cdot 3}{168,75} - \frac{25063,708 \cdot 7,5}{36}$$

$$= 851,308 \text{ kN}$$

Untuk analisis kekuatan tiang bor dengan mutu beton K-400, diameter tiang 0,8 m, dan panjang 18 m, kekuatan tiang dihitung dengan rumus berikut.

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

dengan :

$$P = 5052,605 \text{ kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)}$$

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

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

$$= 0,5026 \text{ m}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$= \frac{5052,605}{0,5026}$$

$$= 10051,839 \text{ kN/m}^2$$

$$= 100,518 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ijin} = \text{K-400}$$

$$= 400 \cdot 0,83$$

$$= 332 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 100,518 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ijin} = 332 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{AMAN})$$

## 2. Metode *Mayerhoff*

$$\text{Beban aksial (P)} = 44814,457 \text{ kN}$$

$$\text{Berat pile cap (W)} = (B \cdot H \cdot t) \cdot \gamma$$

$$= (18 \cdot 6 \cdot 1,5) \cdot 17$$

$$= 2754 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat tiang} &= A_p \cdot \gamma \cdot n \cdot L \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,8^2 \cdot 17 \cdot 17 \cdot 18 \\
 &= 2614,810 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Total} &= P + W + \text{berat tiang} \\
 &= 44814,457 + 2754 + 2614,810 \\
 &= 50183,2704 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$n \text{ tiang} = 17 \text{ buah}$$

absis tiang terhadap pusat *pile cap* :

$$x = 7,5 \text{ m}$$

$$y = 3 \text{ m}$$

$$\sum x^2 = 168,75 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = 36 \text{ m}^2$$

$$M_x = 25063,708 \text{ kNm}$$

$$M_y = 270,144 \text{ kNm}$$

$$L_g = 15,8 \text{ m}$$

$$B_g = 3,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 P1 &= \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \\
 &= \frac{50183,270}{12} + \frac{270,144 \cdot 7,5}{168,75} + \frac{25063,708 \cdot 3}{36} \\
 &= 5052,605 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P2 &= \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \\
 &= \frac{50183,270}{12} + \frac{270,144 \cdot 7,5}{168,75} + \frac{25063,708 \cdot 3}{36} \\
 &= 851,308 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk analisis kekuatan tiang bor dengan mutu beton K-400, diameter tiang 0,8 m, dan panjang 18 m, kekuatan tiang dihitung dengan rumus berikut.

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

dengan :

$$P = 5052,605 \text{ kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,8^2 \\ &= 0,5026 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{5052,605}{0,5026} \\ &= 10051,839 \text{ kN/m}^2 \\ &= 100,51 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ijin} &= K-400 \\ &= 400 \cdot 0,83 \\ &= 332 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma = 100,51 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ijin} = 332 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{AMAN})$$

### 3. Metode *Kulhawy*

$$\text{Beban aksial (P)} = 44814,457 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pile cap (W)} &= (B \cdot H \cdot t) \cdot \gamma \\ &= (18 \cdot 6 \cdot 1,5) \cdot 17 \\ &= 2754 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tiang} &= A_p \cdot \gamma \cdot n \cdot L \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,8^2 \cdot 17 \cdot 20 \cdot 18 \\ &= 3076,247 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Total} &= P + W + \text{berat tiang} \\ &= 44814,457 + 2754 + 3076,247 \\ &= 50644,707 \text{ kN} \end{aligned}$$

n tiang = 20 buah

absis tiang terhadap pusat *pile cap* :

$$x = 7,71 \text{ m}$$

$$y = 3 \text{ m}$$

$$\sum x^2 = 178,332 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = 45 \text{ m}^2$$

$$M_x = 25063,708 \text{ kNm}$$

$$M_y = 270,144 \text{ kNm}$$

$$L_g = 16,23 \text{ m}$$

$$B_g = 3,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P1 &= \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \\ &= \frac{50644,707}{20} + \frac{270,144 \cdot 7,71}{178,332} + \frac{25063,708 \cdot 3}{45} \\ &= 4214,828 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P2 &= \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \\ &= \frac{50644,707}{20} - \frac{270,144 \cdot 7,71}{178,332} - \frac{25063,708 \cdot 3}{45} \\ &= 849,642 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk analisis kekuatan tiang bor dengan mutu beton K-400, diameter tiang 0,8 m, dan panjang 18 m, kekuatan tiang dihitung dengan rumus berikut.

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

dengan :

$$P = 4214,828 \text{ kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,8^2 \\ &= 0,5026 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{4214,828}{0,5026} \\ &= 8385,135 \text{ kN/m}^2 \\ &= 83,851 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{ijin} &= K-400 \\ &= 400 \cdot 0,83 \\ &= 332 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\sigma = 83,851 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ijin} = 332 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{AMAN})$$

#### 5.4.4.2 Kelompok Tiang Diameter 1,0 m

##### 1. Metode Reese & Wright

$$\text{Beban aksial (P)} = 44814,457 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat } pile \text{ cap (W)} &= (B \cdot H \cdot t) \cdot \gamma \\ &= (18 \cdot 6 \cdot 1,5) \cdot 17 \\ &= 2754 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat tiang} &= A_p \cdot \gamma \cdot n \cdot L \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1,0^2 \cdot 17 \cdot 14 \cdot 18 \\ &= 3364,645 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Total} &= P + W + \text{berat tiang} \\ &= 44814,457 + 2754 + 3364,645 \\ &= 50933,105 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$n \text{ tiang} = 14 \text{ buah}$$

absis tiang terhadap pusat *pile cap* :

$$x = 7,71 \text{ m}$$

$$y = 2 \text{ m}$$

$$\sum x^2 = 178,332 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = 20 \text{ m}^2$$

$$M_x = 25063,708 \text{ kNm}$$

$$M_y = 270,144 \text{ kNm}$$

$$L_g = 16,43 \text{ m}$$

$$B_g = 3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P1 &= \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \\ &= \frac{50933,105}{14} + \frac{270,144 \cdot 7,713}{178,332} + \frac{25063,708 \cdot 2}{20} \\ &= 6156,129 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P2 &= \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \\ &= \frac{50933,105}{14} - \frac{270,144 \cdot 7,713}{178,332} - \frac{25063,708 \cdot 2}{20} \\ &= 1120,028 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk analisis kekuatan tiang bor dengan mutu beton K-400, diameter tiang 1,0 m, dan panjang 18 m, kekuatan tiang dihitung dengan rumus berikut.

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

dengan :

$$P = 6156,129 \text{ kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1,0^2 \\ &= 0,785 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{6156,129}{0,785} \\ &= 7838,227 \text{ kN/m}^2 \\ &= 78,38 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{ijin} &= K-400 \\ &= 400 \cdot 0,83 \\ &= 332 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\sigma = 78,38 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ijin} = 332 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{AMAN})$$

## 2. Metode *Mayerhoff*

$$\text{Beban aksial (P)} = 44814,457 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat pile cap (W)} &= (B \cdot H \cdot t) \cdot \gamma \\ &= (18 \cdot 6 \cdot 1,5) \cdot 17 \\ &= 2754 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat tiang} &= A_p \cdot \gamma \cdot n \cdot L \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1,0^2 \cdot 17 \cdot 12 \cdot 18 \\ &= 2883982 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Total} &= P + W + \text{berat tiang} \\ &= 44814,457 + 2754 + 2883982 \\ &= 50452,442 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$n \text{ tiang} = 14 \text{ buah}$$

absis tiang terhadap pusat *pile cap* :

$$x = 6,75 \text{ m}$$

$$y = 3 \text{ m}$$

$$\sum x^2 = 91,125 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = 36 \text{ m}^2$$

$$M_x = 25063,708 \text{ kNm}$$

$$M_y = 270,144 \text{ kNm}$$

$$L_g = 14,7 \text{ m}$$

$$B_g = 4,2 \text{ m}$$

$$P1 = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$$

$$= \frac{50452,442}{12} + \frac{270,144 \cdot 6,75}{91,125} + \frac{25063,708 \cdot 3}{36}$$

$$= 6313,023 \text{ kN}$$

$$P2 = \frac{V}{n} \pm \frac{My \cdot x}{\Sigma x^2} \pm \frac{Mx \cdot y}{\Sigma y^2}$$

$$= \frac{50452,442}{12} - \frac{270,144 \cdot 6,75}{91,125} - \frac{25063,708 \cdot 3}{36}$$

$$= 2093,712 \text{ kN}$$

Untuk analisis kekuatan tiang bor dengan mutu beton K-400, diameter tiang 1,0 m, dan panjang 18 m, kekuatan tiang dihitung dengan rumus berikut.

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

dengan :

$$P = 6313,023 \text{ kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)}$$

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

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

$$= 0,785 \text{ m}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$= \frac{6313,023}{0,785}$$

$$= 8037,99 \text{ kN/m}^2$$

$$= 80,379 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ijin} = K-400$$

$$= 400 \cdot 0,83$$

$$= 332 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 80,379 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ijin} = 332 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{AMAN})$$

3. Metode *Kulhawy*

$$\text{Beban aksial (P)} = 44814,457 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat } \textit{pile cap} \text{ (W)} &= (B \cdot H \cdot t) \cdot \gamma \\ &= (18 \cdot 6 \cdot 1,5) \cdot 17 \\ &= 2754 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tiang} &= A_p \cdot \gamma \cdot n \cdot L \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1,0^2 \cdot 17 \cdot 16 \cdot 18 \\ &= 3845,309 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Total} &= P + W + \text{berat tiang} \\ &= 44814,457 + 2754 + 3845,309 \\ &= 50212,1102 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$n \text{ tiang} = 16 \text{ buah}$$

absis tiang terhadap pusat *pile cap* :

$$x = 7,71 \text{ m}$$

$$y = 3 \text{ m}$$

$$\sum x^2 = 118,88 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = 45 \text{ m}^2$$

$$M_x = 25063,708 \text{ kNm}$$

$$M_y = 270,144 \text{ kNm}$$

$$L_g = 16,43 \text{ m}$$

$$B_g = 4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P1 &= \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \\ &= \frac{50212,1102}{16} + \frac{270,144 \cdot 7,71}{118,88} + \frac{25063,708 \cdot 3}{45} \\ &= 4901,793 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P2 = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$$

$$= \frac{50212,1102}{16} - \frac{270,144 \cdot 7,71}{118,88} - \frac{25063,708 \cdot 3}{45}$$

$$= 1524,927 \text{ kN}$$

Untuk analisis kekuatan tiang bor dengan mutu beton K-400, diameter tiang 1,0 m, dan panjang 18 m, kekuatan tiang dihitung dengan rumus berikut.

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

dengan :

$$P = 4901,793 \text{ kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)}$$

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

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

$$= 0,785 \text{ m}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$= \frac{4901,793}{0,785}$$

$$= 6241,157 \text{ kN/m}^2$$

$$= 62,411 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ijin} = \text{K-400}$$

$$= 400 \cdot 0,83$$

$$= 332 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 62,411 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ijin} = 332 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{AMAN})$$

#### 5.4.4.3 Kelompok Tiang Diameter 1,2 m

##### 1. Metode Reese & Wright

$$\text{Beban aksial (P)} = 44814,457 \text{ kN}$$

$$\text{Berat pile cap (W)} = (B \cdot H \cdot t) \cdot \gamma$$

$$= (18 \cdot 6 \cdot 1,5) \cdot 17$$

$$= 2754 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tiang} &= A_p \cdot \gamma \cdot n \cdot L \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1,2^2 \cdot 17 \cdot 11 \cdot 18 \\ &= 3806,856 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Total} &= P + W + \text{berat tiang} \\ &= 44814,457 + 2754 + 3806,856 \\ &= 51375,316 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$n \text{ tiang} = 11 \text{ buah}$$

absis tiang terhadap pusat *pile cap* :

$$x = 6,75 \text{ m}$$

$$y = 3 \text{ m}$$

$$\sum x^2 = 91,125 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = 36 \text{ m}^2$$

$$M_x = 25063,708 \text{ kNm}$$

$$M_y = 270,144 \text{ kNm}$$

$$L_g = 14,7 \text{ m}$$

$$B_g = 4,2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P1 &= \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \\ &= \frac{51375,316}{11} + \frac{270,144 \cdot 6,75}{91,125} + \frac{25063,708 \cdot 3}{36} \\ &= 6779,136 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P2 &= \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \\ &= \frac{51375,316}{11} - \frac{270,144 \cdot 6,75}{91,125} - \frac{25063,708 \cdot 3}{36} \\ &= 2561,830 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk analisis kekuatan tiang bor dengan mutu beton K-400, diameter tiang 1,2 m, dan panjang 18 m, kekuatan tiang dihitung dengan rumus berikut.

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

dengan :

$$P = 6779,136 \text{ kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1,2^2 \\ &= 1,1309 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{6779,136}{1,1309} \\ &= 5994,072 \text{ kN/m}^2 \\ &= 59,940 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ijin} &= \text{K-400} \\ &= 400 \cdot 0,83 \\ &= 332 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma = 59,940 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ijin} = 332 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{AMAN})$$

## 2. Metode *Mayerhoff*

$$\text{Beban aksial (P)} = 44814,457 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pile cap (W)} &= (B \cdot H \cdot t) \cdot \gamma \\ &= (18 \cdot 6 \cdot 1,5) \cdot 17 \\ &= 2754 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tiang} &= A_p \cdot \gamma \cdot n \cdot L \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1,2^2 \cdot 17 \cdot 8 \cdot 18 \\ &= 2768,622 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Total} &= P + W + \text{berat tiang} \\
 &= 44814,457 + 2754 + 2768,622 \\
 &= 50337,082 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$n \text{ tiang} = 8 \text{ buah}$$

absis tiang terhadap pusat *pile cap* :

$$x = 6,75 \text{ m}$$

$$y = 3 \text{ m}$$

$$\sum x^2 = 91,125 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = 27 \text{ m}^2$$

$$M_x = 25063,708 \text{ kNm}$$

$$M_y = 270,144 \text{ kNm}$$

$$L_g = 14,7 \text{ m}$$

$$B_g = 4,2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 P1 &= \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \\
 &= \frac{50337,082}{8} + \frac{270,144 \cdot 6,75}{91,125} + \frac{25063,708 \cdot 3}{27} \\
 &= 9097 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P2 &= \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \\
 &= \frac{50337,082}{8} - \frac{270,144 \cdot 6,75}{91,125} - \frac{25063,708 \cdot 3}{27} \\
 &= 3487,268 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk analisis kekuatan tiang bor dengan mutu beton K-400, diameter tiang 1,2 m, dan panjang 18 m, kekuatan tiang dihitung dengan rumus berikut.

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

dengan :

$$P = 9097 \text{ kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)}$$

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1,2^2 \\
 &= 1,1309 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma &= \frac{P}{A} \\
 &= \frac{9097}{1,1309} \\
 &= 8043,516 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 80,43 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{ijin} &= \text{K-400} \\
 &= 400 \cdot 0,83 \\
 &= 332 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\sigma = 80,43 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ijin} = 332 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{AMAN})$$

### 3. Metode *Kulhawy*

$$\text{Beban aksial (P)} = 44814,457 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat } \textit{pile cap} \text{ (W)} &= (B \cdot H \cdot t) \cdot \gamma \\
 &= (18 \cdot 6 \cdot 1,5) \cdot 17 \\
 &= 2754 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat tiang} &= A_p \cdot \gamma \cdot n \cdot L \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1,2^2 \cdot 17 \cdot 13 \cdot 18 \\
 &= 4499,012 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Total} &= P + W + \text{berat tiang} \\
 &= 44814,457 + 2754 + 4499,012 \\
 &= 50683,160 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$n \text{ tiang} = 13 \text{ buah}$$

absis tiang terhadap pusat *pile cap* :

$$x = 7,2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 y &= 3 \text{ m} \\
 \sum x^2 &= 155,52 \text{ m}^2 \\
 \sum y^2 &= 27 \text{ m}^2 \\
 Mx &= 25063,708 \text{ kNm} \\
 My &= 270,144 \text{ kNm} \\
 Lg &= 15,6 \text{ m} \\
 Bg &= 4,2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P1 &= \frac{V}{n} \pm \frac{My \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{Mx \cdot y}{\sum y^2} \\
 &= \frac{50683,160}{13} + \frac{270,144 \cdot 7,2}{155,52} + \frac{25063,708 \cdot 3}{27} \\
 &= 6802,553 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P2 &= \frac{V}{n} \pm \frac{My \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{Mx \cdot y}{\sum y^2} \\
 &= \frac{50683,160}{13} - \frac{270,144 \cdot 7,2}{155,52} - \frac{25063,708 \cdot 3}{27} \\
 &= 1207,827 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk analisis kekuatan tiang bor dengan mutu beton K-400, diameter tiang 1,2 m, dan panjang 18 m, kekuatan tiang dihitung dengan rumus berikut.

