

TUGAS AKHIR
STUDI KOMPARASI
KAPASITAS DUKUNG PONDASI TIANG PANCANG
DENGAN METODE T-Z DAN METODE TERZAGHI



disusun oleh :

Nama : Badarudin
No.Mhs. : 92 310 269
Nirm. : 92 0051013114120 269

Nama : Yuska Herbiantoro
No.Mhs. : 92 310 288
Nirm. : 92 0051013114120 288

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA

1997

LEMBAR PERSEMBAHAN

.....Katakanlah : “ Adakah sama orang-orang yang mengetahui dengan orang-orang yang tidak mengetahui ?” Sesungguhnya orang yang berakallah yang dapat menerima pelajaran.

(Q.S. Az -Zumar : 9)

.....Allah akan meninggikan orang-orang yang beriman diantaramu dan orang-orang yang diberi ilmu beberapa derajat

(Q.S. Al - Mujaadilahi : 1)

Barang siapa yang menempuh jalan untuk mencari ilmu, maka Allah akan memudahkan baginya jalan menuju surga.

(H.R. Muslim dari Abu Hurairah, r.a.)

Ilmu dinilai bermanfaat bila disertai dengan amal. Yang paling bodoh adalah manusia bodoh yang tidak berusaha menambah ilmunya, yang paling pandai adalah manusia mengandalkan diri pada ilmunya, dan yang paling utama ialah manusia yang bertakwa

(Sufyan at-Tsauni)

Karya ini kupersembahkan

untuk keluargaku yang kukasih

teristimewa Bapak dan Mama tercinta...

adik-adik dan saudara-saudaraku tersayang...

serta tambatan hati terkasih...

... Terima kasih atas segala cinta dan dorong motivasi

yang telah dicurahkan selama ini...

LEMBAR PENGESAHAN
TUGAS AKHIR
STUDI KOMPARASI
KAPASITAS DUKUNG PONDASI TIANG PANCANG
DENGAN METODE T-Z DAN METODE TERZAGHI

disusun oleh :

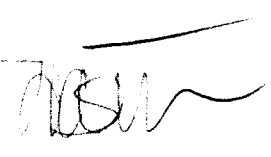
Nama : Badarudin
No.Mhs. : 92 310 269
Nirm. : 92 0051013114120 269

Nama : Yuska Herbiantoro
No.Mhs. : 92 310 288
Nirm. : 92 0051013114120 288

Telah diperiksa dan disetujui oleh :

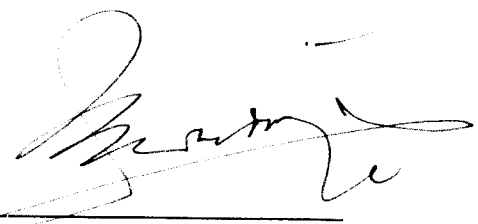
Ir. A. Halim Hasmar, MT.

Dosen Pembimbing


Tanggal : 7.8.99

Ir. Ibnu Sudarmadji, MS.

Dosen Pembimbing


Tanggal : 7.8.99

PRAKATA

Bismillaahirrahmaanirrahiim.

Assalamu 'alaikum Wr. Wb.

Dengan memanjatkan puji syukur kehadiran Allah SWT, atas berkat rahmat dan hidayah-Nya serta shlawat dan salam semoga dilimpahkan selalu kepada junjungan kita Nabi Muhammad SAW, keluarga dan para sahabatnya beserta seluruh pengikutnya sampai hari akhir zaman. Alhamdulillah, Tugas Akhir yang berjudul STUDI KOMPARASI KAPASITAS DUKUNG PONDASI TIANG PANCANG DENGAN METODE T-Z DAN TERZAGHI telah dapat diselesaikan dengan baik dan tepat waktu. Tugas Akhir merupakan syarat dalam menempuh jenjang strata satu di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.

Tugas Akhir ini dimaksudkan agar mahasiswa dapat mengembangkan ilmu dan penalaran dari pendidikan yang telah diterima selama menjalani kuliah serta menerapkannya sesuai dengan kenyataan-kenyataan di lapangan yang saat sekarang sangat dibutuhkan. Dengan demikian proses “Link and Match” atau hubungan yang berkelanjutan antara perguruan tinggi dan dunia konstruksi dapat terjalin dengan baik. Setelah mahasiswa menyelesaikan Tugas Akhir

sebagai karya ilmiah diharapkan dapat memperoleh bekal dan menerapkan atau mengembangkannya di masa-masa mendatang ke jenjang yang lebih tinggi.

Selama mengerjakan Tugas Akhir, penyusun telah banyak mendapat bantuan, bimbingan serta pengarahan dari berbagai pihak. Oleh karenanya, pada kesempatan ini perkenankanlah penyusun menyampaikan terima kasih terutama kepada :

1. Bapak Ir. Susastrawan, MS., selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
2. Bapak Ir. Bambang Sulistiono, MSCE., selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
3. Bapak Ir. Tadjuddin BMA, MS., selaku Sekretaris Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
4. Bapak Ir. A. Halim Hasmar, MT., selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir.
5. Bapak Ir. Ibnu Sudarmadji, MS., selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir.
6. Bapak Dr. Ir. Edi Purwanto, CES. DEA., selaku Dosen Penguji Tugas Akhir.
7. Bapak Ir. Supriyono, MS., selaku Kepala Lab. Mektan FNT UGM.
8. Bapak, Ibu, adik-adik dan kekasih yang selalu memberi semangat, dorongan dan dukungan baik moril maupun materiil.
9. Rekan-rekan Kostanans yang selalu bersama dalam suka dan duka.

10. Rekan-rekan seprofesi yang memberi masukan dan saran sehingga Tugas Akhir ini dapat diselesaikan.
9. Semua pihak yang telah membantu dalam penyusunan Tugas Akhir ini, yang tidak dapat disebutkan satu persatu.

Akhirnya, besar harapan penulis semoga laporan ini dapat bermanfaat bagi penulis sendiri dan bagi semua pihak yang membutuhkannya. Kritik dan saran yang bersifat membangun sangat penulis harapkan bagi kesempurnaan dan kemajuan ilmu pengetahuan teknik sipil khususnya dilingkungan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia di masa mendatang.

Wabillahi taufik walhidayah ,

Wassalamu 'alaikum Wr. Wb.

Yogyakarta, Juli 1997

Penulis

DAFTAR ISI

	Halaman
LEMBAR JUDUL	i
LEMBAR PERSEMBAHAN	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
PRAKATA	iv
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	x
DAFTAR TABEL	xi
DAFTAR NOTASI	xiii
ABSTRAKSI	xv
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.1.1 Permasalahan	2
1.1.2 Keaslian	2
1.1.3 Manfaat Penelitian	3
1.2 Tujuan Penelitian	3
1.3 Metode Penelitian	3
1.4 Batasan Masalah	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Umum	7
2.2 Jenis Pondasi Tiang Pancang	8
2.3 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang	12
2.3.1 Kapasitas Dukung Menurut Metode Meyerhof	13
2.3.2 Kapasitas Dukung Menurut Metode Tomlinson	14

2.3.3 Kapasitas Dukung Menurut Metode Terzaghi	15
2.4 Metode T-Z	24
2.4.1 Fungsi Pengalihan Beban	25
2.4.2 Pembentukan Kurva T-Z	26
2.4.3 Prosedur Analisis	30
BAB III PERENCANAAN KAPASITAS DUKUNG	
DENGAN METODE T-Z	37
3.1 Umum	37
3.2 Data Perencanaan	37
3.2.1 Data Karakteristik Tanah	37
3.2.2 Data Karakteristik Pondasi Tiang Pancang	38
3.3 Perhitungan Kapasitas Dukung dengan Metode T-Z	38
3.3.1 Perhitungan Penampang Pondasi Tiang Pancang	38
3.3.2 Perhitungan Kapasitas Dukung dengan 5 Segmen	39
3.4 Tabel Perhitungan Kapasitas Dukung	49
BAB IV PERENCANAAN KAPASITAS DUKUNG	
DENGAN METODE TERZAGHI	62
4.1 Umum	62
4.2 Data Perencanaan	62
4.2.1 Data Karakteristik Tanah	62
4.2.2 Data Karakteristik Pondasi Tiang Pancang	63
4.3 Perhitungan Kapasitas Dukung dengan Metode Terzaghi	63
4.3.1 Perhitungan Penampang Tiang Pancang	64
4.3.2 Perhitungan Kapasitas Dukung Berdasarkan Kohesi (C) dan Sudut Geser (ϕ)	64
4.3.3 Perhitungan Kapasitas Dukung Berdasarkan Jumlah Hambatan Pelekat/"Cleef" (c)	66

BAB V PEMBAHASAN	67
5.1 Umum	67
5.2 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan Metode T-Z	67
5.3 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan Metode Terzaghi	70
5.4 Komparasi Hasil Perhitungan	71
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	73
6.1 Kesimpulan	73
6.2 Saran-saran	74
DAFTAR PUSTAKA	75
LAMPIRAN	

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Gaya Perlawanan Tiang	16
Gambar 2.2	Tipe Tiang dengan Kapasitas Dukung Ujung	18
Gambar 2.3	Kurva Peralihan Beban Vs Peralihan Pada Masing-Masing Segmen Tiang (Seed dan Reese, 1966)	26
Gambar 2.4	Pola Perpindahan Tanah (Randolp dan Wroth, 1978)	27
Gambar 2.5	Model Penurunan (Randolp dan Wroth, 1978)	28
Gambar 2.6	Distribusi Beban Sepanjang Pondasi Tiang	31
Gambar 2.7	Pembagian Segmen pada Pondasi Tiang	31
Gambar 2.8	Rasio Transfer Beban dengan Kuat Geser Tanah terhadap Perpindahan Tiang	32
Gambar 2.9	Kuat Geser Tanah terhadap Kedalaman	33
Gambar 2.10	Penjelasan Prosedur Analisis pada Pondasi Tiang Tunggal	35
Gambar 2.11	“Flow Chart” Prosedur Analisis	36
Gambar 3.1	Pembagian 5 Segmen pada Pondasi Tiang Pancang	39
Gambar 5.1	Grafik Toleransi (%) terhadap Pembagian Segmen	69
Gambar 5.2	Grafik Kapasitas Dukung (Ton) terhadap Pembagian Segmen	70
Gambar 5.3	Grafik Hasil Perhitungan Kapasitas Dukung dengan Metode Terzaghi Berdsarkan “Cleef” dan Berdasarkan C dan ϕ ...	71
Gambar 5.4	Grafik Komparasi Hasil Perhitungan Metode T-Z dan Metode Terzaghi	72

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Koefisien Daya Dukung Menurut Terzaghi	20
Tabel 2.2	Hubungan antara α , φ dan δ Berkisar antara $-\varphi$ dan $-2\varphi/3$..	22
Tabel 2.3	Hubungan antara β dan φ (sudut gesek internal tanah)	23
Tabel 3.1	Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan 2 Segmen	49
Tabel 3.2	Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan 3 Segmen	49
Tabel 3.3	Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan 4 Segmen	49
Tabel 3.4	Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan 5 Segmen	50
Tabel 3.5	Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan 6 Segmen	50
Tabel 3.6	Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan 7 Segmen	50
Tabel 3.7	Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan 8 Segmen	51
Tabel 3.8	Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan 9 Segmen	51
Tabel 3.9	Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan 10 Segmen	52
Tabel 3.10	Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan 11 Segmen	52

Tabel 3.11	Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan 12 Segmen	53
Tabel 3.12	Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan 13 Segmen	53
Tabel 3.13	Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan 14 Segmen	54
Tabel 3.14	Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan 15 Segmen	55
Tabel 3.15	Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan 16 Segmen	56
Tabel 3.16	Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan 17 Segmen	57
Tabel 3.17	Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan 18 Segmen	58
Tabel 3.18	Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan 19 Segmen	59
Tabel 3.19	Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan 20 Segmen	60
Tabel 3.20	Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan 20 Segmen	61
Tabel 4.1	Perhitungan Tahanan Pelekat (“cleef”)	66
Tabel 5.1	Hasil Perhitungan Kapasitas Dukung (Q_0) terhadap Pembagian Segmen dan Toleransi	69
Tabel 5.2	Hasil Perhitungan Kapasitas Dukung dengan Metode Terzaghi Berdasarkan “Cleef” dan Berdasarkan C dan ϕ	71