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

dengan :

$$\begin{aligned}
 P &= 6802,553 \text{ kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)} \\
 A &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1,2^2 \\
 &= 1,1309 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma &= \frac{P}{A} \\
 &= \frac{6802,553}{1,1309} \\
 &= 6014,77 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$= 60,147 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}\sigma_{ijin} &= \text{K-400} \\ &= 400 \cdot 0,83 \\ &= 332 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\sigma = 60,147 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ijin} = 332 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{AMAN})$$

Dari hasil yang diperoleh nilai beban maksimum yang ditumpu oleh tiang dengan diameter 1,2 metode *Mayerhoff* adalah 9711,606 kN, sedangkan nilai kapasitas ijin satu tiang adalah 8588,411 kN, jadi tiang mampu menahan beban yang bekerja di atasnya.

#### 5.4.5 Penurunan Fondasi Tiang

Penurunan tiang menentukan perhitungan penurunan tiang tunggal dan penurunan kelompok tiang.

##### 5.4.5.1 Penurunan Tiang Tunggal Diameter 0,8 m

Penurunan tiang dapat dihitung dengan metode semi empiris dan metode empiris.

#### 1. Metode *Reese & Wright*

##### a. Metode Semi Empiris

$$S = S_s + S_p + S_{ps}, \text{ dengan :}$$

$$\begin{aligned}S_s &= \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s) \cdot L}{A_p \cdot E_p}; \text{ dengan } \alpha = 0,55 \\ &= \frac{(1247,887 + 0,55 \cdot 6863,3824) \cdot 18}{0,5026 \cdot 25332084,4} \\ &= 0,0071 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S_p &= \frac{(C_p \cdot Q_p)}{D \cdot q_p}; \text{ dengan } q_p = 2482,593 \text{ kN dan } C_p = 0,05 \\ &= \frac{(0,05 \cdot 1247,887)}{0,8 \cdot 2482,593} \\ &= 0,0314 \text{ m}\end{aligned}$$

$$S_{ps} = \left( \frac{Q_{ws}}{p \cdot L} \right) \cdot \frac{D}{E_s} \cdot (1 - V_s^2) \cdot I_{ws}, \text{ dengan}$$

$$\begin{aligned} I_{ws} &= \left[ 2 + 0,35 \cdot \sqrt{\frac{L}{D}} \right] \\ &= \left[ 2 + 0,35 \cdot \sqrt{\frac{18}{0,8}} \right] \\ &= 3,660 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{ps} &= \left( \frac{45963,864}{2,513 \cdot 18} \right) \cdot \frac{0,8}{25332084,4} \cdot (1 - 0,3^2) \cdot 3,660 \\ &= 1,0687 \times 10^{-5} \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= S_s + S_p + S_{ps} \\ &= 0,0071 + 0,0314 + 1,0687 \times 10^{-5} \\ &= 0,0386 \text{ m} = 3,86 \text{ cm} \end{aligned}$$

b. Metode Empiris

$$\begin{aligned} S &= \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot l}{A_p \cdot E_p} \\ &= \frac{0,8}{100} + \frac{44814,457 \cdot 18}{0,5026 \cdot 25332084,4} \\ &= 0,0713 \text{ m} = 7,13 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dari kedua hasil perhitungan tersebut diambil nilai penurunan tiang terbesar yaitu, 7,13 cm.

2. Metode *Mayerhoff*

a. Metode Semi Empiris

$$\begin{aligned} S &= S_s + S_p + S_{ps}, \text{ dengan :} \\ S_s &= \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s) \cdot L}{A_p \cdot E_p}; \text{ dengan } \alpha = 0,55 \\ &= \frac{(7923,0966 + 0,55 \cdot 9,9038) \cdot 18}{0,5026 \cdot 25332084,4} \\ &= 0,0112 \text{ m} \end{aligned}$$

$$S_p = \frac{(C_p \cdot Q_p)}{D \cdot q_p}; \text{ dengan } q_p = 15762,5 \text{ kN dan } C_p = 0,05$$

$$= \frac{(0,05 \cdot 7923,0966)}{0,8 \cdot 15762,5}$$

$$= 0,0314 \text{ m}$$

$$S_{ps} = \left( \frac{Q_{ws}}{p \cdot L} \right) \cdot \frac{D}{E_s} \cdot (1 - V_s^2) \cdot I_{ws}, \text{ dengan}$$

$$I_{ws} = \left[ 2 + 0,35 \cdot \sqrt{\frac{L}{D}} \right]$$

$$= \left[ 2 + 0,35 \cdot \sqrt{\frac{18}{0,8}} \right]$$

$$= 3,660$$

$$S_{ps} = \left( \frac{44953,669}{2,513 \cdot 18} \right) \cdot \frac{0,8}{25332084,4} \cdot (1 - 0,3^2) \cdot 3,660$$

$$= 1,045 \times 10^{-8} \text{ m}$$

$$S = S_s + S_p + S_{ps}$$

$$= 0,0112 + 0,0314 + 1,045 \times 10^{-8}$$

$$= 0,0427 \text{ m} = 4,27 \text{ cm}$$

b. Metode Empiris

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot l}{A_p \cdot E_p}$$

$$= \frac{0,8}{100} + \frac{44814,457 \cdot 18}{0,5026 \cdot 25332084,4}$$

$$= 0,0713 \text{ m} = 7,13 \text{ cm}$$

Dari kedua hasil perhitungan tersebut diambil nilai penurunan tiang terbesar yaitu, 7,13 cm.

3. Metode *Kulhawy*

a. Metode Semi Empiris

$$S = S_s + S_p + S_{ps}, \text{ dengan :}$$

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s) \cdot L}{A_p \cdot E_p}; \text{ dengan } \alpha = 0,55$$

$$= \frac{(1069,6180 + 0,55 \cdot 5882,8992) \cdot 18}{0,5026 \cdot 25332084,4}$$

$$= 0,00608 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} S_p &= \frac{(C_p \cdot Q_p)}{D \cdot q_p} ; \text{ dengan } q_p = 2127,9375 \text{ kN dan } C_p = 0,05 \\ &= \frac{(0,05 \cdot 1069,6180)}{0,8 \cdot 2127,9375} \\ &= 0,0314 \text{ m} \end{aligned}$$

$$S_{ps} = \left( \frac{Q_{WS}}{p \cdot L} \right) \cdot \frac{D}{E_s} \cdot (1 - V_s^2) \cdot I_{WS} , \text{ dengan}$$

$$\begin{aligned} I_{WS} &= [2 + 0,35 \cdot \sqrt{\frac{L}{D}}] \\ &= [2 + 0,35 \cdot \sqrt{\frac{18}{0,8}}] \\ &= 3,660 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{ps} &= \left( \frac{46530,115}{2,513 \cdot 18} \right) \cdot \frac{0,8}{25332084,4} \cdot (1 - 0,3^2) \cdot 3,660 \\ &= 1,077 \times 10^{-5} \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= S_s + S_p + S_{ps} \\ &= 0,0112 + 0,0314 + 1,077 \times 10^{-5} \\ &= 0,0376 \text{ m} = 3,76 \text{ cm} \end{aligned}$$

b. Metode Empiris

$$\begin{aligned} S &= \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot l}{A_P \cdot E_P} \\ &= \frac{0,8}{100} + \frac{44814,457 \cdot 18}{0,5026 \cdot 25332084,4} \\ &= 0,0713 \text{ m} = 7,13 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dari kedua hasil perhitungan tersebut diambil nilai penurunan tiang terbesar yaitu, 7,13 cm.

### 5.4.5.2 Penurunan Tiang Tunggal Diameter 1,0 m

Tiang berada pada lapisan lempung dan menahan beban ( $Q_{total}$ ) sebesar 44814,457 kN, maka penurunan tiang dapat dihitung dengan metode semi empiris dan metode empiris.

#### 1. Metode Reese & Wright

##### a. Metode Semi Empiris

$$S = S_s + S_p + S_{ps}, \text{ dengan :}$$

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s) \cdot L}{A_p \cdot E_p}; \text{ dengan } \alpha = 0,55$$

$$= \frac{(1911,1682 + 0,55 \cdot 4809,1403) \cdot 18}{0,7853 \cdot 25332084,4}$$

$$= 0,00591 \text{ m}$$

$$S_p = \frac{(C_p \cdot Q_p)}{D \cdot q_p}; \text{ dengan } q_p = 2433,375 \text{ kN dan } C_p = 0,05$$

$$= \frac{(0,05 \cdot 1911,1682)}{1,0 \cdot 2433,375}$$

$$= 0,0392 \text{ m}$$

$$S_{ps} = \left(\frac{Q_{ws}}{p \cdot L}\right) \cdot \frac{D}{E_s} \cdot (1 - V_s^2) \cdot I_{ws}, \text{ dengan}$$

$$I_{ws} = \left[2 + 0,35 \cdot \sqrt{\frac{L}{D}}\right]$$

$$= \left[2 + 0,35 \cdot \sqrt{\frac{18}{1,0}}\right]$$

$$= 3,484$$

$$S_{ps} = \left(\frac{48161,440}{3,141 \cdot 18}\right) \cdot \frac{1,0}{25332084,4} \cdot (1 - 0,3^2) \cdot 3,484$$

$$= 1,066 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$S = S_s + S_p + S_{ps}$$

$$= 0,00591 + 0,0392 + 1,066 \times 10^{-5}$$

$$= 0,0452 \text{ m} = 4,52 \text{ cm}$$

## b. Metode Empiris

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot l}{A_p \cdot E_p} \\
 &= \frac{1,0}{100} + \frac{44814,457 \cdot 18}{0,785 \cdot 25332084,4} \\
 &= 0,05054 \text{ m} = 5,054 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Dari kedua hasil perhitungan tersebut diambil nilai penurunan tiang terbesar yaitu, 5,054 cm.

2. Metode *Mayerhoff*

## a. Metode Semi Empiris

$$S = S_s + S_p + S_{ps}, \text{ dengan :}$$

$$\begin{aligned}
 S_s &= \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s) \cdot L}{A_p \cdot E_p}; \text{ dengan } \alpha = 0,55 \\
 &= \frac{(12134,402 + 0,55 \cdot 12,134) \cdot 18}{0,7853 \cdot 25332084,4} \\
 &= 0,0109 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_p &= \frac{(C_p \cdot Q_p)}{D \cdot q_p}; \text{ dengan } q_p = 15450 \text{ kN dan } C_p = 0,05 \\
 &= \frac{(0,05 \cdot 12134,402)}{1,0 \cdot 15450} \\
 &= 0,0392 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$S_{ps} = \left( \frac{Q_{ws}}{p \cdot L} \right) \cdot \frac{D}{E_s} \cdot (1 - V_s^2) \cdot I_{ws}, \text{ dengan}$$

$$\begin{aligned}
 I_{ws} &= \left[ 2 + 0,35 \cdot \sqrt{\frac{L}{D}} \right] \\
 &= \left[ 2 + 0,35 \cdot \sqrt{\frac{18}{1,0}} \right] \\
 &= 3,484
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{ps} &= \left( \frac{48586,144}{3,141 \cdot 18} \right) \cdot \frac{1,0}{25332084,4} \cdot (1 - 0,3^2) \cdot 3,484 \\
 &= 1,076 \times 10^{-5} \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$S = S_s + S_p + S_{ps}$$

$$= 0,0109 + 0,0392 + 1,076 \times 10^{-5}$$

$$= 0,0503 \text{ m} = 5,03 \text{ cm}$$

b. Metode Empiris

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot l}{A_p \cdot E_p}$$

$$= \frac{1,0}{100} + \frac{44814,457 \cdot 18}{0,785 \cdot 25332084,4}$$

$$= 0,05054 \text{ m} = 5,054 \text{ cm}$$

Dari kedua hasil perhitungan tersebut diambil nilai penurunan tiang terbesar yaitu, 5,054 cm.

3. Metode *Kulhawy*

a. Metode Semi Empiris

$$S = S_s + S_p + S_{ps}, \text{ dengan :}$$

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s) \cdot L}{A_p \cdot E_p}; \text{ dengan } \alpha = 0,55$$

$$= \frac{(1638,1442 + 0,55 \cdot 7207,8345) \cdot 18}{0,7853 \cdot 25332084,4}$$

$$= 0,00506 \text{ m}$$

$$S_p = \frac{(C_p \cdot Q_p)}{D \cdot q_p}; \text{ dengan } q_p = 2085,75 \text{ kN dan } C_p = 0,05$$

$$= \frac{(0,05 \cdot 1638,1442)}{1,0 \cdot 2085,75}$$

$$= 0,0392 \text{ m}$$

$$S_{ps} = \left( \frac{Q_{ws}}{p \cdot L} \right) \cdot \frac{D}{E_s} \cdot (1 - V_s^2) \cdot I_{ws}, \text{ dengan}$$

$$I_{ws} = [2 + 0,35 \cdot \sqrt{\frac{L}{D}}]$$

$$= [2 + 0,35 \cdot \sqrt{\frac{18}{1,0}}]$$

$$= 3,484$$

$$S_{ps} = \left( \frac{47178,554}{3,141 \cdot 18} \right) \cdot \frac{1,0}{25332084,4} \cdot (1 - 0,3^2) \cdot 3,484$$

$$= 1,044 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$\begin{aligned} S &= S_s + S_p + S_{ps} \\ &= 0,0112 + 0,0314 + 1,044 \times 10^{-5} \\ &= 0,0444 \text{ m} = 4,44 \text{ cm} \end{aligned}$$

c. Metode Empiris

$$\begin{aligned} S &= \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot l}{A_p \cdot E_p} \\ &= \frac{1,0}{100} + \frac{44814,457 \cdot 18}{0,785 \cdot 25332084,4} \\ &= 0,05054 \text{ m} = 5,054 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dari kedua hasil perhitungan tersebut diambil nilai penurunan tiang terbesar yaitu, 5,054 cm.

### 5.4.5.3 Penurunan Tiang Tunggal Diameter 1,2 m

Tiang berada pada lapisan lempung dan menahan beban ( $Q_{\text{total}}$ ) sebesar 44814,457 kN, maka penurunan tiang dapat dihitung dengan metode semi empiris dan metode empiris.

1. Metode *Reese & Wright*

a. Metode Semi Empiris

$$\begin{aligned} S &= S_s + S_p + S_{ps}, \text{ dengan :} \\ S_s &= \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s) \cdot L}{A_p \cdot E_p}; \text{ dengan } \alpha = 0,55 \\ &= \frac{(2703,087 + 0,55 \cdot 1911,168) \cdot 18}{1,1309 \cdot 25332084,4} \\ &= 0,00512 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_p &= \frac{(C_p \cdot Q_p)}{D \cdot q_p}; \text{ dengan } q_p = 2390,0625 \text{ kN dan } C_p = 0,05 \\ &= \frac{(0,05 \cdot 2703,087)}{1,2 \cdot 2390,0625} \\ &= 0,0471 \text{ m} \end{aligned}$$

$$S_{ps} = \left( \frac{Q_{ws}}{p \cdot L} \right) \cdot \frac{D}{E_s} \cdot (1 - V_s^2) \cdot I_{ws}, \text{ dengan}$$

$$\begin{aligned}
 I_{ws} &= [2 + 0,35 \cdot \sqrt{\frac{L}{D}}] \\
 &= [2 + 0,35 \cdot \sqrt{\frac{18}{1,2}}] \\
 &= 3,355
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{ps} &= \left(\frac{46252,993}{3,769 \cdot 18}\right) \cdot \frac{1,2}{25332084,4} \cdot (1 - 0,3^2) \cdot 3,355 \\
 &= 9,858 \times 10^{-5} \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= S_s + S_p + S_{ps} \\
 &= 0,00512 + 0,0471 + 9,859 \times 10^{-5} \\
 &= 0,0452 \text{ m} = 4,52 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

c. Metode Empiris

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot l}{A_p \cdot E_p} \\
 &= \frac{1,2}{100} + \frac{44814,457 \cdot 18}{1,1309 \cdot 25332084,4} \\
 &= 0,04015 \text{ m} = 4,015 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Dari kedua hasil perhitungan tersebut diambil nilai penurunan tiang terbesar yaitu, 4,52 cm.

2. Metode *Mayerhoff*

a. Metode Semi Empiris

$$\begin{aligned}
 S &= S_s + S_p + S_{ps}, \text{ dengan :} \\
 S_s &= \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s) \cdot L}{A_p \cdot E_p}; \text{ dengan } \alpha = 0,55 \\
 &= \frac{(17162,5206 + 0,55 \cdot 14,302) \cdot 18}{1,1309 \cdot 25332084,4} \\
 &= 0,01078 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_p &= \frac{(C_p \cdot Q_p)}{D \cdot q_p}; \text{ dengan } q_p = 15175 \text{ kN dan } C_p = 0,05 \\
 &= \frac{(0,05 \cdot 17162,5206)}{1,2 \cdot 15175}
 \end{aligned}$$

$$= 0,04712 \text{ m}$$

$$S_{ps} = \left( \frac{Q_{ws}}{p \cdot L} \right) \cdot \frac{D}{E_s} \cdot (1 - V_s^2) \cdot I_{ws}, \text{ dengan}$$

$$I_{ws} = \left[ 2 + 0,35 \cdot \sqrt{\frac{L}{D}} \right]$$

$$= \left[ 2 + 0,35 \cdot \sqrt{\frac{18}{1,2}} \right]$$

$$= 3,355$$

$$S_{ps} = \left( \frac{45804,860}{3,769 \cdot 18} \right) \cdot \frac{1,2}{25332084,4} \cdot (1 - 0,3^2) \cdot 3,355$$

$$= 9,763 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$S = S_s + S_p + S_{ps}$$

$$= 0,01078 + 0,04712 + 9,763 \times 10^{-5}$$

$$= 0,058 \text{ m} = 5,8 \text{ cm}$$

c. Metode Empiris

$$\begin{aligned} S &= \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot l}{A_p \cdot E_p} \\ &= \frac{1,2}{100} + \frac{44814,457 \cdot 18}{1,1309 \cdot 25332084,4} \\ &= 0,04015 \text{ m} = 4,015 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dari kedua hasil perhitungan tersebut diambil nilai penurunan tiang terbesar yaitu, 5,79 cm.

3. Metode *Kulhawy*

a. Metode Semi Empiris

$$S = S_s + S_p + S_{ps}, \text{ dengan :}$$

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s) \cdot L}{A_p \cdot E_p}; \text{ dengan } \alpha = 0,55$$

$$= \frac{(2316,9402 + 0,55 \cdot 8495,4473) \cdot 18}{1,1309 \cdot 25332084,4}$$

$$= 0,00439 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 S_p &= \frac{(C_p \cdot Q_p)}{D \cdot q_p} ; \text{ dengan } q_p = 2048,625 \text{ kN dan } C_p = 0,05 \\
 &= \frac{(0,05 \cdot 2316,9402)}{1,2 \cdot 2048,625} \\
 &= 0,04712 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$S_{ps} = \left( \frac{Q_{ws}}{p \cdot L} \right) \cdot \frac{D}{E_s} \cdot (1 - V_s^2) \cdot I_{ws} , \text{ dengan}$$

$$\begin{aligned}
 I_{ws} &= [2 + 0,35 \cdot \sqrt{\frac{L}{D}}] \\
 &= [2 + 0,35 \cdot \sqrt{\frac{18}{1,2}}] \\
 &= 3,355
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{ps} &= \left( \frac{46853,681}{8495,447 \cdot 18} \right) \cdot \frac{1,2}{25332084,4} \cdot (1 - 0,3^2) \cdot 3,355 \\
 &= 9,987 \times 10^{-5} \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= S_s + S_p + S_{ps} \\
 &= 0,00439 + 0,04712 + 9,987 \times 10^{-5} \\
 &= 0,0516 \text{ m} = 5,16 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

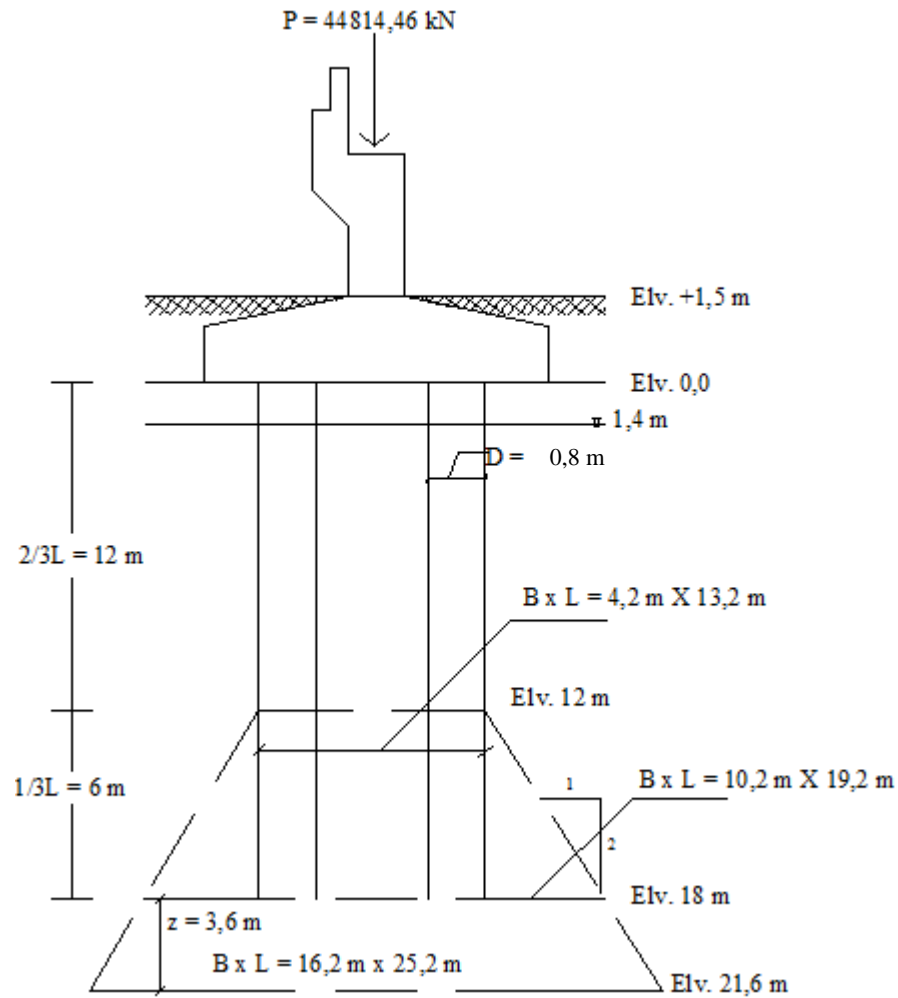
b. Metode Empiris

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot l}{A_p \cdot E_p} \\
 &= \frac{1,2}{100} + \frac{44814,457 \cdot 18}{1,1309 \cdot 25332084,4} \\
 &= 0,04015 \text{ m} = 4,015 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Dari kedua hasil perhitungan tersebut diambil nilai penurunan tiang terbesar yaitu, 5,16 cm.

#### 5.4.5.4 Penurunan Kelompok Tiang Diameter 0,8 m

Mekanisme penyebaran beban pada kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 5.16.



**Gambar 5.16 Distribusi Beban pada Kelompok Tiang**

1. Metode *Reese & Wright*
  - a. Tekanan efektif
    - a) Pada elevasi -18 m

$$\begin{aligned}
 L_1 &= L_g + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\
 &= 15,8 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\
 &= 21,8 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 B_1 &= B_g + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\
 &= 3,8 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\
 &= 9,8 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_v &= (1,4 \cdot 17) + (2,5 \cdot (17 - 10)) + (4 \cdot (17 - 10)) + (2 \cdot (17 - 10)) + \\ &\quad (2 \cdot (17 - 10)) \\ &= 97,3 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_v &= \frac{\text{Beban aksial}}{B_1 \cdot L_1} \\ &= \frac{44814,457}{9,8 \cdot 21,8} \\ &= 209,766 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$C_c = 0,15 \text{ (lihat Tabel 3.11)}$$

$$e = 1,9 \text{ (lihat Tabel 3.12)}$$

b) Pada elevasi -21,6 m

$$\begin{aligned}L_2 &= L_1 + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\ &= 21,8 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\ &= 27,8 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}B_2 &= B_1 + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\ &= 9,8 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\ &= 15,8 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_v &= (1,4 \cdot 17) + (2,5 \cdot (17 - 10)) + (4 \cdot (17 - 10)) + (2 \cdot (17 - 10)) + \\ &\quad (2 \cdot (17 - 10)) + (3,6 \cdot (17 - 10)) \\ &= 122,5 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_v &= \frac{\text{Beban aksial}}{B_2 \cdot L_2} \\ &= \frac{44814,457}{15,8 \cdot 27,8} \\ &= 102,027 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$C_c = 0,15 \text{ (lihat Tabel 3.11)}$$

$$e = 1,9 \text{ (lihat Tabel 3.12)}$$

## b. Penurunan Kelompok Tiang

a) Pada elevasi -12 s/d -18 m

$$\Delta h = 6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} S_{c1} &= \frac{C_c \cdot \Delta h}{1 + e} \cdot \log \left( \frac{\sigma_v + \Delta \sigma_v}{\sigma_v} \right) \\ &= \frac{0,15 \cdot 6}{1 + 1,9} \cdot \log \left( \frac{97,3 + 209,766}{97,3} \right) \\ &= 0,1548 \text{ m} \end{aligned}$$

b) Pada elevasi -18 s/d -21,6 m

$$\Delta h = 3,6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} S_{c2} &= \frac{C_c \cdot \Delta h}{1 + e} \cdot \log \left( \frac{\sigma_v + \Delta \sigma_v}{\sigma_v} \right) \\ &= \frac{0,15 \cdot 3,6}{1 + 1,9} \cdot \log \left( \frac{122,5 + 102,027}{122,5} \right) \\ &= 0,0489 \text{ m} \end{aligned}$$

c) Penurunan total kelompok tiang

$$\begin{aligned} S_{\text{ctotal}} &= S_{c1} + S_{c2} \\ &= 0,1548 + 0,0489 \\ &= 0,203 \text{ m} = 20,3 \text{ cm} \end{aligned}$$

2. Metode *Mayerhoff*

a. Tekanan efektif

a) Pada elevasi -18 m

$$\begin{aligned} L_1 &= L_g + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\ &= 15,8 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\ &= 21,8 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_1 &= B_g + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\ &= 3,8 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\ &= 9,8 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_v &= (1,4 \cdot 17) + (2,5 \cdot (17 - 10)) + (4 \cdot (17 - 10)) + (2 \cdot (17 - 10)) + \\ &\quad (2 \cdot (17 - 10)) \end{aligned}$$

$$= 97,3 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_v &= \frac{\text{Beban aksial}}{B \cdot L} \\ &= \frac{44814,457}{9,8 \cdot 21,8} \\ &= 209,766 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$C_c = 0,15 \text{ (lihat Tabel 3.11)}$$

$$e = 1,9 \text{ (lihat Tabel 3.12)}$$

b) Pada elevasi -21,6 m

$$\begin{aligned}L_2 &= L_1 + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\ &= 21,8 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\ &= 27,8 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}B_2 &= B_{g1} + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\ &= 9,8 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\ &= 15,8 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_v &= (1,4 \cdot 17) + (2,5 \cdot (17 - 10)) + (4 \cdot (17 - 10)) + (2 \cdot (17 - 10)) + \\ &\quad (2 \cdot (17 - 10)) + (3,6 \cdot (17 - 10)) \\ &= 122,5 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_v &= \frac{\text{Beban aksial}}{B \cdot L} \\ &= \frac{44814,457}{15,8 \cdot 27,8} \\ &= 122,5 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$C_c = 0,15 \text{ (lihat Tabel 3.11)}$$

$$e = 1,9 \text{ (lihat Tabel 3.12)}$$

b. Penurunan Kelompok Tiang

a) Pada elevasi -12 s/d -18 m

$$\Delta h = 6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 S_{c1} &= \frac{c_c \cdot \Delta h}{1 + e} \cdot \log \left( \frac{\sigma_v + \Delta \sigma_v}{\sigma_v} \right) \\
 &= \frac{0,15 \cdot 6}{1 + 1,9} \cdot \log \left( \frac{97,3 + 209,766}{97,3} \right) \\
 &= 0,1548 \text{ m}
 \end{aligned}$$

b) Pada elevasi -18 s/d -21,6 m

$$\Delta h = 3,6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 S_{c2} &= \frac{c_c \cdot \Delta h}{1 + e} \cdot \log \left( \frac{\sigma_v + \Delta \sigma_v}{\sigma_v} \right) \\
 &= \frac{0,15 \cdot 3,6}{1 + 1,9} \cdot \log \left( \frac{122,5 + 106,230}{122,5} \right) \\
 &= 0,0504 \text{ m}
 \end{aligned}$$

c) Penurunan total kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 S_{c\text{total}} &= S_{c1} + S_{c2} \\
 &= 0,1548 + 0,0504 \\
 &= 0,203 \text{ m} = 20,3 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