DAFTAR NOTASI

- Q_{ult} = Kapasitas dukung ultimit pondasi tiang pancang
- Q_e = Kapasitas dukung ujung pondasi tiang pancang
- Q_s = Kapasitas dukung lekatan/gesekan pondasi tiang pancang
- C = Kohesi
- ϕ = Sudut gesek internal
- γ = Berat volume
- n = Porositas
- w = Kadar Air
- N_c = Faktor daya dukung
- N_q = faktor daya dukung
- N_γ = Faktor daya dukung
- Kp_γ = Koefisien gesek tergantung bidang vertikal, muka tanah horisontal dan sudut δ
- δ = sudut gesek antara tiang dengan tanah sekeliling
- Z_s = Penurunan pondasi tiang
- Gr = Modulus geser yang merupakan fungsi dari jarak radial
- Q_n = Kapasitas dukung tiang pada segmen-n
- Q_{n-1} = Kapasitas dukung tiang pada segmen n-1

- Q_{mid} = Variasi linier dari distribusi beban
 T = Tahanan ujung akibat perpindahan tiang
 Y_t = Perpindahan ujung tiang
 ΔY_{nt} = Peralihan elastis rata-rata pada segmen-n
 Y_{nt} = Perpindahan titik tengah segmen-n yang baru
 q_u = Kuat geser tanah
 E_s = Modulus elastik tanah
 E_p = Modulus elastik tiang
 k_s = Modulus reaksi tanah dasar
 L = Panjang tiang
 L_n = Panjang segmen
 d = Diameter tiang pancang
 A_p = Luas penampang pondasi tiang pancang
 C_p = Keliling penampang pondasi tiang pancang
 P_f = Gaya perlawanan pada dinding tiang
 P_p = Gaya perlawanan pada ujung tiang
 f = gaya gesek lateral per satuan luas

ABSTRAKSI

Lebih dari satu abad yang lalu, yaitu pada tahun 1885 gedung pencakar langit pertama dibangun di Chicago, gedung asuransi itu hanya bertingkat sepuluh. Tetapi merupakan suatu revolusi dalam sistem struktur, ini membuka kemungkinan kearah dibangunnya gedung-gedung pencakar langit, sebagai lambang prestise dan kebutuhan kota moderen. Hingga dewasa ini gedung-gedung pencakar langit telah banyak berdiri di hampir setiap negara. Keadaan yang demikian menuntut adanya perkembangan analisa mengenai struktural bawah terutama pondasi dalam.

Pondasi dalam berfungsi untuk mentransfer gaya-gaya yang bekerja pada struktur bangunan yang didukungnya ke lapisan tanah pendukungnya. Berdasarkan hal tersebut, maka hal penting yang harus diperhatikan dalam perencanaannya antara lain adalah sistem gaya yang bekerja, kapasitas dukung struktur pondasi terhadap gaya yang bekerja, maupun kapasitas dukung tanah nya.

Seiring dengan semakin pesatnya arus teknologi dan perkembangan ilmu keteknik sipil, hingga saat ini banyak metode dan formula untuk perhitungan perencanaan dan analisa kapasitas pondasi tiang pancang, seperti Metode T-Z, Metode Terzaghi, Metode Meyerhof, Metode Tomlinson dan lainnya, masing-masing metode mempunyai kelebihan dan kekurangannya.

Dalam Tugas Akhir ini dibahas mengenai komparasi / perbandingan antara kapasitas dukung pondasi tiang pancang yang dihitung dengan metode t-z dan formula klasik terzaghi. Dalam perencanaan kapasitas dukung pondasi tiang pancang, metode t-z menggunakan tinjauan dengan cara membagi pondasi tiang dalam beberapa segmen dan fungsi pengalihan beban didefinisikan pada setiap selimut segmen merupakan fungsi dari kuat geser tanah dan permukaan selimut tiang. Tinjauan tersebut selanjutnya dikomparasikan dengan formula terzaghi.

Dari hasil perhitungan Tugas Akhir ini didapat kapasitas dukung optimal dari metode T-Z sebesar 223,3643 Ton (diambil dari toleransi kesalahan terkecil) sedangkan dari metode Terzaghi sebesar 176,6836 Ton (diambil berdasarkan data sondir / hambatan pelekak). Ternyata dari perhitungan tersebut metode T-Z menghasilkan kapasitas dukung pondasi tiang pancang yang lebih besar.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pondasi berfungsi untuk menyalurkan atau mentransfer gaya-gaya yang bekerja pada struktur bangunan yang didukungnya ke lapisan tanah pendukung. Berdasarkan hal tersebut, maka hal penting yang harus diperhatikan dalam perencanaan suatu sistem pondasi antara lain adalah sistem gaya yang bekerja, kapasitas dukung struktur pondasi terhadap gaya yang bekerja, maupun kapasitas dukung tanah untuk menahan gaya yang disalurkan oleh pondasi.

Pondasi tiang pancang dipergunakan untuk pondasi suatu bangunan apabila tanah dasar dibawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung ("Bearing Capacity") yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya, atau apabila tanah keras yang mempunyai daya dukung yang baik terletak pada kedalaman yang cukup dalam.

Karakteristik tanah merupakan salah satu faktor penting dari struktur pondasi. Berbagai parameter yang mempengaruhi karakteristik tanah antara lain, pengaruh muka air tanah mengakibatkan berat volume tanah terendam air berbeda dengan tanah yang tidak terendam air meskipun

untuk jenis tanah yang sama, jenis tanah yang berbeda juga berpengaruh, sehingga memberikan nilai kuat dukung tanah yang berbeda-beda pula.

1.1.1 Permasalahan

Seiring dengan semakin pesatnya arus teknologi dan perkembangan ilmu ketekniksipilan, hingga saat ini banyak metode-metode dan formula-formula untuk perhitungan perencanaan dan analisis kapasitas dukung pondasi tiang pancang, seperti Metode T-Z, Metode Terzaghi, Metode Meyerhof, Metode Tomlinson dan masih banyak metode-metode lainnya. Masing-masing metode mempunyai kelebihan dan kekurangannya sendiri-sendiri.

Dalam perencanaan kapasitas pondasi tiang pancang, metode T-Z menggunakan tinjauan yang berbeda dengan metode-metode lain pada umumnya, yaitu dengan cara membagi pondasi tiang dalam beberapa segmen dan fungsi pengalihan beban didefinisikan pada setiap selimut segmen yang merupakan fungsi dari kuat geser tanah dan sifat permukaan selimut tiang. Metode tersebut akan dikomparasikan dengan metode Terzaghi yang umumnya dipakai dalam perencanaan kapasitas dukung pondasi tiang pancang.

1.1.2 Keaslian

Sejauh pengetahuan peneliti kepustakaan, studi komparasi kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan metode T-Z dan metode Terzaghi

belum pernah dibahas dalam tugas akhir mahasiswa di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.

1.1.3 Manfaat Penelitian

Manfaat penelitian yang diharapkan adalah apabila terbukti secara ilmiah bahwa dalam perencanaan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan Metode T-Z lebih optimal dan teliti, maka para mahasiswa dan praktisi dapat menggunakan metode tersebut sebagai masukan dalam perencanaan kapasitas dukung pondasi tiang pancang.

1.2 Tujuan Penelitian

Tujuan penyusunan Tugas Akhir ini adalah untuk memperkenalkan pemakaian Metode T-Z dan mengetahui kapasitas dukung optimal dalam perencanaan kapasitas dukung pondasi tiang pancang terhadap Metode Terzaghi.

1.3 Metode Penelitian

Metode penelitian yang digunakan dalam penyusunan Tugas Akhir ini adalah studi komparasi, yaitu membandingkan Metode T-Z dengan Metode Terzaghi. Prosedur perencanaan berdasarkan Metode T-Z adalah :

1. Pondasi tiang pancang dibagi menjadi beberapa segmen, misalnya terbagi menjadi tiga segmen.
2. Mengasumsikan perpindahan ujung tiang, Y_t .

3. Menghitung tahanan ujung tiang, T , akibat perpindahan ujung tiang yang diasumsikan pada poin 1.

4. Menentukan perpindahan rata-rata dari segmen terbawah. Sebagai aproksimasi pertama anggaplah perpindahan tersebut sama dengan perpindahan ujung pondasi tiang sebesar Y_1 .

5. Dengan nilai perpindahan titik tengah segmen terbawah tersebut diatas, didapatkan nilai dari tahanan geser (transfer beban) berdasarkan kurva yang menunjukkan rasio tahanan geser (“shear strength”).

6. Kuat geser tanah didapatkan dari kurva hubungan antara kuat geser terhadap kedalaman yang dihasilkan dari penelitian dilapangan atau laboratorium.

7. Menghitung beban aksial pada pondasi tiang dipuncak segmen terbawah.

8. Menghitung peralihan elastis rata-rata pada segmen terbawah, kemudian didapat perpindahan titik tengah segmen terbawah yang baru.

9. Membandingkan nilai perpindahan pada langkah 8 dengan asumsi yang diambil pada langkah 4, jika batas toleransi tercapai maka perhitungan dilanjutkan pada segmen diatasnya dengan mengambil nilai perpindahan yang sama dengan segmen yang telah dihitung sebelumnya.

Dari prosedur di atas diperoleh beban total (Q_0), gesekan (Q_n-T), perlawanan ujung (T), deformasi pada tiang (ΔY_{nt}) dan peralihan total yang terjadi (Y_{nt}).

Kapasitas dukung tersebut kemudian dibandingkan dengan kapasitas dukung berdasarkan Metode Terzaghi.

1.4 Batasan Masalah

Studi komparasi kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan menggunakan metode T-Z dan metode Terzaghi dalam rangka Tugas Akhir ini dibatasi oleh ketentuan-ketentuan sebagai berikut :

1. Kasus yang analisa untuk membandingkan kedua metode adalah pondasi tiang pancang beton prategang dengan ketentuan-ketentuan pada data perencanaan,
2. pembahasan ditujukan untuk mencari daya dukung optimal pada tiang tunggal,
3. dimensi penampang berbentuk lingkaran,
4. kapasitas dukung pondasi berdasarkan “Adhesive pile” atau berdasarkan perlawanan lekatan,
5. gaya yang bekerja berupa gaya aksial dan tidak diperhitungkan gaya lateral serta momen,
6. beban yang bekerja dianggap beban statis,
7. tiang pancang dianggap terbenam seluruhnya didalan tanah,

8. data karakteristik tanah adalah data tanah pada proyek PLTA Tulis Banjarnegara pada titik 16 dan jenis tanah yakni lempung keras,lanou,batu lempung, batu pasir padat dan keadaan tanah termasuk dalam kategori tanah kondisi baik,

9. perhitungan metode T-Z dilakukan dengan hitungan manual dan ketelitian pada perhitungannya adalah 5%.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Pondasi suatu bangunan adalah konstruksi bawah yang meneruskan semua beban konstruksi di atasnya ke tanah pendukung atau merupakan elemen penghubung antara konstruksi atas dengan tanah (Bowles, 1986).

Pondasi tiang pancang adalah suatu struktur pondasi berbentuk tiang yang penempatannya pada lapisan tanah pendukung. Sistem kerja pondasi jenis ini dikaitkan dengan kapasitas dukung tanah, didasarkan pada kapasitas dukung ujung tiang maupun lekatan tanah pada keliling permukaan tiang pancang (Sardjono, 1988).

Secara umum dapat dikatakan pondasi tiang digunakan bila dijumpai kedalaman atau kondisi sebagai berikut :

1. bila dijumpai kondisi tanah dasar pondasi merupakan tanah baik atau tanah dengan kuat dukung tinggi terletak pada kedalaman cukup dalam dari muka tanah ($D/B \geq 10$) sedangkan kurang mampu mendukung beban yang bekerja atau merupakan tanah lunak,
2. dasar pondasi sering mengalami erosi akibat gerusan air, misal pada pondasi pilar jembatan sehingga dasar pondasi perlu ditempatkan lebih dalam dari

pengaruh gerusan paling dalam, tetapi kemungkinan akan mengakibatkan biaya membengkak. Kondisi yang seperti ini dapat diatasi dengan dua kemungkinan yaitu pondasi tiang atau pondasi sumuran,

3. bilamana suatu konstruksi menerima beban horisontal atau pun tarik yang cukup besar. Untuk mengimbangi pengaruh beban tersebut dapat diatasi dengan konstruksi pondasi tiang, contohnya konstruksi dermaga, pemecah gelombang, tanggul pelabuhan, pondasi tangki minyak dan sebagainya.

Berdasarkan pemakaian jenis pondasi tiang mengakibatkan berbagai jenis tiang digunakan sesuai dengan beban yang bekerja, bahan tiang maupun cara pelaksanaan pemancangannya (K. Basah Suryolelono, 1994).

2.2 Jenis Pondasi Tiang Pancang

Berbagai tipe pondasi tiang pancang yang digunakan dalam konstruksi pondasi. Menurut K. Basah Suryolelono (1994) jenis pondasi dapat dibedakan terhadap cara tiang meneruskan beban yang diterimanya ke tanah dasar pondasi. Hal ini tergantung juga pada jenis tanah dasar pondasi yang akan menerima beban yang bekerja, Adapun jenis-jenisnya adalah :

1. “End / Point Bearing Pile”, yaitu bila ujung tiang mencapai tanah keras atau tanah baik dengan kuat dukung tinggi, maka beban yang diterima tiang akan diteruskan ke tanah dasar pondasi melalui ujung tiang.

2. “Friction Pile”, yaitu jika tiang dipancang pada tanah dengan nilai kuat gesek tinggi (jenis tanah pasir), maka beban yang diterima oleh tiang akan ditahan berdasarkan gesekan antara tiang dengan tanah sekeliling tiang.
3. “Adhesive Pile”, yaitu bila tiang dipancang pada tanah dasar pondasi yang mempunyai nilai kohesi tinggi (jenis tanah lempung), maka beban yang diterima oleh tiang akan ditahan oleh pelekatan antara tiang dengan tanah sekeliling dan permukaan tiang.

Pada umumnya di lapangan dijumpai jenis tiang yang merupakan kombinasi dari ketiga hal tersebut. Keadaan ini disebabkan karena jenis tanah merupakan campuran / kombinasi antara tanah berbutir kasar, tanah berbutir halus dan kadang merupakan tanah yang kompak, sehingga cara tiang meneruskan beban ke tanah dasar pondasi merupakan kombinasinya.

Menurut Suhardjito Pradoto (1989), pondasi tiang secara umum dapat diklasifikasikan sebagai berikut :

1. Tiang-tiang perpindahan (“displacement piles“), yang termasuk dalam katagori ini adalah :
 - a. kayu, berpenampang bundar atau segi empat dengan sambungan atau menerus (“timber piles“),
 - b. tiang beton (“precast concrete piles“), dapat berpenampang masif atau bulat,

- c. tiang beton pratekan (“prestressed concrete piles”) berpenampang masif atau bulat,
 - d. pipa baja (“steel tube”) dipancang dengan ujung tertutup,
 - e. pipa baja dengan penampang segi empat (“steel box”) dipancang dengan ujung tertutup,
 - f. pipa baja yang ujungnya membesar atau mengecil (“fluted & tapered steel tube”),
 - g. pipa baja dengan ujung tertutup dimasukkan dengan cara ditekan (“jacked-down steel tube with close end”).
2. Tiang-tiang perpindahan tipe dipancang dan dicor ditempat (“displacement piles & cast in situ type”), yang termasuk dalam kategori ini adalah :
- a. pipa baja dipancang setelah itu diisi atau dicor beton sambil pipa baja ditarik (“steel tube driven & with drawn after placing concrete”),
 - b. tiang pracetak beton yang diisi dengan beton (“precast concrete shell filled with concrete”),
 - c. pipa baja berdinding tipis kemudian diisi beton (“thin walled steel shell driven”).
3. Tiang-tiang perpindahan kecil (“small displacement piles”), yang termasuk dalam kategori ini adalah :
- a. tiang pracetak beton, penampang pipa dipancang dengan penampang tiang yang terbuka atau salib (“precast concrete tubular section driven”),

- b. tiang pratekan beton, penampang bulat dipancang dengan penampang terbuka atau salib (“prestressed tubular section driven”),
 - c. tiang baja profil H (“steel H section”),
 - d. tiang baja penampang bulat atau pipa, dipancang dengan ujung terbuka (“steel tube section driven”),
 - e. tiang ulir (“screw pile”).
4. Tiang-tiang tanpa perpindahan (“non displacement piles”). Dilaksanakan pertama mengeluarkan tanah dengan proses pengeboran, kemudian tiang dibuat dengan meletakkan beton pada lubang bor, yang termasuk dalam kategori ini adalah :
- a. beton yang dituang pada lubang bor (“bore & cast in situ”),
 - b. pipa-pipa yang diletakkan pada lubang bor dan diisi dengan beton (“tubeslesed in hole drilled”).
5. Tiang komposit (“composite piles”), merupakan kombinasi unit tipe tiang dari ketiga kategori yang telah disebutkan diatas.

Dari segi bahannya tiang dapat berupa tiang baja, tiang kayu, tiang beton. Pondasi tiang beton terbagi menjadi dua, yaitu tiang beton pra-cetak dan tiang beton cetak di tempat (“cast in place”). Untuk tiang beton cetak ditempat dibuat dengan jalan pemboran tanah atau dengan pemancangan “casing” ke dalam tanah kemudian diisi campuran beton (Bowles, 1986).

2.3 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang

Berdasarkan kapasitas dukungnya dibedakan dalam daya dukung ujung dan daya dukung geser, apabila daya dukung keduanya dimobilisasikan akan didapat :

$$Q_{ult} = Q_e + Q_s \dots\dots\dots (2.1)$$

$$Q_{all} = Q_{ult} / SF \dots\dots\dots (2.2)$$

dimana :

Q_{ult} = Kapasitas dukung tiang pancang maksimum (Kg).

Q_e = Kapasitas dukung ujung yang didapat dari tanah di bawah ujung pondasi (Kg).

Q_s = Kapasitas dukung yang didapat dari gaya geser atau gaya adhesi antara tiang pancang dengan tanahnya (Kg).

Q_{all} = Kapasitas dukung tiang pancang ijin (Kg).

SF = Faktor keamanan ("Safety Factor").

2.3.1 Kapasitas Dukung Menurut Metode Meyerhof

Kapasitas dukung pondasi tiang pancang dibagi berdasarkan jenis butiran tanah (*Pradoto S., 1988/1989, "BOOKS & MONOGRAPH" TEKNIK PONDASI*) :

1. Kapasitas dukung ujung untuk tanah berbutir halus ("c-soils").

$$Q_e = A_p \cdot C \cdot N_c' \dots\dots\dots (2.3)$$

dimana :

A_p = Luas penampang tiang pancang (cm).

C = Kohesi dari tanah yang terdapat pada ujung tiang pancang (Kg/cm²).

N_c' = Faktor daya dukung yang telah disesuaikan (“adjusted bearing capacity factor”), untuk tanah berbutir halus $N_c' = 9$.

2. Kapasitas dukung ujung untuk tanah berbutir kasar (“ ϕ -soils”)

Untuk tanah berbutir kasar rumus daya dukung ujung dibedakan dalam dua hal :

a. Untuk $\frac{L}{B} < \frac{Lc}{B}$, maka kapasitas dukung ujungnya adalah sebagai

berikut ini :

$$Q_e = A_p \cdot \bar{q} \cdot N_q' \dots\dots\dots (2.4)$$

b. Untuk $\frac{L}{B} > \frac{Lc}{B}$, maka kapasitas dukung ujungnya adalah sebagai

berikut ini :

$Q_e = A_p \cdot \bar{q} \cdot N_q'$, tetapi harga Q_e harus lebih kecil dari pada :

$$Q_e = A_p \cdot (50 N_q') \cdot \text{tg}(\phi) \dots\dots\dots (2.5)$$

dimana :

\bar{q} = “effective overburden pressures” = $\sum (\gamma \cdot h_i)$, dengan

i = banyak lapis tanah.

N_q' = Faktor daya dukung yang telah disesuaikan.

L = Panjang tiang (m)

B = Dimensi penampang tiang (cm).

$\frac{Lc}{B}$ = Perbandingan kedalaman kritis (“the critical depth ratio”)

didapat dari grafik “Bearing capacity factor”

ϕ = Sudut geser dalam (...°)

3. Kapasitas dukung ujung untuk tanah pada umumnya (“C- ϕ -soils”).

Untuk tanah pada umumnya kapasitas dukung ujungnya adalah :

$$Q_e = A_p \cdot (C \cdot N_c' + \eta \cdot \bar{q} \cdot N_q') \dots\dots\dots (2.6)$$

Dengan memperhitungkan berat pondasi tiang kapasitas dukung ujungnya menjadi :

$$Q_e = A_p \cdot [C \cdot N_c' + \eta \cdot \bar{q} \cdot (N_q' - 1)] \dots\dots\dots (2.7)$$

dimana :

η = Faktor, menurut Meyerhof $\eta = 1$

2.3.2 Kapasitas Dukung Menurut Metode Tomlinson

Kapasitas dukung pondasi tiang pancang dibagi berdasarkan jenis butiran tanah (*Pradoto S., 1988/1989, “BOOKS & MONOGRAPH” TEKNIK PONDASI*) :

1. Kapasitas dukung ujung untuk tanah berbutir halus (“C-soils”).

Kapasitas dukung ujung dapat ditentukan menurut rumus yang diturunkan oleh Tomlinson sebagai berikut :

$$Q_e = N_c \cdot C \cdot A_p \dots\dots\dots (2.8)$$

dimana :

Q_c = Kapasitas dukung dibawah ujung tiang pancang (Kg).

C = Kohesi yang terdapat pada ujung tiang (kg/cm^2).

2. Kapasitas dukung ujung untuk tanah berbutir kasar (“ ϕ -soils”).

Kapasitas dukung ujung dapat ditentukan menurut rumus yang diturunkan oleh Tomlinson sebagai berikut :

$$Q_c = N_c \cdot \bar{q} \cdot A_p \dots\dots\dots (2.9)$$

dimana : Q_c , N_c , \bar{q} dan A_p adalah sama dengan yang sebelumnya.

3. Kapasitas dukung ujung untuk tanah pada umumnya (“C- ϕ -soils”).

Kapasitas dukung ujung dapat ditentukan menurut rumus yang diturunkan oleh Tomlinson sebagai berikut :

$$Q_c = A_p \cdot [C \cdot N_c + \bar{q} \cdot N_q] \dots\dots\dots (2.10)$$

dimana notasi sama dengan sebelumnya.

2.3.3 Kapasitas Dukung Menurut Metode Terzaghi

Kapasitas dukung tiang pancang didasarkan dari hasil uji lapangan berupa hasil pemboran tanah dan pengambilan sampel untuk dilakukan uji dilaboratorium guna mendapatkan karakteristik fisik maupun mekanik dari tanah. Umumnya diperoleh data untuk tanah asli antara lain,

ϕ = sudut gesek internal (\dots°),

C = kohesi (Kg/cm^2),

γ = berat volume (gr/cm^3),

n = porositas,

w = kadar air (%),

C_c = indek kompresibilitas,

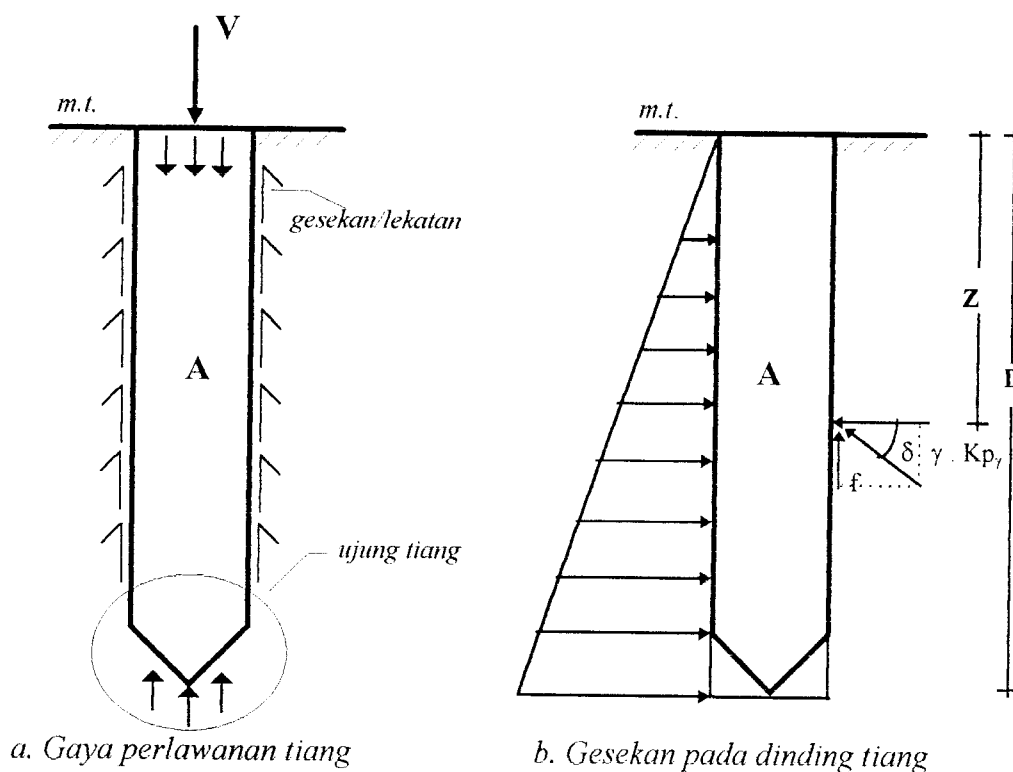
Jika suatu tiang dipancang pada tanah dengan kondisi homogen, berbutir dengan kedalaman yang cukup besar dan menerima beban sebesar V , maka beban ini akan dilawan oleh gaya-gaya yang bekerja pada tiang tersebut,

$$V = P_f + P_p \dots\dots\dots (2.11)$$

dengan,

P_f = Gaya perlawanan pada dinding tiang (Kg)

P_p = Gaya perlawanan diujung tiang (Kg).