### 3. Metode *Kulhawy*

a. Tekanan efektif

a) Pada elevasi -18 m

$$\begin{aligned}
 L_1 &= Lg + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\
 &= 16,23 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\
 &= 22,23 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 B_1 &= Bg + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\
 &= 3,8 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\
 &= 9,8 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_v &= (1,4 \cdot 17) + (2,5 \cdot (17 - 10)) + (4 \cdot (17 - 10)) + (2 \cdot (17 - 10)) + \\
 &\quad (2 \cdot (17 - 10)) \\
 &= 97,3 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\Delta \sigma_v = \frac{\text{Beban aksial}}{B \cdot L}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{44814,457}{9,8 \cdot 22,23} \\
 &= 205,708 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$C_c = 0,15 \text{ (lihat Tabel 3.11)}$$

$$e = 1,9 \text{ (lihat Tabel 3.12)}$$

b) Pada elevasi -21,6 m

$$\begin{aligned}
 L_2 &= L_1 + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\
 &= 22,23 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\
 &= 28,23 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 B_2 &= B_{g1} + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\
 &= 9,8 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\
 &= 15,8 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_v &= (1,4 \cdot 17) + (2,5 \cdot (17 - 10)) + (4 \cdot (17 - 10)) + (2 \cdot (17 - 10)) + \\
 &\quad (2 \cdot (17 - 10)) + (3,6 \cdot (17 - 10)) \\
 &= 122,5 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta\sigma_v &= \frac{\text{Beban aksial}}{B \cdot L} \\
 &= \frac{44814,457}{15,8 \cdot 28,23} \\
 &= 100,473 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$C_c = 0,15 \text{ (lihat Tabel 3.11)}$$

$$e = 1,9 \text{ (lihat Tabel 3.12)}$$

b. Penurunan Kelompok Tiang

a) Pada elevasi -12 s/d -18 m

$$\Delta h = 6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 S_{cl} &= \frac{C_c \cdot \Delta h}{1 + e} \cdot \log \left( \frac{\sigma_v + \Delta\sigma_v}{\sigma_v} \right) \\
 &= \frac{0,15 \cdot 6}{1 + 1,9} \cdot \log \left( \frac{97,3 + 205,708}{97,3} \right)
 \end{aligned}$$

$$= 0,153 \text{ m}$$

b) Pada elevasi -18 s/d -21,6 m

$$\Delta h = 3,6 \text{ m}$$

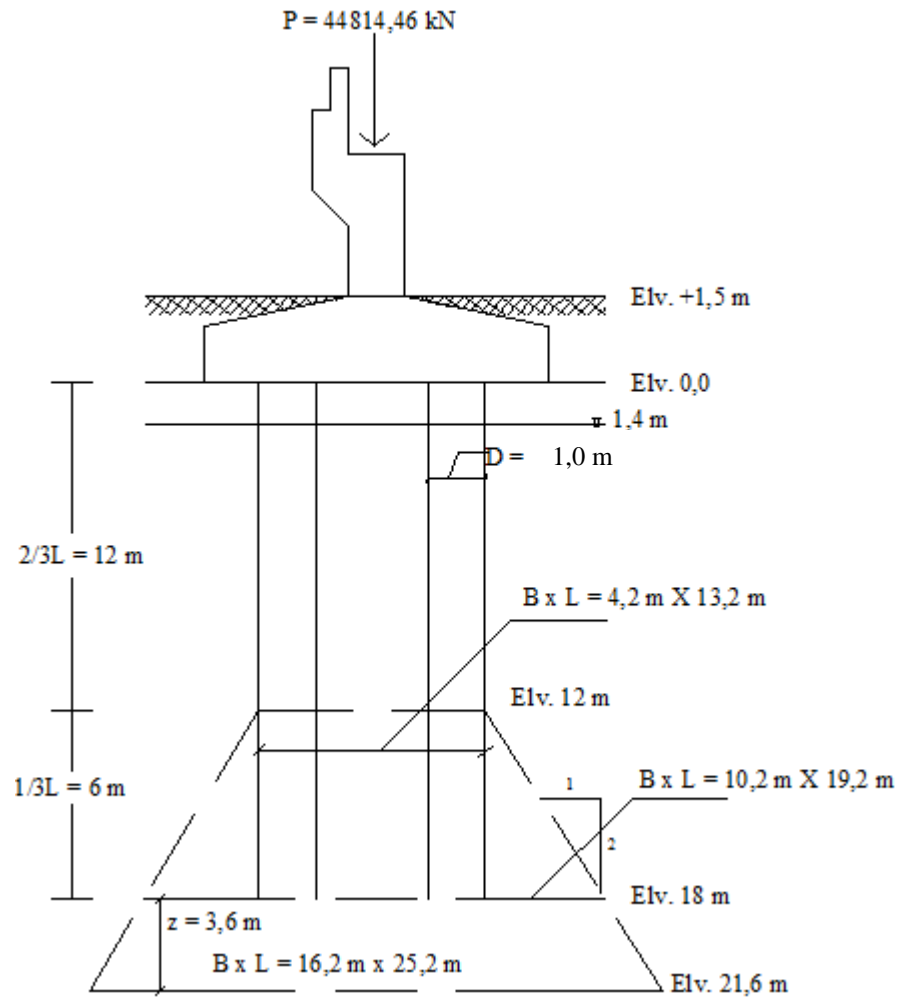
$$\begin{aligned} S_{c2} &= \frac{c_c \cdot \Delta h}{1 + e} \cdot \log \left( \frac{\sigma_v + \Delta \sigma_v}{\sigma_v} \right) \\ &= \frac{0,15 \cdot 3,6}{1 + 1,9} \cdot \log \left( \frac{122,5 + 100,473}{122,5} \right) \\ &= 0,0484 \text{ m} \end{aligned}$$

c) Penurunan total kelompok tiang

$$\begin{aligned} S_{\text{total}} &= S_{c1} + S_{c2} \\ &= 0,153 + 0,0484 \\ &= 0,2015 \text{ m} = 20,15 \text{ cm} \end{aligned}$$

#### 5.4.5.5 Penurunan Kelompok Tiang Diameter 1,0 m

Mekanisme penyebaran beban pada kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 5.17.



**Gambar 5.17 Distribusi Beban pada Kelompok Tiang**

1. Metode *Reese & Wright*
  - a. Tekanan efektif
    - a) Pada elevasi -18 m

$$\begin{aligned}
 L_1 &= L_g + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\
 &= 16,43 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\
 &= 22,43 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 B_1 &= B_g + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\
 &= 3 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\
 &= 9 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_v &= (1,4 \cdot 17) + (2,5 \cdot (17 - 10)) + (4 \cdot (17 - 10)) + (2 \cdot (17 - 10)) + \\ &\quad (2 \cdot (17 - 10)) \\ &= 97,3 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_v &= \frac{\text{Beban aksial}}{B \cdot L} \\ &= \frac{44814,457}{9 \cdot 22,43} \\ &= 221,996 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$C_c = 0,15 \text{ (lihat Tabel 3.11)}$$

$$e = 1,9 \text{ (lihat Tabel 3.12)}$$

b) Pada elevasi -21,6 m

$$\begin{aligned}L_2 &= L_1 + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\ &= 22,43 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\ &= 28,43 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}B_2 &= B_{g_1} + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\ &= 9 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\ &= 15 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_v &= (1,4 \cdot 17) + (2,5 \cdot (17 - 10)) + (4 \cdot (17 - 10)) + (2 \cdot (17 - 10)) + \\ &\quad (2 \cdot (17 - 10)) + (3,6 \cdot (17 - 10)) \\ &= 122,5 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_v &= \frac{\text{Beban aksial}}{B \cdot L} \\ &= \frac{44814,457}{15 \cdot 28,43} \\ &= 105,087 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$C_c = 0,15 \text{ (lihat Tabel 3.11)}$$

$$e = 1,9 \text{ (lihat Tabel 3.12)}$$

## b. Penurunan Kelompok Tiang

a) Pada elevasi -12 s/d -18 m

$$\Delta h = 6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} S_{c1} &= \frac{C_c \cdot \Delta h}{1 + e} \cdot \log \left( \frac{\sigma_v + \Delta \sigma_v}{\sigma_v} \right) \\ &= \frac{0,15 \cdot 6}{1 + 1,9} \cdot \log \left( \frac{97,3 + 221,996}{97,3} \right) \\ &= 0,160 \text{ m} \end{aligned}$$

b) Pada elevasi -18 s/d -21,6 m

$$\Delta h = 3,6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} S_{c2} &= \frac{C_c \cdot \Delta h}{1 + e} \cdot \log \left( \frac{\sigma_v + \Delta \sigma_v}{\sigma_v} \right) \\ &= \frac{0,15 \cdot 3,6}{1 + 1,9} \cdot \log \left( \frac{122,5 + 105,087}{122,5} \right) \\ &= 0,05 \text{ m} \end{aligned}$$

c) Penurunan total kelompok tiang

$$\begin{aligned} S_{\text{ctotal}} &= S_{c1} + S_{c2} \\ &= 0,160 + 0,05 \\ &= 0,21 \text{ m} = 21 \text{ cm} \end{aligned}$$

2. Metode *Mayerhoff*

a. Tekanan efektif

a) Pada elevasi -18 m

$$\begin{aligned} L_1 &= L_g + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\ &= 14,5 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\ &= 20,5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_1 &= B_g + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\ &= 3,8 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\ &= 9,8 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_v &= (1,4 \cdot 17) + (2,5 \cdot (17 - 10)) + (4 \cdot (17 - 10)) + (2 \cdot (17 - 10)) + \\ &\quad (2 \cdot (17 - 10)) \end{aligned}$$

$$= 97,3 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_v &= \frac{\text{Beban aksial}}{B \cdot L} \\ &= \frac{44814,457}{9,8 \cdot 20,5} \\ &= 223,068 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$C_c = 0,15 \text{ (lihat Tabel 3.11)}$$

$$e = 1,9 \text{ (lihat Tabel 3.12)}$$

b) Pada elevasi -21,6 m

$$\begin{aligned} L_2 &= L_1 + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\ &= 20,75 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\ &= 26,5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_2 &= B_1 + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\ &= 9,8 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\ &= 15,8 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_v &= (1,4 \cdot 17) + (2,5 \cdot (17 - 10)) + (4 \cdot (17 - 10)) + (2 \cdot (17 - 10)) + \\ &\quad (2 \cdot (17 - 10)) + (3,6 \cdot (17 - 10)) \\ &= 122,5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_v &= \frac{\text{Beban aksial}}{B \cdot L} \\ &= \frac{44814,457}{15,8 \cdot 26,5} \\ &= 107,032 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$C_c = 0,15 \text{ (lihat Tabel 3.11)}$$

$$e = 1,9 \text{ (lihat Tabel 3.12)}$$

b. Penurunan Kelompok Tiang

a) Pada elevasi -12 s/d -18 m

$$\Delta h = 6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 S_{c1} &= \frac{c_c \cdot \Delta h}{1 + e} \cdot \log \left( \frac{\sigma_v + \Delta \sigma_v}{\sigma_v} \right) \\
 &= \frac{0,15 \cdot 6}{1 + 1,9} \cdot \log \left( \frac{97,3 + 223,068}{97,3} \right) \\
 &= 0,160 \text{ m}
 \end{aligned}$$

b) Pada elevasi -18 s/d -21,6 m

$$\Delta h = 3,6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 S_{c2} &= \frac{c_c \cdot \Delta h}{1 + e} \cdot \log \left( \frac{\sigma_v + \Delta \sigma_v}{\sigma_v} \right) \\
 &= \frac{0,15 \cdot 3,6}{1 + 1,9} \cdot \log \left( \frac{122,5 + 107,032}{122,5} \right) \\
 &= 0,05 \text{ m}
 \end{aligned}$$

c) Penurunan total kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 S_{c\text{total}} &= S_{c1} + S_{c2} \\
 &= 0,160 + 0,050 \\
 &= 0,203 \text{ m} = 20,3 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

### 3. Metode *Kulhawy*

a. Tekanan efektif

a) Pada elevasi -18 m

$$\begin{aligned}
 L_1 &= L_g + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\
 &= 16,43 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\
 &= 22,43 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 B_1 &= B_g + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\
 &= 4 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\
 &= 10 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_v &= (1,4 \cdot 17) + (2,5 \cdot (17 - 10)) + (4 \cdot (17 - 10)) + (2 \cdot (17 - 10)) + \\
 &\quad (2 \cdot (17 - 10)) \\
 &= 97,3 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\Delta \sigma_v = \frac{\text{Beban aksial}}{B \cdot L}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{44814,457}{10 \cdot 22,43} \\
 &= 199,796 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$C_c = 0,15 \text{ (lihat Tabel 3.11)}$$

$$e = 1,9 \text{ (lihat Tabel 3.12)}$$

b) Pada elevasi -21,6 m

$$\begin{aligned}
 L_2 &= L_1 + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\
 &= 22,43 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\
 &= 28,43 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 B_2 &= B_{g1} + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\
 &= 10 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\
 &= 16 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_v &= (1,4 \cdot 17) + (2,5 \cdot (17 - 10)) + (4 \cdot (17 - 10)) + (2 \cdot (17 - 10)) + \\
 &\quad (2 \cdot (17 - 10)) + (3,6 \cdot (17 - 10)) \\
 &= 122,5 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta\sigma_v &= \frac{\text{Beban aksial}}{B \cdot L} \\
 &= \frac{44814,457}{16 \cdot 28,43} \\
 &= 98,519 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$C_c = 0,15 \text{ (lihat Tabel 3.11)}$$

$$e = 1,9 \text{ (lihat Tabel 3.12)}$$

b. Penurunan Kelompok Tiang

a) Pada elevasi -12 s/d -18 m

$$\Delta h = 6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 S_{cl} &= \frac{C_c \cdot \Delta h}{1 + e} \cdot \log \left( \frac{\sigma_v + \Delta\sigma_v}{\sigma_v} \right) \\
 &= \frac{0,15 \cdot 6}{1 + 1,9} \cdot \log \left( \frac{97,3 + 199,798}{97,3} \right)
 \end{aligned}$$

$$= 0,150 \text{ m}$$

b) Pada elevasi -18 s/d -21,6 m

$$\Delta h = 3,6 \text{ m}$$

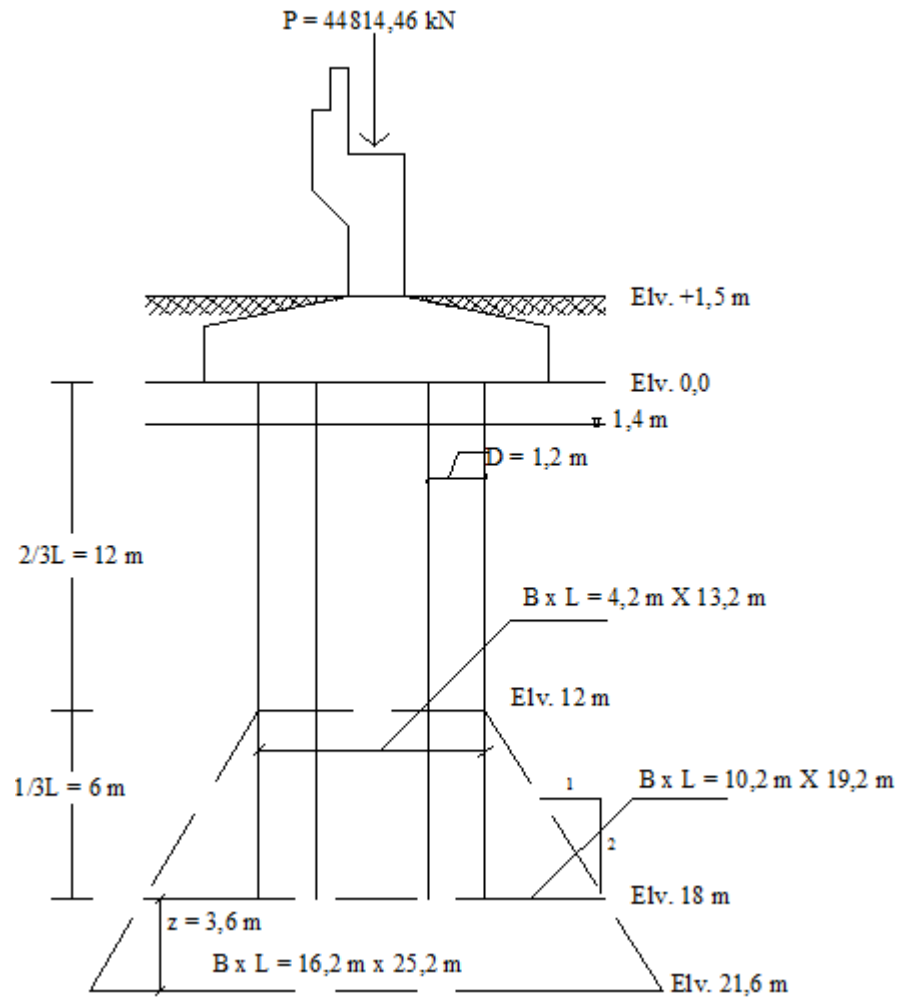
$$\begin{aligned} S_{c2} &= \frac{c_c \cdot \Delta h}{1 + e} \cdot \log \left( \frac{\sigma_v + \Delta \sigma_v}{\sigma_v} \right) \\ &= \frac{0,15 \cdot 3,6}{1 + 1,9} \cdot \log \left( \frac{122,5 + 98,519}{122,5} \right) \\ &= 0,047 \text{ m} \end{aligned}$$

c) Penurunan total kelompok tiang

$$\begin{aligned} S_{\text{total}} &= S_{c1} + S_{c2} \\ &= 0,150 + 0,047 \\ &= 0,198 \text{ m} = 19,8 \text{ cm} \end{aligned}$$

#### 5.4.5.6 Penurunan Kelompok Tiang Diameter 1,2 m

Mekanisme penyebaran beban pada kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 5.18.