Gambar 2.1 Gaya Perlawanan Tiang

1. Perlawanan Ujung Tiang (“end bearing”)

Bilamana beban P yang bekerja pada tiang diteruskan melalui ujung tiang ke tanah dasar pondasi, maka besarnya perlawanan ujung tiang dengan luas tampang tiang (A) sebesar $(q_p \cdot A)$ dengan q_p adalah perlawanan ujung tiang per satuan luas tampang. Jadi diperoleh hubungan,

$$V = P_p = q_p \cdot A \dots\dots\dots (2.12)$$

Berdasarkan formula klasik Terzaghi,

$$q_p = (\alpha \gamma \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q + 1,3 c N_c) \dots\dots\dots (2.13)$$

Bila $D \gg$ dan $\alpha \gamma \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$ diabaikan diperoleh :

$$P_p = A (\gamma \cdot D \cdot N_q + 1,3 c N_c) \dots\dots\dots (2.14)$$

dimana,

$$A = \pi \cdot B^2 / 4 \quad (\text{tampang lingkaran})$$

$$A = B^2 \quad (\text{tampang segi empat})$$

maka perlawanan ujung tiang per satuan luas,

$$p = P_p / A \dots\dots\dots (2.15)$$

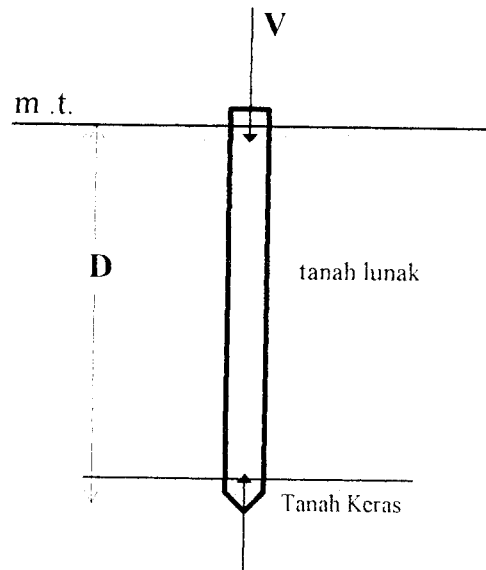
$$= \gamma \cdot D \cdot N_q + 1,3 c N_c \dots\dots\dots (2.16)$$

Bilamana jenis tanah merupakan tanah lempung ($\phi = 0$; $N_c = 5,1$ dan $N_q = 1$)

maka diperoleh,

$$p = \gamma \cdot D + 6c \dots\dots\dots (2.17)$$

$$\text{atau, } P_p = A (\gamma \cdot D + 6c) \dots\dots\dots (2.18)$$



Gambar 2.2 Tipe Tiang dengan Kapasitas Dukung Ujung

a. Kapasitas dukung ujung untuk tanah berbutir halus (“c-soils”).

Terzaghi berpendapat bahwa untuk tanah berbutir halus kapasitas dukung ujungnya adalah :

$$Q_c = A_p \cdot q_{ult} \dots\dots\dots (2.19)$$

dimana,

$$q_{ult} = 1,3 \cdot C \cdot N_c + \bar{q} \cdot N_q \dots\dots\dots (2.20)$$

sehingga,

$$Q_c = A_p \cdot (1,3 \cdot C \cdot N_c + \bar{q} \cdot N_q) \dots\dots\dots (2.21)$$

yang mana notasi adalah sama dengan sebelumnya.

b. Kapasitas dukung ujung untuk tanah berbutir kasar (“φ-soils”).

Terzaghi berpendapat bahwa untuk tanah berbutir kasar kapasitas dukung ujungnya adalah :

$$Q_e = A_p (\bar{q} \cdot N_q \cdot a_q + \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot a_\gamma) \dots\dots\dots (2.22)$$

dimana :

γ = Berat isi tanah dibawah ujung tiang (gr/cm^3).

B = Dimensi pile (cm)

a_γ = Faktor penampang, dimana : - Penampang persegi, $a_\gamma = 0,4$

- Penampang bulat, $a_\gamma = 0,3$

- Penampang Menerus, $a_\gamma = 0,5$

dimana notasi yang lain sama dengan sebelumnya.

c. Kapasitas dukung ujung untuk tanah pada umumnya (“C- ϕ -soils”).

Terzaghi berpendapat bahwa untuk tanah pada umumnya kapasitas dukung ujungnya adalah :

$$Q_e = A_p (1,3 \cdot C \cdot N_c + q \cdot N_q + \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot a_\gamma) \dots\dots\dots (2.23)$$

dimana :

Q_e = Kapasitas dukung ujung yang didapat dari tanah dibawah ujung pondasi (Kg).

A_p = Luas penampang tiang pancang (cm^2).

C = Kohesi dari tanah yang terdapat pada ujung tiang pancang (Kg/cm^2).

N_c = Faktor daya dukung untuk tanah dibawah tiang

q = “Effectif overburden pressures” = $\sum (\gamma \cdot h_i)$

i = Banyaknya lapis tanah.

γ = Berat isi tanah dibawah ujung tiang (gr/cm^3).

B = Dimensi pile (cm).

N_q = Faktor daya dukung.

a_γ = Faktor penampang, dimana: - Penampang persegi, $a_\gamma = 0,4$

- Penampang bulat, $a_\gamma = 0,3$

- Penampang Menerus, $a_\gamma = 0,5$

Tabel 2.1 Koefisien Daya Dukung menurut Terzaghi

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_c'	N_q'	N_γ'
0°	5,71	1,00	0,00	3,81	1,00	0,00
5°	7,32	1,64	0,00	4,48	1,39	0,00
10°	9,64	2,70	1,20	5,34	4,94	0,00
15°	12,80	4,44	2,40	6,46	2,73	1,20
20°	17,70	7,43	4,60	7,90	3,88	2,00
25°	25,10	12,70	9,20	9,86	5,60	3,30
30°	37,20	22,50	20,00	12,70	8,32	5,40
35°	57,80	41,40	44,00	16,80	12,80	9,60
40°	95,60	81,20	114,00	23,20	20,50	19,10
45°	172,00	173,00	320,00	34,10	35,10	27,00

2. Perlawanan pada Dinding Tiang

Ada dua kemungkinan perlawanan pada dinding tiang (selimut pondasi tiang pancang) yaitu perlawanan gesek bilamana dijumpai jenis tanah non-koheisif (jenis tanah berbutir) dan perlawanan lekatan bila dijumpai jenis tanah koheisif (tanah lekatan).

a. Perlawanan Gesek (“friction”)

Menurut Caquot, koefisien gesek yang terjadi antara tanah dan tiang sesuai dengan besar / kecilnya sudut δ (gambar 2.1.), maka besarnya gaya perlawanan akibat gesekan adalah :

$$f = Kp_{\gamma} \cdot \gamma \cdot z \cdot \sin \delta \dots\dots\dots (2.24)$$

dimana,

Kp_{γ} = koefisien gesek tergantung bidang vertikal, muka tanah horizontal dan sudut δ ,

f = gaya gesek lateral per satuan luas, bertambah sebanding dengan z (Kg/cm^2),

δ = sudut gesek antara tiang dan tanah sekeliling ($^{\circ}$).

Gaya perlawanan gesek pada dinding tiang sebesar,

$$P_f = 0,5 \cdot f \cdot L \cdot C_p \dots\dots\dots (2.25)$$

$$\text{atau, } P_f = (Kp_{\gamma} \cdot \sin \delta) \cdot \gamma \cdot 0,5 \cdot L^2 \cdot C_p \dots\dots\dots (2.26)$$

dimana,

C_p = keliling tiang (cm),

L = kedalaman tiang (cm) ,

γ = berat volume tiang (gr/cm^3).

$$\text{Bila, } f_m = P_f / (C_p \cdot L) \dots\dots\dots (2.27)$$

$$= (Kp_{\gamma} \cdot \sin \delta) \cdot \gamma \cdot 0,5 \cdot L \dots\dots\dots (2.28)$$

$$= \alpha \cdot \gamma \cdot 0,5 \cdot L \dots\dots\dots (2.29)$$

dengan $\alpha = (Kp_{\gamma} \cdot \sin \delta)$ dan f_m adalah perlawanan gesek per satuan luas rata-rata. Besarnya α dapat dilihat dalam tabel 2.2 yang merupakan hubungan antara α , sudut gesek internal tanah (φ) dan δ berkisar antara $-\varphi$ dan $-2 \varphi / 3$.

Tabel 2.2 Hubungan antara α , φ dan δ berkisar antara $-\varphi$ dan $-2 \varphi / 3$.

Sudut gesek internal tanah (φ)	α ($\delta = -\varphi$)	α ($\delta = -2\varphi / 3$)
10°	0,285	0,186
15°	0,567	0,364
20°	1,030	0,641
25°	1,810	1,100
30°	3,210	1,800
35°	5,850	3,270
40°	11,300	5,900
45°	23,700	11,400

Menurut : Caquot dan Kerisel

Catatan : Harga-harga δ diantaranya dapat diinterpolasi

b. Perlawanan Lekatan (“adhesive”)

Metode analisis sama seperti pada perlawanan gesek, hanya saja komponen tangesial diakibatkan oleh pengaruh kohesi.

$$Kp_q (c \cotg \varphi) \sin \delta = \beta \cdot c \dots\dots\dots (2.30)$$

$$\beta = Kp_q (\cotg \varphi) \sin \delta \dots\dots\dots (2.31)$$

dengan Kp_q adalah koefisien gesek akibat pengaruh lekatan. Pengaruh lekatan terjadi pada seluruh dinding tiang, maka gaya perlawanan terjadi pada seluruh permukaan dinding tiang, berarti $\delta = -\varphi$, maka diperoleh :

$$K p_q = \frac{c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{2 \cdot \tan \varphi \cdot \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)} \dots\dots\dots (2.32)$$

Gaya perlawanan akibat lekatan per satuan luas,

$$f = \beta \cdot c$$

$$f = c \cdot \frac{\cos^2 \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{2 \cdot \tan \varphi \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)} \dots \dots \dots (2.33)$$

atau,

$$\beta = (1 + \sin \varphi) e^{2 \cdot \tan \varphi \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)} \dots \dots \dots (2.34)$$

Besarnya nilai β dapat dilihat dalam tabel 2.3. merupakan hubungan antara β dan φ (sudut gesek internal tanah)

Tabel 2.3 Hubungan antara β dan φ (sudut gesek internal tanah)

Sudut gesek dalam tanah (φ)	β
10°	1,60
15°	2,06
20°	2,70
25°	3,62
30°	5,01
35°	7,27
40°	10,36
45°	17,97

Menurut : Caquot dan Kerisel

maka gaya perlawanan lekatan pada dinding tiang sebesar,

$$P_f = 0,5 \cdot \beta \cdot c \cdot L \cdot C_p \dots \dots \dots (2.35)$$

Pada kenyataannya kapasitas dukung tiang adalah merupakan kombinasi atau salah satu tipe perlawanan tiang, sehingga perlu diperhatikan parameter-parameter lain di dalam merencanakan kapasitas dukung tiang.

Kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan metode Terzaghi dapat dihitung berdasarkan jumlah hambatan pelekat/"cleef" (c) dari data sondir,

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{C p . l . c}{5} \dots\dots\dots (2.36)$$

2.4 Metode T-Z

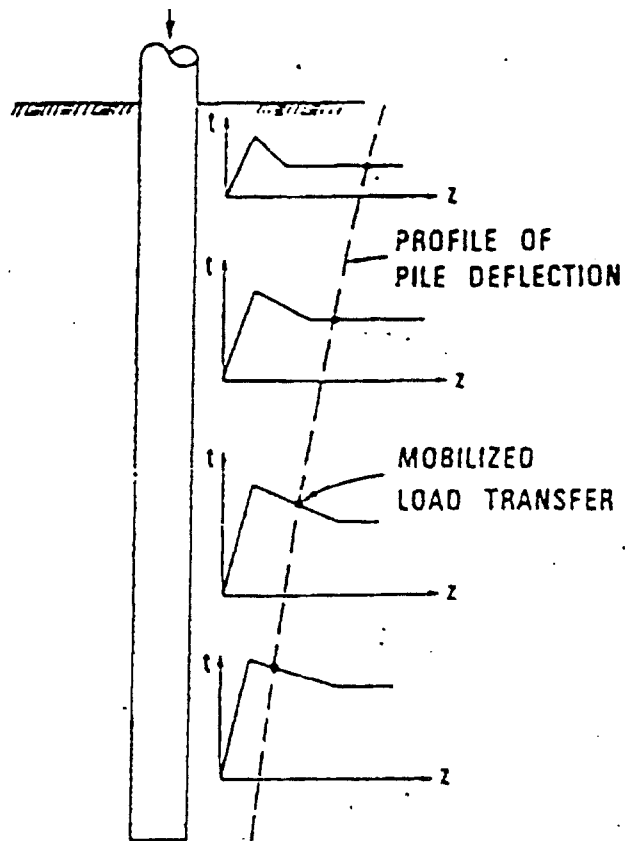
Kurva T-Z yang pertama kali diperkenalkan oleh Seed dan Reese (1966) adalah data yang diperlukan untuk menghitung pergerakan aksial dari suatu pondasi tiang dibebani secara vertikal. Kurva T-Z adalah suatu kurva hubungan antara tegangan geser pada selimut tiang atau transfer beban (t) dan perpindahan tiang (z), sehingga dari kurva T-Z tersebut dihasilkan rasio transfer beban dengan kuat geser tanah disetiap kedalaman dan perpindahan yang terjadi yang diperlukan untuk menganalisis dan menggambar kurva perpindahan beban disepanjang tiang (Reese, 1966). Faktor-faktor yang mempengaruhi respon T-Z adalah sebagai berikut :

1. diameter tiang pancang,
2. kekakuan tiang dalam arah vertikal,
3. panjang tiang,
4. distribusi kekuatan dan kekakuan tanah disepanjang tiang,
5. kekasaran bahan tiang relatif terhadap tanah disekitarnya.

Perilaku pondasi yang dibebani secara aksial dapat dijelaskan secara rasional berdasarkan pertimbangan terhadap bagaimana beban dapat dialihkan ke tanah di sekelilingnya. Dalam hal ini baik tanah maupun tiang pancang merupakan material yang dapat mengalami deformasi dan proses pengalihan beban tergantung daripada besarnya deformasi atau perpindahan (Seed dan Reese, 1966).

2.4.1 Fungsi Pengalihan Beban

Fungsi pengalihan beban dinyatakan dalam kurva T-Z, yang merupakan hubungan antara pengalihan beban (τ) terhadap gerakan tiang pancang (z). Besarnya pengalihan beban (τ) dapat didekati dari adhesi tanah pada tiang, dimana besar dari gerakan tiang untuk mencapai maksimum gesekan tersebut tergantung pada sifat-sifat tanahnya dan interaksi antara tanah dengan tiang, yaitu sifat kekasaran permukaan bidang kontak. Pada “stiff clay” diharapkan gerakan tersebut relatif lebih kecil dibandingkan dengan gerakan pada “soft clay”. Bentuk kurva pengalihan beban pada tanah lempung seperti ditunjukkan pada gambar 2.3, dimana adhesi tanah diambil dengan mengalikan kuat geser tanah dengan suatu koefisien yang menyerupai koefisien alpha (α) yang diusulkan oleh Tomlinson (Kraft et al, 1981), (O’Neill, 1979-1980), (Cook et al, 1979) dan (Coyle Reese, 1966).



Gambar 2.3 Kurva Pengalihan Beban vs Peralihan pada Masing-masing Segmen Tiang (Seed and Reese, 1966)

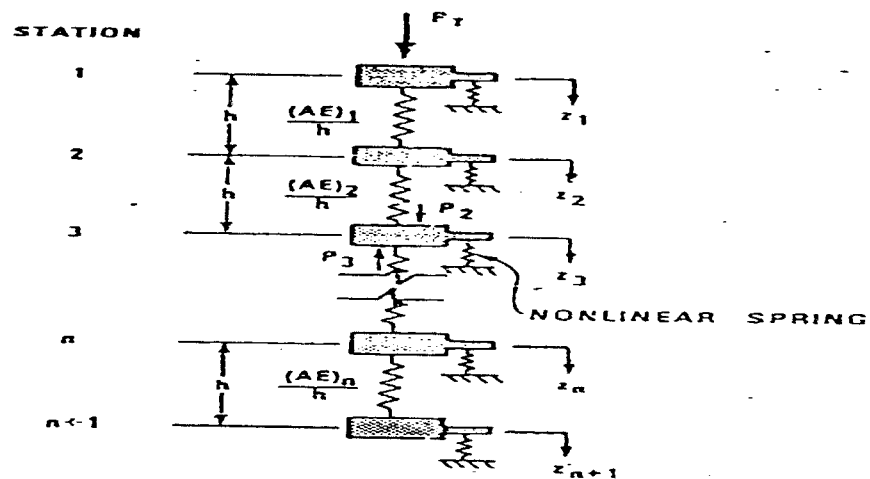
2.4.2 Pembentukan Kurva T-Z

Pembentukan kurva T-Z dapat dipisahkan antara prefailure (sebelum runtuh) dan postfailure (sesudah runtuh). Prefailure T-Z ditentukan oleh suatu model teori yang berdasarkan pada elastisitas. Postfailure dimodelkan berdasarkan pertimbangan dari sifat deformasi-tegangan sisa (residual stress) pada bidang kontak tanah pada tiang.

1. Kurva T-Z sebelum terjadi keruntuhan

Perumusan teori diterangkan menggunakan pemodelan sebuah silinder dengan beberapa asumsi dan kesimpulan yang dikemukakan oleh Randolph dan Wroth, 1978.

a. Pola perpindahan dari tanah dapat dimodelkan sebagai silinder yang mengalami geser seperti gambar berikut ini :



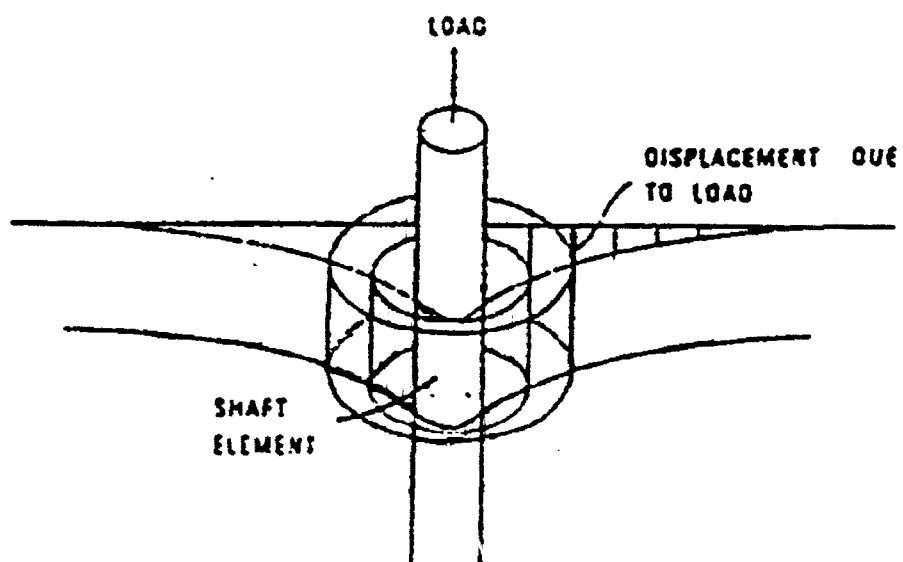
Gambar 2.4 Pola Perpindahan Tanah (Randolph and Wroth, 1978)

b. Perpindahan tanah dalam arah radial, diasumsikan dapat diabaikan bila dibandingkan dengan perpindahan tanah dalam arah vertikal.

c. Penurunan tegangan geser terhadap jarak memenuhi hubungan antara $\tau \cdot r = \tau_0 \cdot r_0$, dimana τ = tegangan geser pada jarak r dari sisi tiang, τ_0 = tegangan geser pada bidang kontak tiang-tanah, r_0 = jari-jari pondasi tiang.

d. Tegangan geser dapat diabaikan jika jarak radial melebihi r (daerah pengaruh) dan tanah tidak akan berubah diluar daerah tersebut.

e. Daerah pengaruh adalah $r_m = 2,5 \cdot l \cdot \rho (1 - \nu)$ dan ini merupakan nilai rata-rata sepanjang tiang, dengan l = panjang tiang, ν = "poisson ratio" dari tanah, ρ = rasio dari modulus geser tanah pada kedalaman 1/2 dari ujung tiang.



Gambar 2.5 Model Penurunan (Randolp and Wroth, 1978)

Asumsi tersebut diatas menghasilkan persamaan pengalihan beban sebagai berikut ini :

$$Z_s = \tau_0 \cdot r_0 \int_{r_0}^{r_m} \frac{dr}{G r} \dots\dots\dots (2.37)$$

dimana :

Z_s = Penurunan pondasi tiang (cm)

$G r$ = Modulus geser yang merupakan fungsi dari jarak radial r

Sampai titik keruntuhan, variasi modulus geser dengan jarak radial dan modulus degradasi tegangan dapat dimodelkan oleh persamaan 2.37. Jika G konstan persamaan akan menjadi :

$$Z_s = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G} \ln(r_m / r_0) \dots\dots\dots (2.38)$$

Dari persamaan 2.38 dapat dilihat bahwa penurunan tidak hanya merupakan fungsi dari regangan geser dan kekakuan tanah tetapi juga merupakan fungsi dari panjang dan radius pondasi tiang (secara tidak langsung oleh r_m).

2. Kurva T-Z setelah terjadi keruntuhan

Pembentukan suatu model analitis yang berhubungan dengan masalah yang mencakup respons t-z saat keruntuhan dan sesudahnya. Masalah-masalah tersebut adalah :

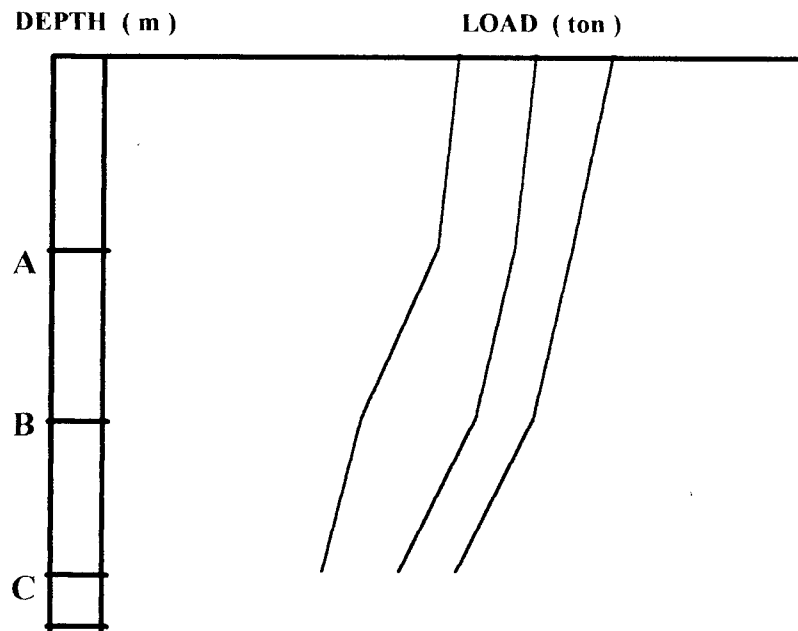
- a. gesekan selubung maksimum,
- b. penurunan tiang (atau regangan) pada saat gesekan maksimum terjadi,
- c. gesekan sisa selubung pada penurunan pondasi tiang yang besar,
- d. penurunan saat antara tegangan maksimum dan tegangan sisa terjadi.