**Gambar 5.18 Distribusi Beban pada Kelompok Tiang**

1. Metode *Reese & Wright*
  - a. Tekanan efektif
    - a) Pada elevasi -18 m

$$\begin{aligned}
 L_1 &= L_g + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\
 &= 14,7 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\
 &= 20,7 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 B_1 &= B_g + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\
 &= 4,2 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\
 &= 10,2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_v &= (1,4 \cdot 17) + (2,5 \cdot (17 - 10)) + (4 \cdot (17 - 10)) + (2 \cdot (17 - 10)) + \\ &\quad (2 \cdot (17 - 10)) \\ &= 97,3 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_v &= \frac{\text{Beban aksial}}{B \cdot L} \\ &= \frac{44814,457}{10,2 \cdot 20,7} \\ &= 212,249 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$C_c = 0,15 \text{ (lihat Tabel 3.11)}$$

$$e = 1,9 \text{ (lihat Tabel 3.12)}$$

b) Pada elevasi -21,6 m

$$\begin{aligned}L_2 &= L_1 + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\ &= 20,7 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\ &= 26,7 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}B_2 &= B_{g_1} + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\ &= 10,2 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\ &= 16,2 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_v &= (1,4 \cdot 17) + (2,5 \cdot (17 - 10)) + (4 \cdot (17 - 10)) + (2 \cdot (17 - 10)) + \\ &\quad (2 \cdot (17 - 10)) + (3,6 \cdot (17 - 10)) \\ &= 122,5 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_v &= \frac{\text{Beban aksial}}{B \cdot L} \\ &= \frac{44814,457}{16,2 \cdot 26,7} \\ &= 103,607 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$C_c = 0,15 \text{ (lihat Tabel 3.11)}$$

$$e = 1,9 \text{ (lihat Tabel 3.12)}$$

b. Penurunan Kelompok Tiang

a) Pada elevasi -12 s/d -18 m

$$\Delta h = 6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} S_{c1} &= \frac{C_c \cdot \Delta h}{1 + e} \cdot \log \left( \frac{\sigma_v + \Delta \sigma_v}{\sigma_v} \right) \\ &= \frac{0,15 \cdot 6}{1 + 1,9} \cdot \log \left( \frac{97,3 + 212,249}{97,3} \right) \\ &= 0,155 \text{ m} \end{aligned}$$

b) Pada elevasi -18 s/d -21,6 m

$$\Delta h = 3,6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} S_{c2} &= \frac{C_c \cdot \Delta h}{1 + e} \cdot \log \left( \frac{\sigma_v + \Delta \sigma_v}{\sigma_v} \right) \\ &= \frac{0,15 \cdot 3,6}{1 + 1,9} \cdot \log \left( \frac{122,5 + 103,607}{122,5} \right) \\ &= 0,0495 \text{ m} \end{aligned}$$

c) Penurunan total kelompok tiang

$$\begin{aligned} S_{\text{ctotal}} &= S_{c1} + S_{c2} \\ &= 0,155 + 0,0495 \\ &= 0,2055 \text{ m} = 20,55 \text{ cm} \end{aligned}$$

2. Metode *Mayerhoff*

a. Tekanan efektif

a) Pada elevasi -18 m

$$\begin{aligned} L_1 &= L_g + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\ &= 14,7 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\ &= 20,7 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_1 &= B_g + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\ &= 4,20 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\ &= 10,2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_v &= (1,4 \cdot 17) + (2,5 \cdot (17 - 10)) + (4 \cdot (17 - 10)) + (2 \cdot (17 - 10)) + \\ &\quad (2 \cdot (17 - 10)) \end{aligned}$$

$$= 97,3 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_v &= \frac{\text{Beban aksial}}{B \cdot L} \\ &= \frac{44814,457}{10,2 \cdot 20,7} \\ &= 212,249 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$C_c = 0,15 \text{ (lihat Tabel 3.11)}$$

$$e = 1,9 \text{ (lihat Tabel 3.12)}$$

b) Pada elevasi -21,6 m

$$\begin{aligned} L_2 &= L_1 + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\ &= 20,7 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\ &= 26,7 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_2 &= B_{g1} + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\ &= 10,2 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\ &= 16,2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_v &= (1,4 \cdot 17) + (2,5 \cdot (17 - 10)) + (4 \cdot (17 - 10)) + (2 \cdot (17 - 10)) + \\ &\quad (2 \cdot (17 - 10)) + (3,6 \cdot (17 - 10)) \\ &= 122,5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_v &= \frac{\text{Beban aksial}}{B \cdot L} \\ &= \frac{44814,457}{16,2 \cdot 26,7} \\ &= 103,607 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$C_c = 0,15 \text{ (lihat Tabel 3.11)}$$

$$e = 1,9 \text{ (lihat Tabel 3.12)}$$

b. Penurunan Kelompok Tiang

a) Pada elevasi -12 s/d -18 m

$$\Delta h = 6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 S_{c1} &= \frac{c_c \cdot \Delta h}{1 + e} \cdot \log \left( \frac{\sigma_v + \Delta \sigma_v}{\sigma_v} \right) \\
 &= \frac{0,15 \cdot 6}{1 + 1,9} \cdot \log \left( \frac{97,3 + 212,249}{97,3} \right) \\
 &= 0,155 \text{ m}
 \end{aligned}$$

b) Pada elevasi -18 s/d -21,6 m

$$\Delta h = 3,6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 S_{c2} &= \frac{c_c \cdot \Delta h}{1 + e} \cdot \log \left( \frac{\sigma_v + \Delta \sigma_v}{\sigma_v} \right) \\
 &= \frac{0,15 \cdot 3,6}{1 + 1,9} \cdot \log \left( \frac{122,5 + 103,607}{122,5} \right) \\
 &= 0,0495 \text{ m}
 \end{aligned}$$

c) Penurunan total kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 S_{c\text{total}} &= S_{c1} + S_{c2} \\
 &= 0,155 + 0,0495 \\
 &= 0,214 \text{ m} = 21,4 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

### 3. Metode *Kulhawy*

a. Tekanan efektif

a) Pada elevasi -18 m

$$\begin{aligned}
 L_1 &= Lg + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\
 &= 15,6 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\
 &= 21,6 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 B_1 &= Bg + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\
 &= 4,2 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\
 &= 10,2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_v &= (1,4 \cdot 17) + (2,5 \cdot (17 - 10)) + (4 \cdot (17 - 10)) + (2 \cdot (17 - 10)) + \\
 &\quad (2 \cdot (17 - 10)) \\
 &= 97,3 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\Delta \sigma_v = \frac{\text{Beban aksial}}{B \cdot L}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{44814,457}{10,2 \cdot 21,6} \\
 &= 203,406 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$C_c = 0,15 \text{ (lihat Tabel 3.11)}$$

$$e = 1,9 \text{ (lihat Tabel 3.12)}$$

b) Pada elevasi -21,6 m

$$\begin{aligned}
 L_2 &= L_1 + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\
 &= 21,6 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\
 &= 27,6 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 B_2 &= B_{g1} + 2 \cdot (1/3 \cdot L) / 2 \\
 &= 10,2 + 2 \cdot (1/3 \cdot 18) / 2 \\
 &= 16,2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_v &= (1,4 \cdot 17) + (2,5 \cdot (17 - 10)) + (4 \cdot (17 - 10)) + (2 \cdot (17 - 10)) + \\
 &\quad (2 \cdot (17 - 10)) + (3,6 \cdot (17 - 10)) \\
 &= 122,5 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta\sigma_v &= \frac{\text{Beban aksial}}{B \cdot L} \\
 &= \frac{44814,457}{16,2 \cdot 27,6} \\
 &= 100,229 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$C_c = 0,15 \text{ (lihat Tabel 3.11)}$$

$$e = 1,9 \text{ (lihat Tabel 3.12)}$$

b. Penurunan Kelompok Tiang

a) Pada elevasi -12 s/d -18 m

$$\Delta h = 6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 S_{cl} &= \frac{C_c \cdot \Delta h}{1 + e} \cdot \log \left( \frac{\sigma_v + \Delta\sigma_v}{\sigma_v} \right) \\
 &= \frac{0,15 \cdot 6}{1 + 1,9} \cdot \log \left( \frac{97,3 + 203,406}{97,3} \right)
 \end{aligned}$$

$$= 0,152 \text{ m}$$

b) Pada elevasi -18 s/d -21,6 m

$$\Delta h = 3,6 \text{ m}$$

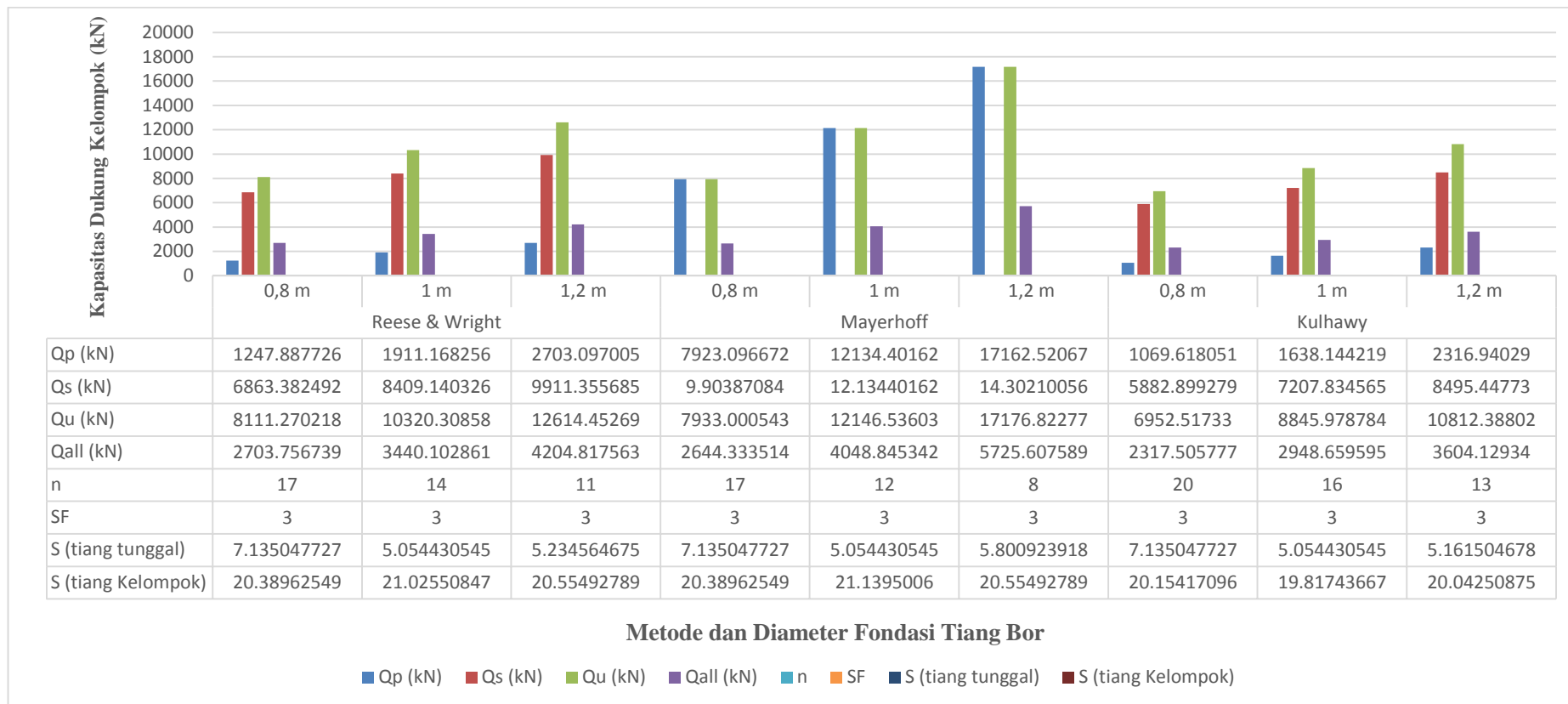
$$\begin{aligned} S_{c2} &= \frac{c_c \cdot \Delta h}{1 + e} \cdot \log \left( \frac{\sigma_v + \Delta \sigma_v}{\sigma_v} \right) \\ &= \frac{0,15 \cdot 3,6}{1 + 1,9} \cdot \log \left( \frac{122,5 + 100,229}{122,5} \right) \\ &= 0,0483 \text{ m} \end{aligned}$$

c) Penurunan total kelompok tiang

$$\begin{aligned} S_{\text{total}} &= S_{c1} + S_{c2} \\ &= 0,152 + 0,0483 \\ &= 0,200 \text{ m} = 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

**Tabel 5.16 Rekapitulasi Kapasitas Dukung ultimit Tiang Fondasi**

Metode		<i>Reese and Wright</i>			<i>Mayerhoff</i>			<i>Kulhawy</i>		
Diameter	meter	0,8	1	1,2	0,8	1	1,2	0,8	1	1,2
beban (P)	kN	44814,46	44814,46	44814,46	44814,46	44814,46	44814,46	44814,46	44814,46	44814,46
Qp	kN	1247,887	1911,168	2703,097	7923,09667	12134,40	17162,520	1069,6180	1638,144	2316,9402
Qs	kN	6863,382	8409,140	9911,355	9,9038	12,13440	14,3021	5882,899	7207,834	8495,4477
Qu	kN	8111,270	10320,30	12614,45	7933,00054	12146,53	17176,822	6952,5173	8845,978	10812,388
Qall	kN	2703,756	3440,102	4204,817	2644,333	4048,8453	5723,607	2317,505	2948,659	3604,129
n	buah	17	14	11	17	12	8	20	16	13
SF		3	3	3	3	3	3	3	3	3
Eg	kN	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Qg	kN	45963,864	48161,440	46252,993	44953,669	48586,144	45804,860	46350,115	47178,554	46853,681
Qg > P		AMAN	AMAN	AMAN	AMAN	AMAN	AMAN	AMAN	AMAN	AMAN
Ap	m <sup>2</sup>	0,502654	0,785398	1,130973	0,50265482	0,785398	1,1309733	0,5026548	0,785398	1,1309733
p	meter	2,5132	3,141	3,769	2,5132	3,141	3,769	2,5132	3,141	3,769
L	meter	18	18	18	18	18	18	18	18	18
P	kN	5052,608	6156,129	6779,136	5052,605	6313,023	9097	4214,826	4901,793	6802,553
$\sigma$	kg/cm <sup>2</sup>	100,51	78,38	59,94	100,51	80,37	80,435	83,85	62,41	60,14
$\sigma_{ijin}$	kg/cm <sup>2</sup>	332	332	332	332	332	332	332	332	332
$\sigma < \sigma_{ijin}$		AMAN	AMAN	AMAN	AMAN	AMAN	AMAN	AMAN	AMAN	AMAN
S (tiang tunggal)	cm	7,13	5,05	5,23	7,13	5,05	5,8	7,13	5,05	5,16
S (kelompok tiang)	cm	20,38	21	20,55	20,38	21,13	20,55	20,15	19,81	20,04



**Gambar 5.19 Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Dengan Tiga Metode**

## 5.5 PEMBAHASAN

Struktur bangunan bawah pada *abutment* A1 akan dilakukan re-desain dari fondasi tiang pancang menggunakan fondasi tiang bor. Spesifikasi bahan yang digunakan pada penulisan Tugas Akhir yaitu untuk material fondasi menggunakan mutu beton K-350 setara dengan kuat tekan beton  $f'c = 29,05$  MPa dan untuk *bored pile* digunakan mutu beton untuk baja tulangan digunakan tulangan ulir dengan mutu baja  $f_y = 390$  MPa.

Pada penulisan Tugas Akhir ini dilakukan pencarian analisis dengan bantuan *Software Excel* untuk mencari momen, geser dan aksial yang terjadi pada struktur. Hasil-hasil tersebut dikalikan faktor beban *ultimate* dengan modifikasi terhadap kombinasi pembebanan sesuai peraturan BMS'92.

Fondasi adalah suatu konstruksi pada bagian dasar struktur/bangunan (*sub-structure*) yang berfungsi meneruskan beban dari bagian atas struktur/bangunan (*upper-structure*) ke lapisan tanah yang berada dibagian bawahnya tanpa mengakibatkan keruntuhan geser tanah dan penurunan (*settlement*) tanah/fondasi yang berlebihan. Beberapa bangunan dapat dibangun karena fondasi merupakan komponen utama dari suatu bangunan termasuk jembatan. Fondasi jembatan adalah bagian dari jembatan yang berfungsi memikul seluruh beban yang bekerja pada pilar atau kepala jembatan dan gaya-gaya lainnya serta melimpahkannya ke lapisan tanah pendukung.

Peranan penting dalam perencanaan struktur fondasi suatu bangunan adalah pembebanan, oleh karena itu diharuskan ketelitian dalam perhitungan. Kapasitas dukung tiang merupakan parameter besarnya beban yang dapat ditahan oleh fondasi. Analisis kapasitas dukung tiang dilakukan dengan memperhatikan data hasil penyelidikan tanah, beban aksial, dimensi tiang, jarak antar tiang, data pendukung seperti mutu beton dan kedalaman fondasi. Penyelidikan tanah dilakukan dengan metode *Standart Penetration Test* (SPT). Untuk analisis kapasitas dukung tiang *bored pile* menggunakan metode statik.

### 5.5.1 Hasil Perhitungan Pembebanan Jembatan pada *Abutment A1*

Perhitungan struktur *abutment* dipengaruhi oleh beban yang bekerja pada *abutment* tersebut. Dari ke-4 kombinasi beban yang diperoleh, digunakan beban yang terbesar yaitu pada kombinasi ke-3 untuk perhitungan analisis fondasi *bored pile*. berdasarkan hasil pembebanan diperoleh gaya-gaya dalam maksimum akibat kombinasi beban 3 pada *abutment A1* sebesar :

Beban aksial (P) = 44814,457 kN

Gaya arah x (Tx) = 8013,850 kN

Gaya arah y (Ty) = 49,842 kN

Momen arah x (Mx) = 25063,708 kNm

Momen arah y (My) = 270,144 kNm

### 5.5.2 Hasil Analisis Fondasi *Bored Pile*.

Dalam analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor menggunakan data uji SPT (*standart penetration test*) dengan memakai diameter tiang 80 cm, 100 cm, dan 120 cm. Kapasitas dukung fondasi didapatkan dari penjumlahan tiang tahanan ujung dan tahanan gesek selimut tiang. Kemudian hasil dari analisis perhitungan kapasitas dukung fondasi tiang tunggal dan kelompok tiang dapat dilihat dalam Tabel 5.17.

**Tabel 5.17 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Bor**

Metode	Diameter	Qp (kN)	Qs (kN)	Qu (kN)	Qall (kN)	n	SF	Qg (kN)
Reese & Wright	0,8 m	1247,888	6863,382	8111,27	2703,757	17	3	45963,86
	1 m	1911,168	8409,14	10320,31	3440,103	14	3	48161,44
	1,2 m	2703,097	9911,356	12614,45	4204,818	11	3	46252,99
Mayerhoff	0,8 m	7923,097	9,903871	7933,001	2644,334	17	3	44953,67
	1 m	12134,4	12,1344	12146,54	4048,845	12	3	48586,14
	1,2 m	17162,52	14,3021	17176,82	5725,608	8	3	45804,86
Kulhawy	0,8 m	1069,618	5882,899	6952,517	2317,506	20	3	46350,12
	1 m	1638,144	7207,835	8845,979	2948,66	16	3	47178,55
	1,2 m	2316,94	8495,448	10812,39	3604,129	13	3	46853,68

Untuk mendapatkan kuat dukung tanah yang baik, maka *abutment* didukung oleh fondasi. Dalam perencanaan awal jembatan *fly over* Keramasan ini digunakan fondasi tiang pancang dengan diameter 100 cm, jumlah total tiang pancang pada *abutment* A1 yaitu 21 tiang, 7 tiang arah y dan 3 tiang arah x. Dalam perencanaan ulang struktur bawah (*abutment*) pada jembatan *fly over* Keramasan digunakan fondasi *bored pile* dengan panjang 18 m dengan diameter 80 cm, 100 cm, dan 120 cm.

Fondasi dikatakan aman apabila nilai dari kapasitas dukung fondasi lebih besar dari beban yang diterima oleh fondasi. Sesuai dengan Tabel 5.17 didapatkan nilai kapasitas dukung tiang kelompok ( $Q_g$ ) lebih besar dari beban yang diterima fondasi sehingga fondasi *bored pile* dengan diameter 80 cm, 100 cm, dan 120 cm aman digunakan pada *abutment* A1 jembatan *fly over* Keramasan.

Dengan berbagai alternatif, yakni diameter 80 cm, 100 cm, dan 120 cm, diambil alternatif ke-3 diameter 120 cm metode *Mayerhoff* dengan jumlah 8 tiang dalam satu kelompok tiang. Hal ini didasarkan jumlah tiang yang digunakan lebih sedikit, sehingga dapat menghemat waktu pengerjaan dan biaya konstruksi yang dikeluarkan.

Kapasitas dukung fondasi tiang ditentukan oleh kemampuan material tiang untuk menahan beban struktural. Berdasarkan hasil analisis diperoleh tegangan yang terjadi pada tiang sebesar  $69,915 \text{ kg/cm}^2$  lebih kecil dari tegangan ijin dengan mutu K-400 sebesar  $332 \text{ kg/cm}^2$ , sehingga fondasi aman digunakan.

penurunan tiang tunggal dari metode *Reese & Wright* dengan diameter 80 cm diperoleh sebesar 7,135 cm dan tiang kelompok sebesar 20,38 cm, diameter 100 cm diperoleh penurunan tiang tunggal sebesar 5,054 cm dan tiang kelompok sebesar 21,01 cm, diameter 120 cm diperoleh penurunan tiang tunggal sebesar 5,23cm dan tiang kelompok sebesar 20,55 cm. Penurunan tiang tunggal dari metode *Mayerhoff* dengan diameter 80 cm penurunan tiang tunggal diperoleh sebesar 7,135 cm dan tiang kelompok sebesar 20,38 cm, diameter 100 cm penurunan tiang tunggal diperoleh sebesar 5,05 cm dan tiang kelompok sebesar 20,55 cm, diameter 120 cm penurunan tiang tunggal diperoleh sebesar 5,8 cm dan tiang kelompok sebesar 20,55 cm. Untuk penurunan tiang tunggal metode

Kulhawy dengan diameter 80 cm diperoleh sebesar 7,13 cm dan tiang kelompok sebesar 20,15 cm, diameter 100 cm diperoleh sebesar 5,05 cm dan tiang kelompok sebesar 19,81 cm, dan diameter 120 cm diperoleh sebesar 5,16 cm dan tiang kelompok sebesar 20,04 cm.

Penurunan tiang tunggal yang diperoleh dari perhitungan secara teoritis maka penurunan tanah di atas kedalaman tersebut amat kecil dan dapat diabaikan.

## **BAB VI**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **6.1 KESIMPULAN**

Berdasarkan dari pembahasan yang telah diuraikan di bab sebelumnya, diperoleh kesimpulan sebagai berikut.

1. Kapasitas dukung kelompok fondasi tiang bor dibawah *abutment* A1 pada jembatan *fly over* Keramasan dengan metode *Reese & Wright*, *Mayerhoff* dan *Kulhawy* dengan berbagai variasi dimensi tiang bor dapat digunakan sebagai alternatif fondasi untuk jembatan *fly over* Keramasan. Dengan berbagai alternatif, yakni diameter 80 cm, 100 cm, dan 120 cm, diambil alternatif ke-3 diameter 120 cm metode *Mayerhoff* dengan jumlah 6 tiang dalam satu kelompok tiang. Hal ini didasarkan jumlah tiang yang digunakan lebih sedikit, sehingga dapat menghemat waktu pengerjaan dan biaya konstruksi yang dikeluarkan.
2. Penurunan tiang tunggal berdasarkan metode *Mayerhoff* diameter 120 cm yang diperoleh dari perhitungan secara teoritis diperoleh tiang sebesar 5,8 cm dan penurunan kelompok tiang sebesar 20,5 cm maka penurunan tanah di atas kedalaman tersebut amat kecil dan dapat diabaikan.

#### **6.2 SARAN**

Dengan memperhatikan hasil kesimpulan diatas, maka dapat diusulkan beberapa saran antara lain sebagai berikut.

1. Memodifikasi pemodelan analisis kapasitas dukung fondasi menggunakan program *plaxis*.
2. Perlu adanya perhitungan rencana anggaran dan biaya (RAB) agar dapat diketahui perbandingan harga total pekerjaan jembatan.
3. Hasil dari analisis bisa dijadikan sebagai referensi terhadap contoh perhitungan yang sejenis.

## DAFTAR PUSTAKA

- Arifta, Aditya. 2016. Redisain Fondasi Tiang Pancang Pada Proyek Pembangunan Gedung B Fakultas Biologi UGM. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan), Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Das, B. M. 1990. *Principle of Geotechnical Engineering*. PWS – KENT Publishing Company.
- Das, B. M.. 1991. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)*. Penerbit Erlangga. Jakarta.
- Departemen Pekerjaan Umum Republik Indonesia. 1992. Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan, Bagian 6 Beban Jembatan *Bridge Management System*. Jakarta. Indonesia
- Hardiyatmo, H. C. 2010. *Analisis dan Perancangan Fondasi II*, 2<sup>th</sup> ed. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hartanto R. M. 2011. Analisis kapasitas Dukung Tiang Panacang Pada Bangunan Pelabuhan Danau Panggang Kabupaten Hulu Sungai Utara Kalimantan Selatan. *Tugas Akhir*. Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Huda. 2015. Evaluasi Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Pada Struktur Pilar Overpass Sta. 0+736. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Muhardi, Dedy. 2009. Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang pada Pilar 11 Jembatan Teluk Masjid. *Tugas Akhir*. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Purwanto, E. 2010. Desain Pondasi Dangkal (Bahan Kuliah Desain Pondasi Dangkal). Jurusan Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Rakit, A. P. N. 2007. Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang Jembatan Bantar III. *Tugas Akhir*. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Ramadhona. 2007. Analisis Kapasitas Dukung Fondasi *Borpile* Jembatan Kebon Agung II. *Tugas Akhir*. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Rancangan Standar Nasional Indonesia. 2005. Standar Pembebanan Untuk Jembatan. Jakarta. Indonesia

- Raharjo, Paulus P. 2005. *Manual Fondasi Tiang*. Geotechnical Engineering Center. Bandung.
- Reese, L.C & O'Neill, M.W. (1989). *New Design and Method for Drilled Shaft from Common soil and rock test*, Foundation Eng. Current principles and Practices. pp. 1026-1039.
- Reese, L.C & Wright, S.J., 1977, *Drilled Shaft Design and Construction Guideliness Manual*.
- Saputro, C. D. 2013. Analisis Stabilitas Lereng dan Kapasitas Dukung Fondasi *Bored Pile* pada Struktur *Abutment A2* Overpass Deres. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia.
- Soedarmo, G.D dan Purnomo, S.J. Edy. 1993. *Mekanika tanah 2*, Edisi 1. Penerbit Kanisius, Jakarta.
- Sosarodarsono dan Nakazawa K. 1983. *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*. Pradnya Paramita. Jakarta.
- Tarrbahani Billy K dan Tarigan Tarra S. 1999. Analisis dan Desain Pondasi Tiang Dengan Studi Kasus Proyek Tanki Penampungan Bahan Bakar di Kertapati Depok. *Tugas Akhir*. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Utama, T. W. 2008. Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Pada Jembatan Sarjito. *Tugas Akhir. Tugas Akhir*. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Vesic, A. S. 1970. *Design of Pile Foundation*. NCHRP Synthesis 43. Transportation Research Board. Washington, D.C.
- Wungo C. W. 2014. *Analisis dan Perancangan Struktur Jembatan*. Jakarta.

# **LAMPIRAN**

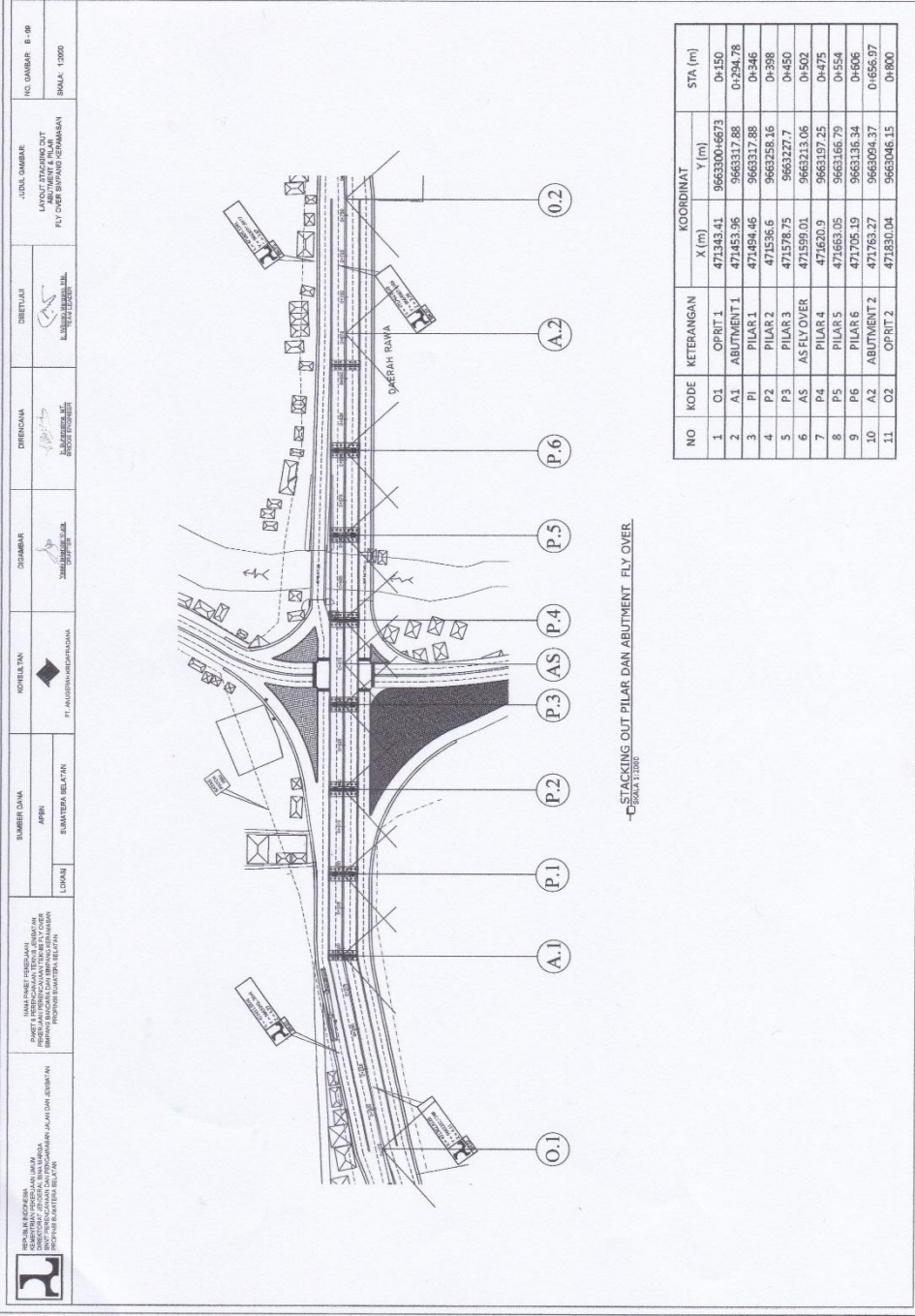
PERENCANAAN TEKNIS JEMBATAN  
PEKERJAAN PERENCANAAN TEKNIS FLY OVER  
SIMPANG BANDARA DAN SIMPANG KERAMASAN  
PROPINSI SUMATERA SELATAN  
(PAKET 6)