Saat tanah mencapai keadaan awal dari keruntuhan, suatu penurunan tambahan pada dinding tiang akibat regangan geser pada tanah dengan suatu putaran dari bidang utama, pergerakan sepanjang bidang slip atau kombinasi dari kondisi-kondisi ini. Oleh karenanya persamaan 2.37 tidak dapat digunakan untuk menjelaskan respon t-z pada kondisi “postfailure” saat bidang

slip terbentuk. Suatu pendekatan terhadap kelakuan “postfailure” adalah dengan membuat model dari suatu potongan sistem tiang-tanah pada suatu pengujian “direct shear test” atau beberapa pengujian laboratorium lainnya. Hal tersebut dilakukan dengan mengganti sebagian dari sampel tanah yang biasa digunakan untuk pengujian dengan suatu potongan baja, beton atau kayu. Jika keruntuhan terjadi pada tanah, bukan pada bidang kontak pondasi tiang-tanah, suatu pengujian konvensional “direct shear test” mungkin lebih tepat untuk menjelaskan respon pengalihan beban penurunan pada kondisi “postfailure”.

2.4.3 Prosedur Analisis

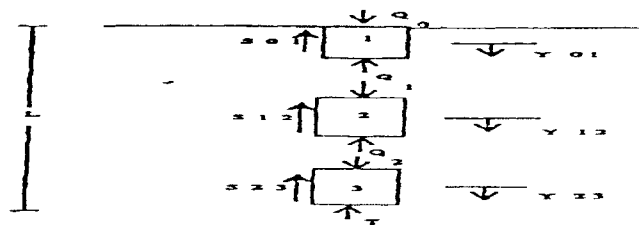
Prosedur analisis pada metode pengalihan beban adalah didasarkan pada mekanisme bahwa kepala tiang pancang mengalami peralihan vertikal saat dibebani. Peralihan ini terjadi baik sebagai akibat perpendekan elastis tiang pancang maupun penurunan ujung tiang. Tanah memberikan perlawanan geser sepanjang selimut dan tahanan ujung sesuai dengan besar dari penetrasi tiang ke dalam tanah. Gambar 2.6 menunjukkan distribusi beban pada tiang pancang pada setiap pembebanan.



Gambar 2.6 Distribusi Beban Sepanjang Pondasi Tiang

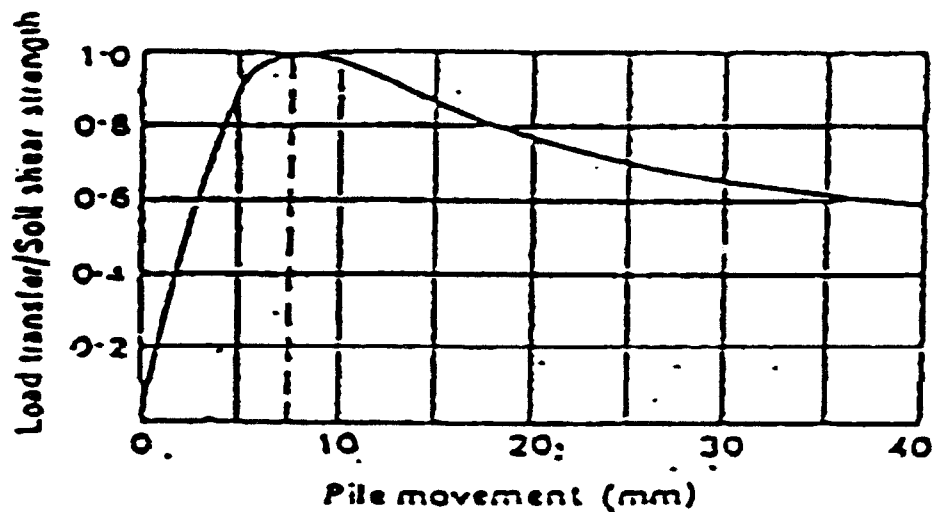
Untuk analisis pondasi tiang pancang dibagi dalam beberapa segmen dengan gaya-gaya yang bekerja pada masing-masing segmen seperti pada gambar 2.7. Analisis dilakukan untuk menentukan besarnya beban (Q_0) terhadap defleksi (s) di kepala tiang pancang. Di bawah ini diberikan prosedur analisis berdasarkan metode pengalihan beban (T-Z) :

1. Pondasi tiang pancang dibagi menjadi beberapa segmen, misalnya terbagi menjadi tiga segmen seperti pada gambar 2.7.



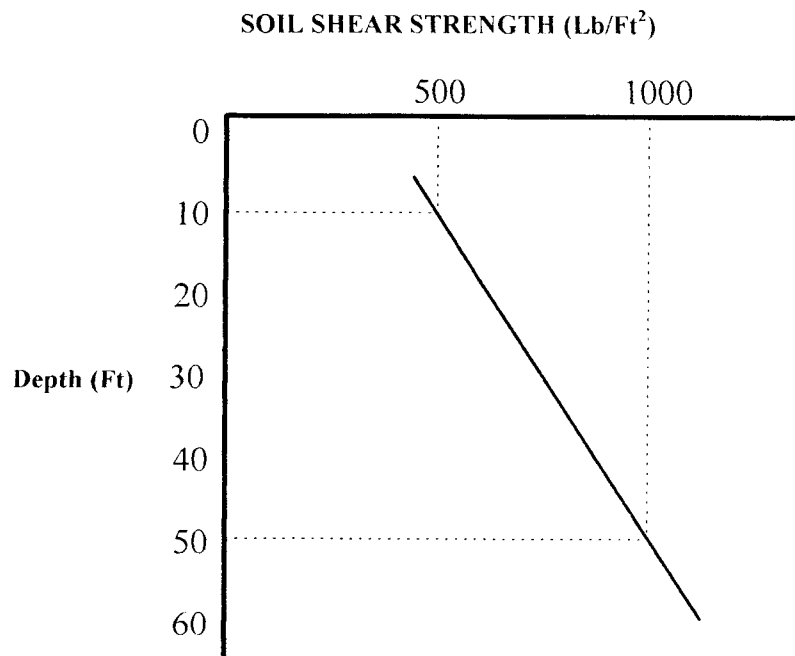
Gambar 2.7 Pembagian Segmen pada Pondasi Tiang

2. Mengasumsikan perpindahan ujung tiang, Y_t .
3. Menghitung tahanan ujung tiang, T , akibat perpindahan ujung tiang yang diasumsikan pada poin 1. Bowles (1982) mengusulkan rumus dari Thimoshenko dan Giidier (1970) untuk menghitung besarnya T .
4. Menentukan perpindahan rata-rata dari segmen terbawah. Sebagai aproksimasi pertama anggaphlah perpindahan tersebut sama dengan perpindahan ujung pondasi tiang sebesar Y_t .
5. Dengan nilai perpindahan titik tengah segmen terbawah tersebut diatas, didapatkan nilai dari tahanan geser (transfer beban) berdasarkan kurva yang menunjukkan rasio tahanan geser ("shear strength"), seperti pada gambar 2.8. Sebagai contoh ditentukan Y_t (perpindahan tiang) sebesar 0,30 in maka diperoleh rasio sebesar 1,00.



Gambar 2.8 Rasio Transfer Beban dengan Kuat Geser Tanah Terhadap Perpindahan Tiang

6. Kuat geser tanah didapatkan dari kurva hubungan antara kuat geser terhadap kedalaman yang dihasilkan dari pengujian dilapangan atau laboratorium. Sebagai contoh dari gambar 2.9, jika titik tengah segmen terbawah berada pada kedalaman 50 ft didapatkan kuat geser tanah sekitar 1000 lb/ft².



Gambar 2.9 Kuat Geser Tanah Terhadap Kedalaman

7. Menghitung beban aksial pada pondasi tiang dipuncak segmen terbawah, dengan menggunakan rumus :

$$Q_2 = T + L_{3t} \cdot C \cdot S \dots\dots\dots (2.39)$$

dimana :

Q_2 = beban aksial pada bagian atas segmen (Kg)

T = beban pada ujung bawah (Kg)

S = gaya geser / transfer beban pada segmen bawah dari langkah 4 dan 5

C_p = keliling lingkaran pondasi tiang (cm)

L_{3t} = panjang segmen terbawah (cm)

8. Menghitung peralihan elastis rata-rata pada segmen terbawah, yaitu sebesar:

$$\Delta Y_{3t} = \frac{\frac{Q_{mid} + T}{2} \times \frac{L_{3t}}{2}}{E \cdot A} \dots\dots\dots (2.40)$$

Mengasumsikan suatu variasi linier dari distribusi beban untuk segmen-segmen yang kecil dengan menggunakan rumus :

$$Q_{mid} = \frac{Q_2 + T}{2} \dots\dots\dots (2.41)$$

9. Didapat perpindahan titik tengah segmen yang baru, yaitu :

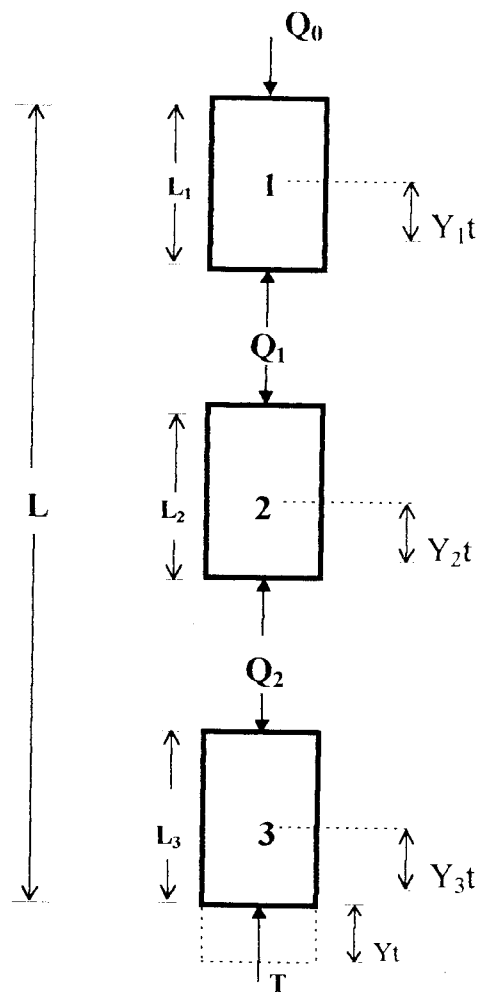
$$Y_{3t} = Y_1 + \Delta Y_{3t} \dots\dots\dots (2.42)$$