FLY OVER SIMPANG KERAMASAN



PT. ANUGERAH KRIDAPRADANA





NO	KODE	KETERANGAN	KOORDINAT		STA (m)
			X (m)	Y (m)	
1	O1	OPRIT 1	471343.41	9663300.6673	0+150
2	A1	ABUTMENT 1	471453.96	9663317.88	0+204.78
3	P1	PILAR 1	471464.46	9663317.88	0+346
4	P2	PILAR 2	471596.16	9663258.16	0+398
5	P3	PILAR 3	471578.75	9663227.7	0+450
6	AS	AS FLYOVER	471599.01	9663213.06	0+502
7	P4	PILAR 4	471620.9	9663197.25	0+475
8	P5	PILAR 5	471663.05	9663166.79	0+554
9	P6	PILAR 6	471705.19	9663136.34	0+606
10	A2	ABUTMENT 2	471763.27	9663094.37	0+656.97
11	O2	OPRIT 2	471830.04	9663046.15	0+800

-C- STACKING OUT PILAR DAN ABUTMENT FLY OVER.  
SKALA 1:1000

NO GAMBAR: E-09  
SKALA: 1:1000

JUDUL GAMBAR:  
LAYOUT STACKING OUT  
FLY OVER BRANGS DAMASAN

DIBUAT OLEH:  
KURNIAWATI

DIREKSI:  
PT. ANSIRAH-INDONESIA

DIBUAT OLEH:  
KURNIAWATI

KONVEKSI:  
PT. ANSIRAH-INDONESIA

SUMBER DATA:  
APRI  
BANTERA BELTAN


LOKASI:  
BANTERA BELTAN

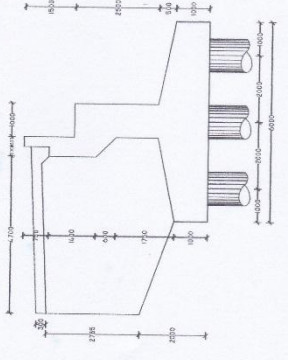
MAKNA PAKET PERENCANAAN:  
PROJEK PERENCANAAN DAN PERENCANAAN  
PERENCANAAN PERENCANAAN PERENCANAAN  
PERENCANAAN PERENCANAAN PERENCANAAN

PERENCANAAN PERENCANAAN PERENCANAAN  
PERENCANAAN PERENCANAAN PERENCANAAN  
PERENCANAAN PERENCANAAN PERENCANAAN

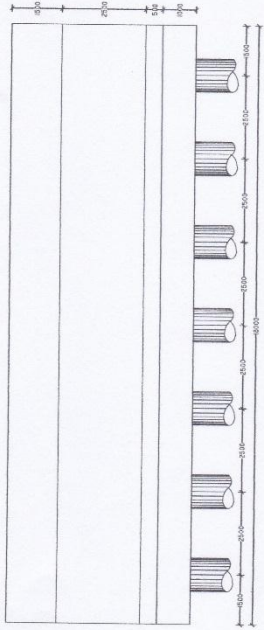
PERENCANAAN PERENCANAAN PERENCANAAN  
PERENCANAAN PERENCANAAN PERENCANAAN  
PERENCANAAN PERENCANAAN PERENCANAAN



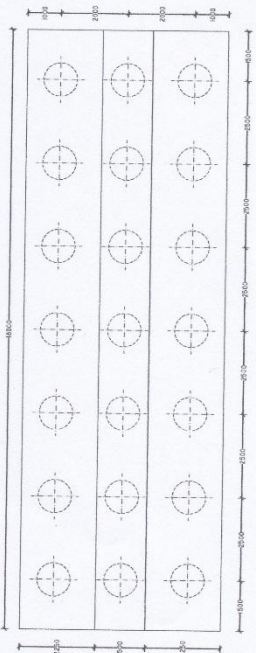
 <p>PT. MULIAHARDIPONDOKANA JALAN PONDOKAN JALAN CENDEK KOTA PADANG BARU, KABUPATEN PADANG PANDAN SAMPUNG, SUMATERA BARU</p>	<p>SUMBER DATA</p> <p>PHEN SAMTERA RELATAN</p>		<p>KONHEKSI</p> <p>PT. MULIAHARDIPONDOKANA</p>	<p>DISAMBAK</p> <p>ZULHILMI 08977311</p>	<p>ORENGANA</p> <p>PT. MULIAHARDIPONDOKANA BLOK BOSTON</p>	<p>DIREKSI</p> <p>PT. MULIAHARDIPONDOKANA</p>	<p>JUDUL GAMBAR</p> <p>DIMENSI DASAR PONDOKAN TY OVER BIPAFIS KERAMAMAN</p>	<p>NO. GAMBAR E-37</p> <p>SKALA 1:100</p>
	<p>LOKASI</p> <p>SUMATERA BARU</p>							



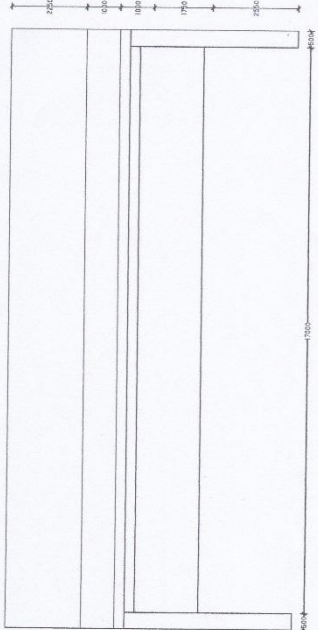
DETAIL DIMENSI ABUTMENT MELINTANG  
SKALA 1:100



DETAIL DIMENSI ABUTMENT MEMANJANG  
SKALA 1:100



DENAH PONDASI  
SKALA 1:100



DENAH KEPALA ABUTMENT  
SKALA 1:100





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

TUGAS AKHIR

REDESAIN STRUKTUR BANGUNAN  
BAWAH DENGAN FONDASI TIANG  
BOR PADA JEMBATAN JLY OVER  
KRAMASAN KECAMATAN  
KERTAPATI SUMATERA SELATAN

PEMBIMBING

Ir. Akhmad Marzuki, M.T.

PENYUSUN

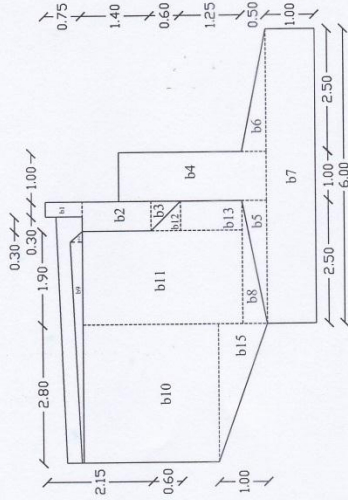
Ramayani 12511004

JUDUL GAMBAR

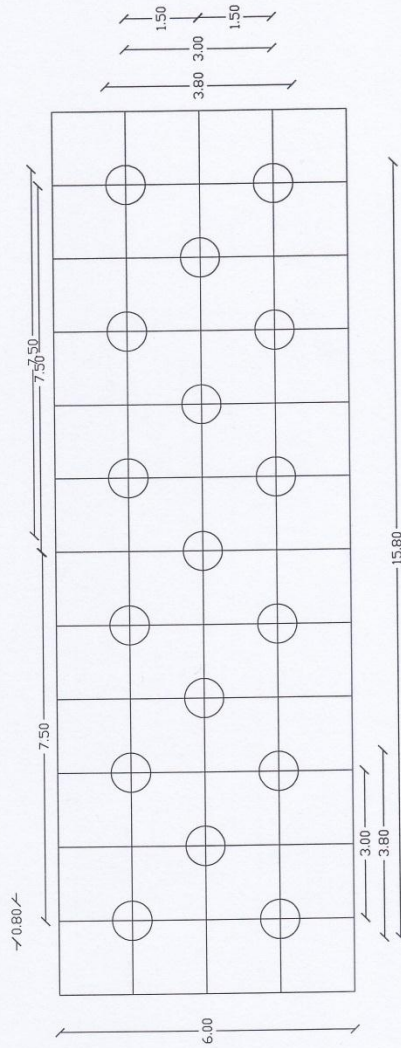
KELOMPOK TIANG DENGAN  
DIAMETER 0,8 M  
METODE REFUSE & WRIGHT

SKALA

1:1



DETAIL DIMENSI ABUTMENT MELINTANG





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

TUGAS AKHIR

RIBESAIN STRUKTUR BANGUNAN  
PAWAH DENGAN FONDASI TIANG  
BOR PADA JEMBATAN FLY OVER  
KIRAWASAN KECAMATAN  
KULUPTUSUMATERA SELATAN

PENYUSUN

Ir. Akhmad Marzuki, M.T.

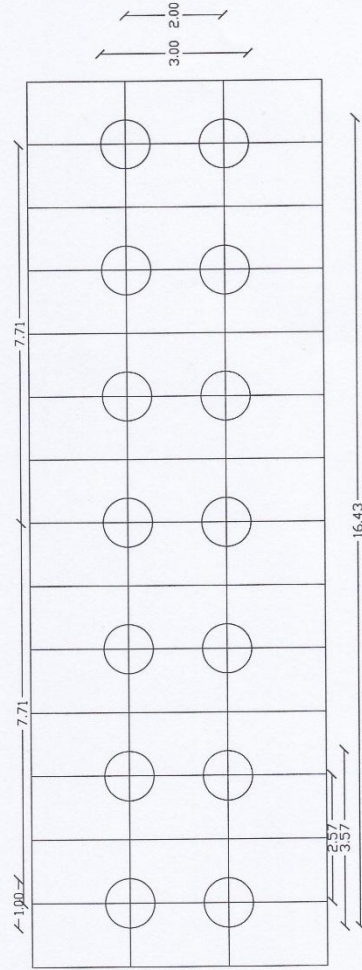
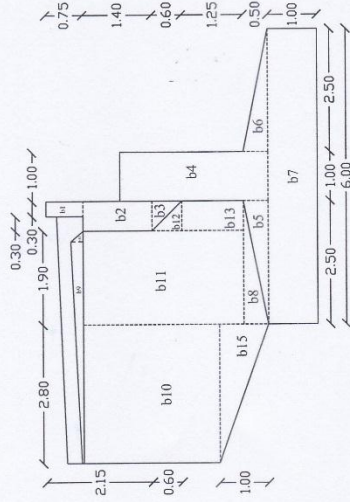
PENYUSUN

Ruangyanti 12511004

JUDUL GAMBAR

KELOMPOK TIANG DENGAN  
DIAMETER 1,0 M  
METODE REESE & WRIGHT

SKALA  
1:1





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

TUGAS AKHIR

REDESAIN STRUKTUR BANGUNAN  
BAWAH DENGAN FONDASI TIANG  
BOR PADA JEMBATAN FLY OVER  
KERAMASAN KECAMATAN  
KERTAPATI SUMATERA SELATAN

PEMBIMBING

Ir. Akhmad Marzuki, M.L.

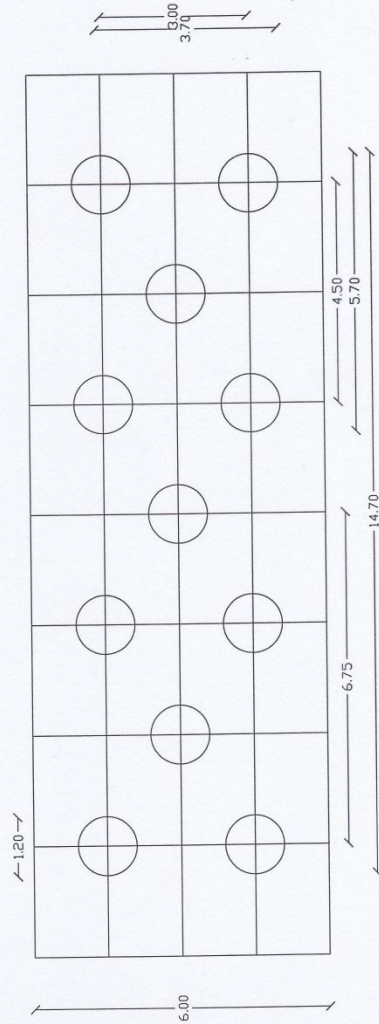
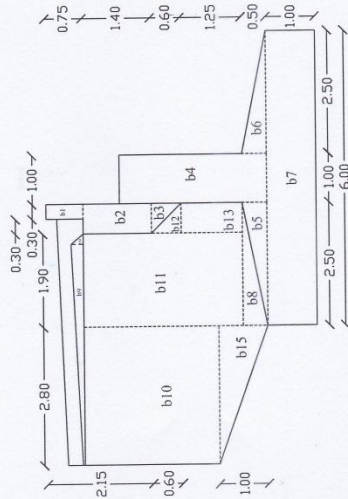
PENYUSUN

Rahmawati, 12511004

JUDUL GAMBAR

KELOMPOK TIANG DENGAN  
DIAMETER 1,2 M  
METODE REESE & WRIGHT

SKALA  
1:1





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

TUGAS AKHIR

REDESAIN STRUKTUR BANGUNAN  
BAWAH DENGAN FONDASI TIANG  
BOR PADA JEMBATAN FLY OVER  
KERAMASAN KECAMATAN  
KERTAPATI SUMATERA SELATAN

PEMBIMBING

Ir. Akhmad Marzuki, M.T.

PENYUSUN

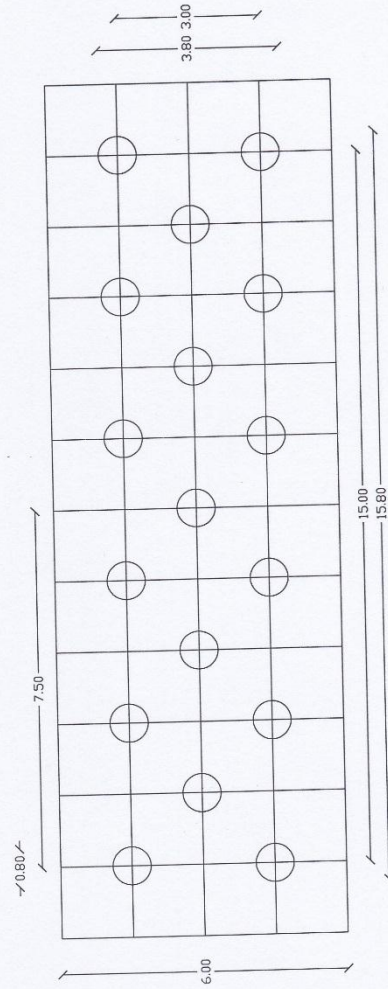
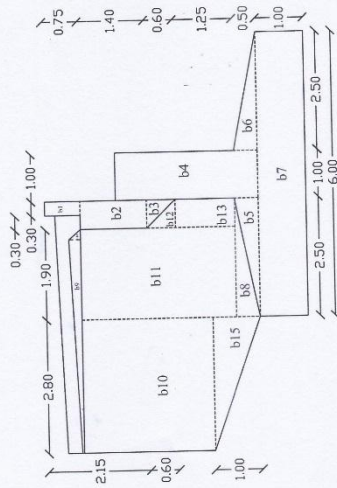
Ramsyanti 12511004

JUDUL GAMBAR

KELOMPOK TIANG DENGAN  
DIAMETER 0,8 M  
METODE WATERLOFF

SKALA

1:1





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

TUGAS AKHIR

REDESAIN STRUKTUR BANGUNAN  
BAWAH DENGAN FONDASI TIANG  
BOLE PADA JEMBATAN FLY OVER  
KERAMASAN KECAMATAN  
KERTAPATI SUMATERA SELATAN

PEMBIMBING

Ir. Akhmed Marzuki, M.T.