10. Membandingkan nilai perpindahan pada langkah 9 dengan asumsi yang diambil pada langkah 4.

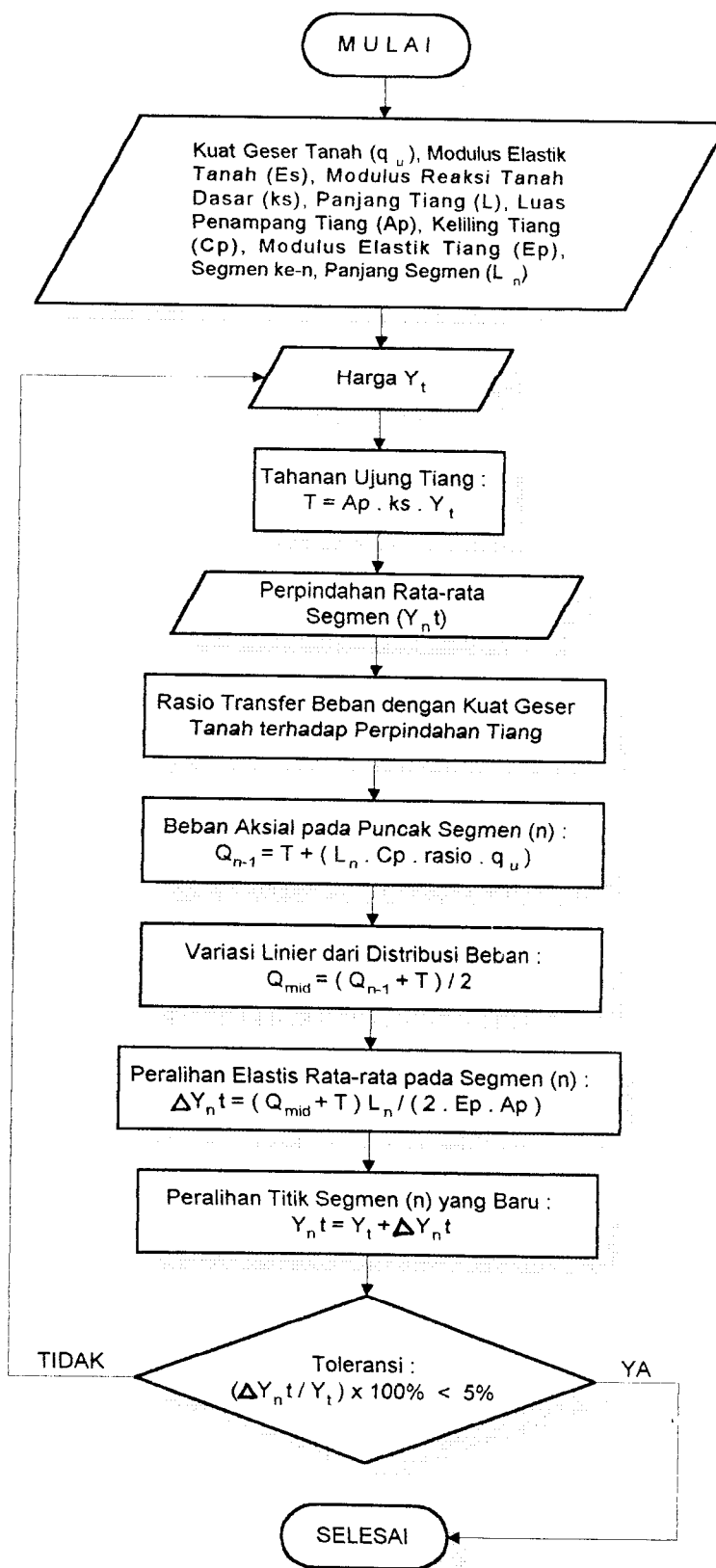
11. Jika perpindahan yang dihitung tidak sesuai dengan asumsi yang diambil, melampaui batas toleransi, maka ulangi langkah pada poin 10.

12. Apabila batas toleransi tercapai, maka analisis dilanjutkan pada segmen di atasnya dengan mengambil nilai perpindahan yang sama dengan segmen yang telah dianalisis sebelumnya.

Dari prosedur diatas diperoleh beban total (Q_0), gesekan (Q_n-T), perlawanan ujung (T), deformasi pada tiang (ΔY_{nt}) dan peralihan total yang terjadi (Y_{nt}). Kemudian dapat digambar kurva hubungan antara beban gesekan, perlawanan ujung dan beban total yang terjadi.



Gambar 2.10 Penjelasan Prosedur Analisis pada Pondasi Tiang Tunggal



Gambar 2.11 "Flow Chart" Prosedur Analisis

BAB III

PERENCANAAN KAPASITAS DUKUNG DENGAN METODE T-Z

3.1 Umum

Untuk lebih memperjelas uraian yang telah dijelaskan pada bab-bab terdahulu, berikut akan diberikan suatu aplikasi perhitungan kapasitas dukung pondasi. Pembahasan yang akan dilakukan meliputi perhitungan kapasitas dukung ujung dan kapasitas dukung friksi dengan gaya aksial. Hasil dari perhitungan Metode T-Z ini akan dibandingkan dengan hasil dari perhitungan Metode Terzaghi yang akan dibahas pada bab v, untuk mencari kapasitas dukung optimum dari keduanya.

3.2 Data Perencanaan

3.2.1 Data Karakteristik Tanah

Data karakteristik tanah pada perencanaan kapasitas dukung pondasi ini menggunakan data tanah pada proyek PLTA Tulis Banjarnegara pada titik 16. Kondisi tanahnya berupa batu lempung sampai kedalaman 24,00 meter, sedangkan pada kedalaman 25,00 meter berupa batu pasir. Kuat geser (q_u) tanah pada kedalaman 5,00 meter adalah $1,29 \text{ kg/cm}^2$, pada kedalaman 15,00 meter adalah $0,84 \text{ kg/cm}^2$ dan pada kedalaman 25,00 meter adalah $1,57$

kg/cm². Modulus elastik tanah (E_s) pada kedalaman 15,00 meter adalah 14,00 kg/cm² dan pada kedalaman 25,00 meter adalah 22,54 kg/cm².

3.2.2 Data karakteristik Pondasi Tiang Pancang

Struktur pondasi tiang pancang yang digunakan adalah pondasi beton prategang dengan diameter 0,50 m, berupa tiang tunggal dengan panjang tiang 20,00 meter dan modulus elastik tiang adalah $2,90 \cdot 10^5$ kg/cm².

3.3 Perhitungan Kapasitas Dukung dengan Metode T-Z

Prosedur analisis pada metode pengalihan beban (T-Z) adalah didasarkan pada mekanisme bahwa kepala tiang pancang mengalami peralihan vertikal saat dibebani. Peralihan ini terjadi baik sebagai akibat perpendekan elastis tiang pancang maupun penurunan ujung tiang. Tanah memberikan perlawanan geser sepanjang selimut dan tahanan ujung yang sesuai dengan besar dari penetrasi tiang kedalam tanah.

3.3.1 Perhitungan Penampang Pondasi Tiang pancang

Berdasarkan data karakteristik pondasi tiang pancang, diketahui :

- Panjang tiang (L) = 20,00 m = 2000,00 cm.
- Diameter tiang (d) = 0,50 m = 50,00 cm.

maka dapat ditentukan,

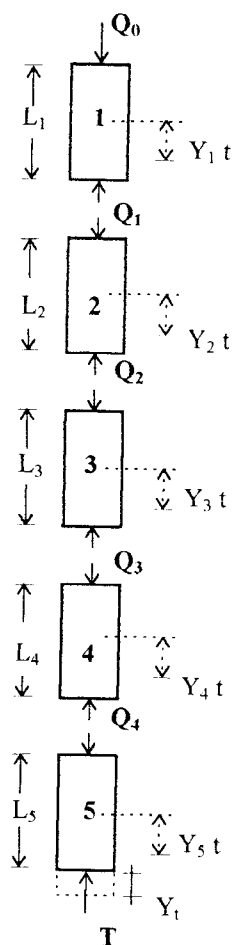
- Luas penampang tiang (A_p) = $1/4 \cdot \pi \cdot (d)^2$

$$= 1/4 \cdot 3,14 \cdot (50)^2 = 1963,50 \text{ cm}^2$$

- Keliling penampang tiang (C_p) = $\pi \cdot d = 3,14 \cdot 50 = 157,08 \text{ cm}$

3.3.2 Perhitungan Kapasitas Dukung dengan 5 Segmen

Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dibagi dalam 5 segmen dan gaya-gaya yang bekerja pada masing-masing segmen seperti pada gambar 3.1, analisa dilakukan untuk menentukan besarnya beban (Q_0) terhadap penurunan (s).

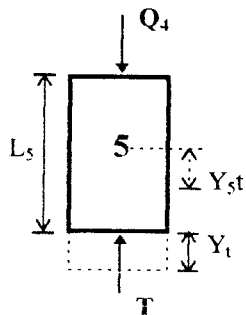


Gambar 3.1 Pembagian 5 Segmen pada Pondasi Tiang Pancang

Panjang tiap segmen adalah $L_1 = L_2 = L_3 = L_4 = L_5 = 400$ cm. Modulus elastis tanah (E_s) untuk perhitungan kapasitas dukung dipakai modulus elastis (E_s) pada kedalaman 25,00 m, yakni sebesar 22, 54 Kg/cm².

$$\begin{aligned}
 - \text{Modulus reaksi tanah dasar (ks)} &= 1,6 \cdot E_s / d \\
 &= 1,6 \cdot 22.54 / 50 \\
 &= 0,7213 \text{ Kg/cm}^3
 \end{aligned}$$

1. Segmen 5



Asumsi perpindahan ujung tiang (Y_t) = 3,76 cm dan akibat perpindahan ujung tiang tersebut didapat pengalihan beban ujung tiang (T) sebesar :

$$\begin{aligned}
 T &= A_p \cdot k_s \cdot Y_t \\
 &= 1963,50 \cdot 0,7213 \cdot 3,76 \\
 &= 5325,1850 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan kurva “rasio shear strength vs pile movement” (gambar 2.8), untuk perpindahan ujung tiang (Y_t) = 3.76 cm maka rasionya = 0,6120.

Beban aksial pada pondasi tiang dipuncak segmen 5 (Q_4) dihitung dengan rumus :

$$Q_4 = T + (L_5 \cdot C_p \cdot S)$$

dimana $S = \text{rasio} \cdot q_u$

$$\begin{aligned}
 \text{maka } Q_4 &= 5325,1850 + (400 \cdot 157\,08 \cdot 0,6120 \cdot 1,57) \\
 &= 65696,6800 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Variasi linier dari distribusi beban (Q_{mid}) untuk segmen-segmen yang kecil sebesar :

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{mid}} &= (Q_4 + T) / 2 \\
 &= (65696,6800 + 5325,1850) / 2 \\
 &= 35510,9300 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Maka didapat peralihan elastis rata-rata pada segmen 5, sebesar :

$$\begin{aligned}
 \Delta Y_{5t} &= \frac{(Q_{\text{mid}} + T)L_5}{2 \cdot E_p \cdot A_p} \\
 \Delta Y_{5t} &= \frac{(35510,9300 + 5325,1850)400}{2 \cdot 2,9 \cdot 10^5 \cdot 1963,50} \\
 \Delta Y_{5t} &= 0,014343 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

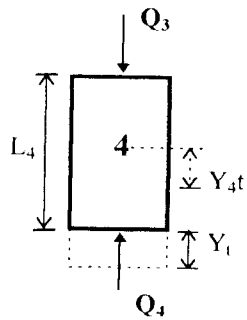
Dari hasil tersebut didapat perpindahan titik tengah segmen 5 yang baru :

$$\begin{aligned}
 Y_{5t} &= Y_t + \Delta Y_{5t} \\
 &= 3,76 + 0,014343 \\
 &= 3,774343 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Ketelitian / toleransi} &= (\Delta Y_{5t} / Y_t) \times 100 \% \\
 &= (0,014343 / 3,76) \times 100 \% \\
 &= 0,381468 \% < 5 \%
 \end{aligned}$$

Karena didapat ketelitian / toleransi yang cukup baik, perhitungan dilanjutkan ke segmen 4 .