PENYUSUN

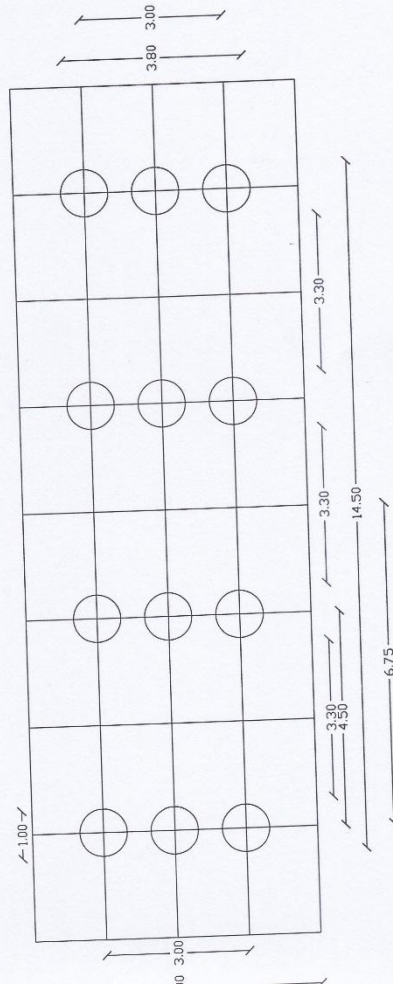
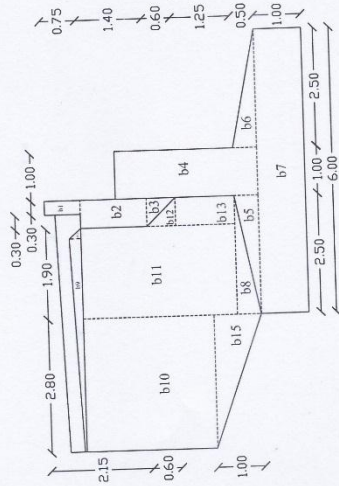
Ramlyanti 12511004

JUDUL GAMBAR

KELOMPOK TIANG DENGAN  
DIAMETER 1,0 M  
METODE MAYERHOFF

SKALA

1:1







JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

TUGAS AKHIR

REDESAIN STRUKTUR BANGUNAN  
BAWAH DENGAN FONDASI TIANG  
BOR PADA JEMBATAN FLY OVER  
KERAMASAN KECAMATAN  
KERTAPATI SUMATERA SELATAN

PEMBIMBING

Dr. Akhmad Marzuki, M.T.

PENYUSUN

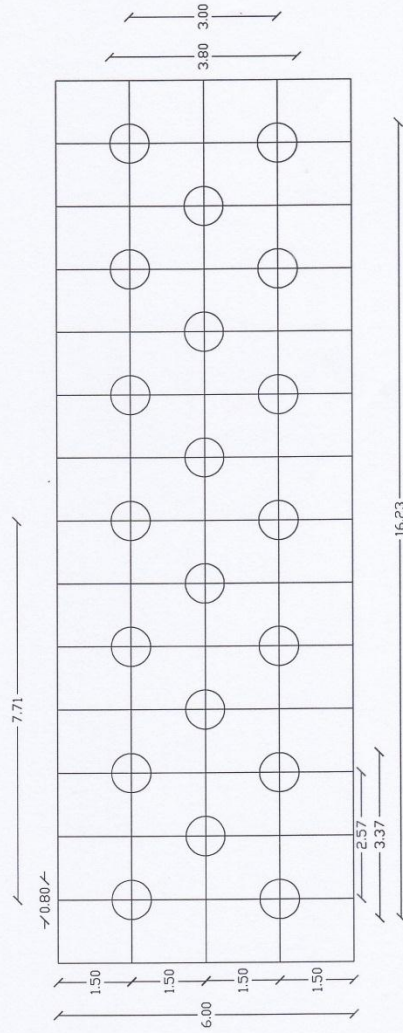
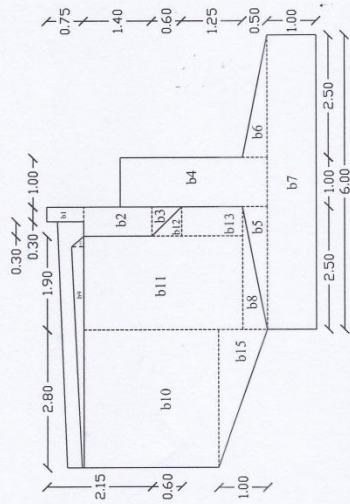
Rannyanti 12511004

JUDUL GAMBAR

KELOMPOK TIANG DENGAN  
DIAMETER 0.8 M  
METODE KULHAWY

SKALA

1:1





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

TUGAS AKHIR

REDESAIN STRUKTUR BANGUNAN  
BAWAH DENGAN FONDASI TIANG  
BOR PADA JEMBATAN TLOVER  
KERAMASAN KECAMATAN  
KERTAPATI SUMATERA SELATAN

PEMBIMBING

Ir. Akhmad Marzuki, M.T.

PENYUSUN

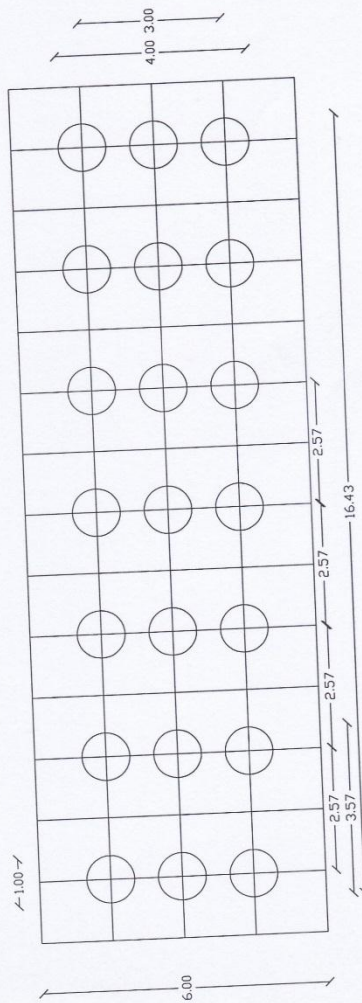
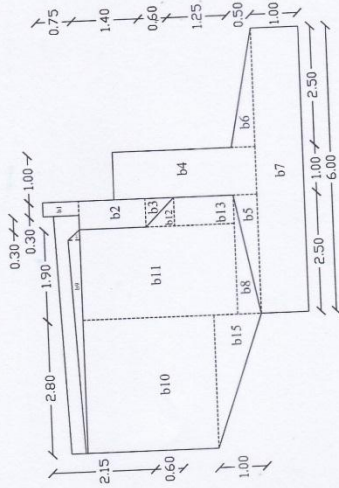
Ramlyanti 12511004

JUDUL GAMBAR

KULOMPOK TIANG DENGAN  
DIAMETER 1,0 M  
METODE KULHAWY

SKALA

1:1





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

TUGAS AKHIR

PEDESAIN STRUKTUR BANGUNAN  
BAWA MENDAN FONDASI TIANG  
BOR PADA JEMBATAN LLY OVER  
KERAMASAN KECAMATAN  
KERTAPATI SUMATERA SELATAN

PEMIMPIN

Ir. Akhmad Marzuki, M.T.

PENYUSUN

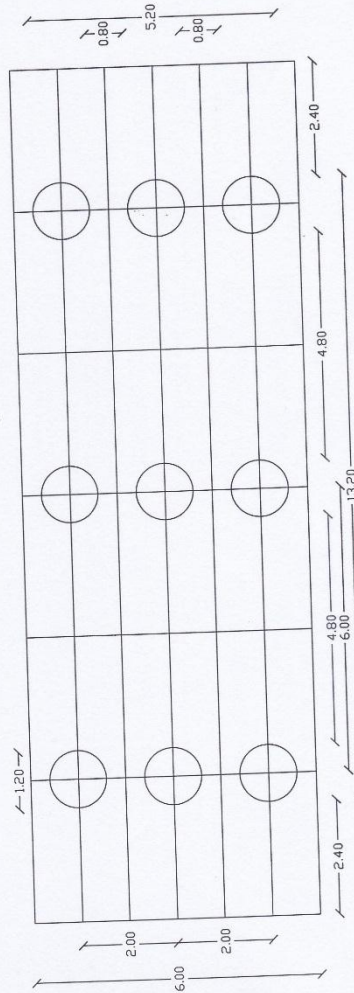
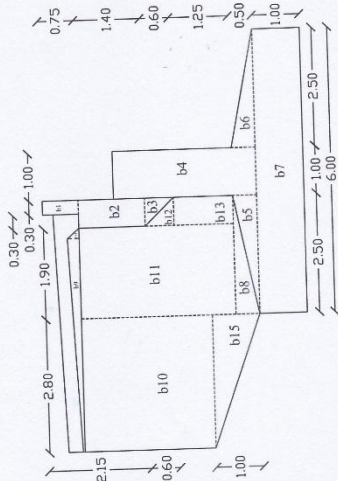
Ramsyandi 12511004

JUDUL GAMBAR

KELOMPOK TIANG DENGAN  
DIAMETER 2,4M  
MULOK KUHAWY

SKALA

1:1





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

TUGAS AKHIR

REDESAIN STRUKTUR BANGUNAN  
BAWAH DENGAN FONDASI TIANG  
100R PADA JEMBATAN FLY OVER  
KIRAMASAN KECAMATAN  
KERTAPATI SEMARANG SELATAN

PLUMBING

Ir. Akhmad Marzuki, M.T.

PENYUSUN

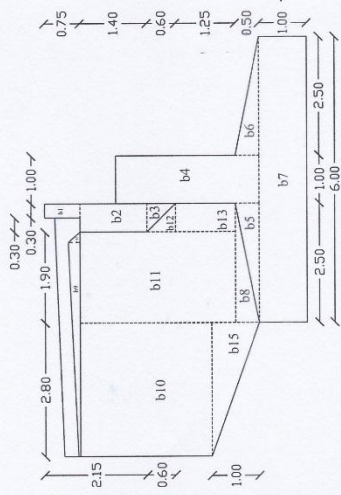
Ramsyanti 12511004

JUDUL GAMBAR

KELOMPOK TIANG DENGAN  
DIAMETER 0,8 M  
METODE MAYERHOFF

SKALA

1:1



Pembebanan Tubuh Abutment

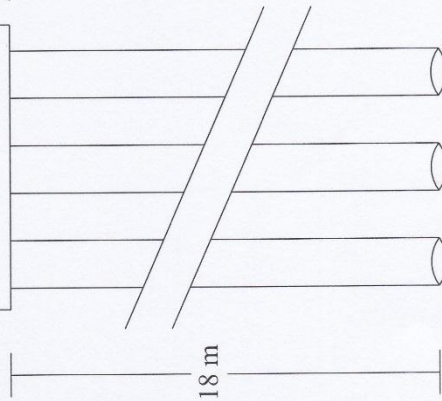
$P = 44814,46 \text{ kN}$

$25063,708 \text{ kN}$

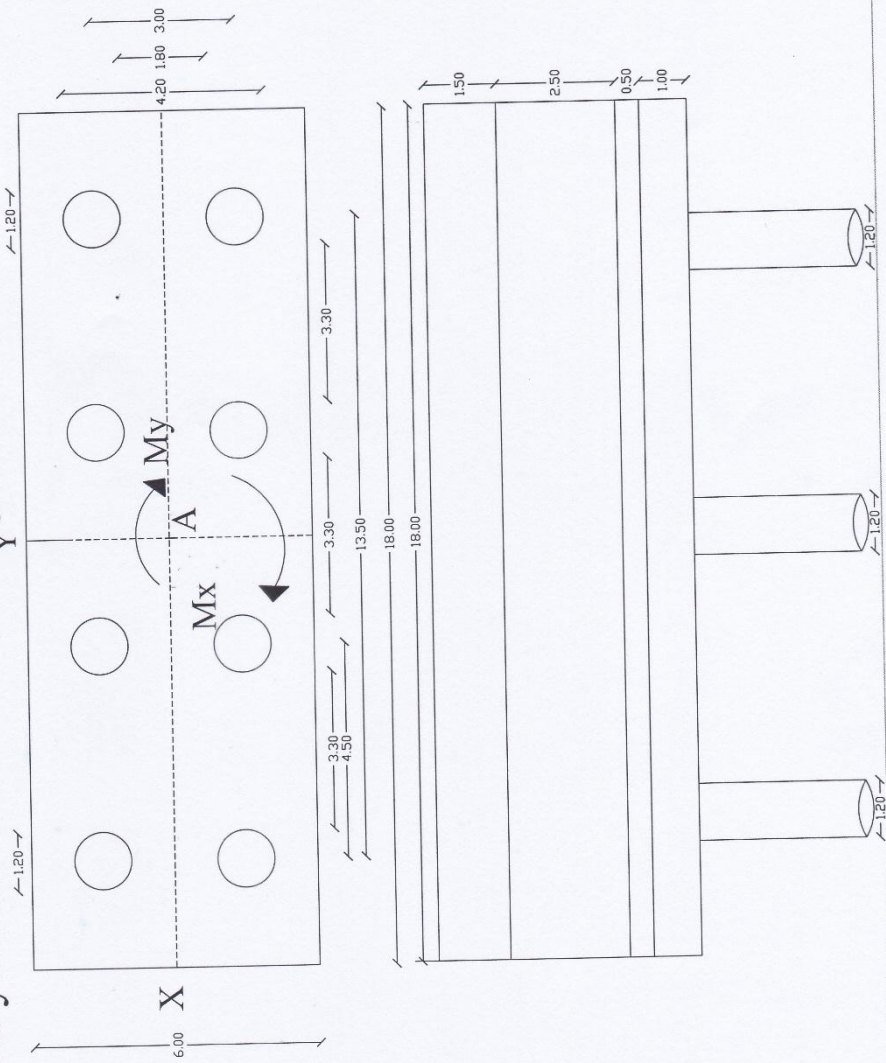
$8013,850 \text{ kN}$

5,5 m

18 m



# Mayerhoff diameter 1,2 cm jumlah tiang 8



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

TUGAS AKHIR

REDESAIN STRUKTUR BANGUNAN  
BAWAH DENGAN FONDASI TIANG  
BOK DAN JEMBATAN FLY OVER  
KERAMISAN KEGAMATAN  
KERTAJATI SUMATERA SELATAN

PEMBIMBING

Ir. Akhmad Marzuki, M.T.

PENYUSUN

Rameyanti 12511004

JUDUL GAMBAR

KELOMPOK TIANG DENGAN  
DIAMETER 0,8 M  
METODE MAYERHOFF

SKALA  
1:1



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

TUGAS AKHIR

REDESAIN STRUKTUR BANGUNAN  
BAWAH DENGAN FONDASI TIANG BOKOR  
PADA JEMBATAN FLYOVER  
KERAMASAN KECAMATAN  
KERTAPATI SUMATERA SELATAN

PEMBIMBING

Ir. Akhmad Marzuki, M.T.

PENYUSUN

Ramlyanti 12511004

JUDUL GAMBAR

PENURUNAN FONDASI TIANG BOR  
PADA ABUTMENT AJ JEMBATAN  
FLYOVER KERAMASAN

SKALA

1:1