2. Segmen 4



Perpindahan ujung tiang (Y_t) didapat dari hasil perpindahan titik tengah segmen 5 (Y_{5t}) yang baru,

maka :

$$Y_t = Y_{5t} = 3,774343 \text{ cm}$$

Akibat perpindahan ujung tiang tersebut didapat tahanan ujung bawah tiang (Q_4) sebesar :

$$Q_4 = 65696,6800 \text{ Kg}$$

Berdasarkan kurva “rasio shear strength vs pile movement” (gambar 2.8), untuk perpindahan ujung tiang (Y_t) = 3.774343 cm maka rasionya = 0,611283

Beban aksial pada pondasi tiang dipuncak segmen 4 (Q_3) dihitung dengan rumus :

$$Q_3 = Q_4 + (L_4 \cdot C_p \cdot S)$$

dimana $S = \text{rasio} \cdot q_u$

$$\begin{aligned} \text{maka } Q_3 &= 65696,6800 + (400 \cdot 157,08 \cdot 0,611283 \cdot 0,84) \\ &= 97959,5100 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Variasi linier dari distribusi beban (Q_{mid}) untuk segmen-segmen yang kecil sebesar :

$$\begin{aligned} Q_{mid} &= (Q_3 + Q_4) / 2 \\ &= (97959,5100 + 65696,6800) / 2 \\ &= 81828,1000 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Maka didapat peralihan elastis rata-rata pada segmen 4, sebesar :

$$\Delta Y_{4t} = \frac{(Q_{mid} + Q_4)L_4}{2 \cdot E_p \cdot A_p}$$

$$\Delta Y_{4t} = \frac{(81828,1000 + 65696,6800)400}{2 \cdot 2,9 \cdot 10^5 \cdot 1963,50}$$

$$\Delta Y_{4t} = 0,051816 \text{ cm}$$

Dari hasil tersebut didapat perpindahan titik tengah segmen 4 yang baru : $Y_{4t} = Y_1 + \Delta Y_{4t}$

$$= 3,774343 + 0,051816 = 3,826159 \text{ cm}$$

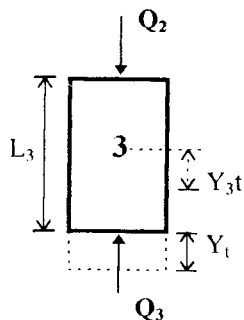
$$\text{Ketelitian / toleransi} = (\Delta Y_{4t} / Y_1) \times 100 \%$$

$$= (0,051816 / 3,774343) \times 100 \%$$

$$= 1,372855 \% < 5 \%$$

Karena didapat ketelitian / toleransi yang cukup baik, perhitungan dilanjutkan ke segmen 3 .

3. Segmen 3



Perpindahan ujung tiang (Y_t) didapat dari hasil

perpindahan titik tengah segmen 4 yang baru, maka :

$$Y_t = Y_{4t} = 3,826159 \text{ cm}$$

Akibat perpindahan ujung tiang tersebut didapat tahanan ujung bawah tiang (Q_3) sebesar :

$$Q_3 = 97959,5100 \text{ Kg}$$

Berdasarkan kurva “rasio shear strength vs pile movement” (gambar 2.8), untuk perpindahan ujung tiang (Y_t) = 3.826159 cm maka rasionya = 0,608692

Beban aksial pada pondasi tiang dipuncak segmen 3 (Q_2) dihitung dengan rumus :

$$Q_2 = Q_3 + (L_3 \cdot C_p \cdot S)$$

dimana $S = \text{rasio} \cdot q_u$

$$\begin{aligned} \text{maka } Q_2 &= 97959,5100 + (400 \cdot 157,08 \cdot 0,608692 \cdot 0,84) \\ &= 130085,6000 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Variasi linier dari distribusi beban (Q_{mid}) untuk segmen-segmen yang kecil sebesar :

$$\begin{aligned} Q_{mid} &= (Q_2 + Q_3) / 2 \\ &= (130085,6000 + 97959,6000) / 2 \\ &= 114022,5000 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Maka didapat peralihan elastis rata-rata pada segmen 3, sebesar :

$$\begin{aligned} \Delta Y_{3t} &= \frac{(Q_{mid} + Q_3)L_3}{2 \cdot E_p \cdot A_p} \\ \Delta Y_{3t} &= \frac{(114022,5000 + 97959,5100)400}{2 \cdot 2,9 \cdot 10^5 \cdot 1963,50} \\ \Delta Y_{3t} &= 0,074456 \text{ cm} \end{aligned}$$

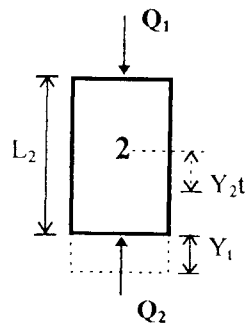
Dari hasil tersebut didapat perpindahan titik tengah segmen 3 yang baru :

$$\begin{aligned}
 Y_{3t} &= Y_1 + \Delta Y_{3t} \\
 &= 3,826159 + 0,074456 = 3,900616 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Ketelitian / toleransi} &= (\Delta Y_{3t} / Y_1) \times 100 \% \\
 &= (0,074456 / 3,826159) \times 100 \% \\
 &= 1,945974 \% < 5 \%
 \end{aligned}$$

Karena didapat ketelitian / toleransi yang cukup baik, perhitungan dilanjutkan ke segmen 2 .

4. Segmen 2



Perpindahan ujung tiang (Y_1) didapat dari hasil perpindahan titik tengah segmen 3 yang baru, maka :

$$Y_1 = Y_{3t} = 3,900616 \text{ cm}$$

Akibat perpindahan ujung tiang tersebut didapat tahanan ujung bawah tiang (Q_2) sebesar :

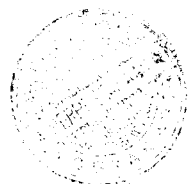
$$Q_2 = 130085,6000 \text{ Kg}$$

Berdasarkan kurva “rasio shear strength vs pile movement” (gambar 2.8), untuk perpindahan ujung tiang (Y_1) = 3,900616 cm maka rasionya = 0,604969.

Beban aksial pada pondasi tiang dipuncak segmen 2 (Q_1) dihitung dengan rumus :

$$Q_1 = Q_2 + (L_2 \cdot C_p \cdot S)$$

dimana $S = \text{rasio} \cdot q_u$



$$\begin{aligned} \text{maka } Q_1 &= 130085,6000 + (400 \cdot 15708 \cdot 0,604969 \cdot 0,84) \\ &= 162015,2000 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Variasi linier dari distribusi beban (Q_{mid}) untuk segmen-segmen yang kecil sebesar :

$$\begin{aligned} Q_{mid} &= (Q_1 + Q_2) / 2 \\ &= (162015,2000 + 130085,6000) / 2 \\ &= 146050,4000 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Maka didapat peralihan elastis rata-rata pada segmen 2, sebesar :

$$\begin{aligned} \Delta Y_{2t} &= \frac{(Q_{mid} + Q_2) L_2}{2 \cdot E_p \cdot A_p} \\ \Delta Y_{2t} &= \frac{(146050,4000 + 130085,6000) 400}{2 \cdot 2,9 \cdot 10^5 \cdot 1963,50} \end{aligned}$$

$$\Delta Y_{1t} = 0,096989 \text{ cm}$$

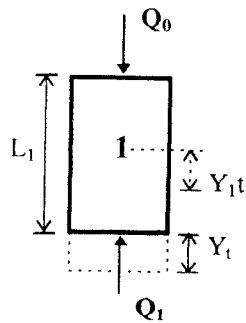
Dari hasil tersebut didapat perpindahan titik tengah segmen 2 yang baru : $Y_{2t} = Y_t + \Delta Y_{2t}$

$$= 3,900616 + 0,096989 = 3,997605 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Ketelitian / toleransi} &= (\Delta Y_{2t} / Y_t) \times 100 \% \\ &= (0,096989 / 3,900616) \times 100 \% \\ &= 2,486514 \% < 5 \% \end{aligned}$$

Karena didapat ketelitian / toleransi yang cukup baik, perhitungan dilanjutkan ke segmen 1.

5. Segmen 1



Perpindahan ujung tiang (Y_t) didapat dari hasil perpindahan titik tengah segmen 2 yang baru, maka :

$Y_t = Y_{2t} = 3,997605$ cm dan akibat perpindahan ujung tiang tersebut didapat tahanan ujung bawah tiang (Q_1) sebesar :

$$Q_1 = 162015,2000 \text{ Kg}$$

Berdasarkan kurva “rasio shear strength vs pile movement” (gambar 2.8), untuk perpindahan ujung tiang (Y_t) = 3.997605 cm maka rasionya = 0,60012.

Beban aksial pada pondasi tiang dipuncak segmen 1 (Q_0) dihitung dengan rumus :

$$Q_0 = Q_1 + (L_1 \cdot C_p \cdot S)$$

dimana $S = \text{rasio} \cdot q_u$

$$\begin{aligned} \text{maka } Q_0 &= 162015,2000 + (400 \cdot 157,08 \cdot 0,60012 \cdot 1,26) \\ &= 210656,9000 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Variasi linier dari distribusi beban (Q_{mid}) untuk segmen-segmen yang kecil sebesar :

$$\begin{aligned} Q_{\text{mid}} &= (Q_0 + Q_1) / 2 \\ &= (210656,9000 + 162015,2000) / 2 \\ &= 186336,0000 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Maka didapat peralihan elastis rata-rata pada segmen 1, sebesar :

$$\Delta Y_{1,t} = \frac{(Q_{mid} + Q_1)L_s}{2 \cdot E_p \cdot A_p}$$

$$\Delta Y_{1,t} = \frac{(186336,0000 + 162015,2000)400}{2 \cdot 2,9 \cdot 10^5 \cdot 1963,50}$$

$$\Delta Y_{1,t} = 0,122354 \text{ cm}$$

Dari hasil tersebut didapat perpindahan titik tengah segmen 1 yang

baru : $Y_{1t} = Y_1 + \Delta Y_{1t}$

$$= 3,997605 + 0,122354 = 4,119959 \text{ cm}$$

Ketelitian / toleransi = $(\Delta Y_{1t} / Y_1) \times 100 \%$

$$= (0,122354 / 3,997605) \times 100 \%$$

$$= 3,060684 \% < 5 \%$$

Dari perhitungan di atas dihasilkan harga-harga :

$$Q_0 = 210656,9000 \text{ Kg dengan peralihan} = 4,119959 \text{ cm.}$$

$$Q_1 = 162015,2000 \text{ Kg dengan peralihan} = 3,997605 \text{ cm.}$$

$$Q_2 = 130085,6000 \text{ Kg dengan peralihan} = 3,900616 \text{ cm.}$$

$$Q_3 = 97959,5100 \text{ Kg dengan peralihan} = 3,826159 \text{ cm.}$$

$$Q_4 = 65696,6800 \text{ Kg dengan peralihan} = 3,774343 \text{ cm.}$$

Maka Kapasitas dukung pondasi tiang pancang sebesar,

$$Q_0 = 210656,9000 \text{ Kg}$$

$$= 210,6569 \text{ Ton}$$

3.4 Tabel Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan Metode T-Z

Tabel 3.1 Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan 2 segmen

Segmen n	Yt (cm)	qu (kg/cm ²)	Ln (cm)	T (kg)	Rasio (r)	Qn (kg)	Qn-1 (kg)	Qmid (kg)	D. Ynt (cm)	Ynt (cm)	Toleransi (.. %<5%)
2	3.94	1.205	1000	5580.114	0.603		119716.8	62648.46	0.059911	3.999911	1.520587
1	3.999911	1.065	1000		0.600004	119716.8	220091.7	169904.2	0.254315	4.254226	6.358005

Tabel 3.2 Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan 3 segmen

Segmen n	Yt (cm)	qu (kg/cm ²)	Ln (cm)	T (kg)	Rasio (r)	Qn (kg)	Qn-1 (kg)	Qmid (kg)	D. Ynt (cm)	Ynt (cm)	Toleransi (.. %<5%)
3	3.825	1.57	666.67	5417.243	0.60875		105502.1	55459.66	0.035637	3.860637	0.931689
2	3.860637	0.84	666.67		0.606968	105502.1	158893.9	132198	0.139149	3.999786	3.604294
1	3.999786	1.29	666.67		0.600011	158893.9	239948.6	199421.3	0.209756	4.209542	5.244189

Tabel 3.3 Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan 4 segmen

Segmen n	Yt (cm)	qu (kg/cm ²)	Ln (cm)	T (kg)	Rasio (r)	Qn (kg)	Qn-1 (kg)	Qmid (kg)	D. Ynt (cm)	Ynt (cm)	Toleransi (.. %<5%)
4	3.775	1.57	500	5346.429	0.61125		80718.32	43032.38	0.021241	3.796241	0.562664
3	3.796241	0.84	500		0.610188	80718.32	120974.6	100846.5	0.079715	3.875956	2.099854
2	3.875956	0.84	500		0.606202	120974.6	160968	140971.3	0.115007	3.990963	2.96718
1	3.990963	1.29	500		0.600452	160968	221803.7	191385.8	0.1547	4.145663	3.876255

Tabel 3.4 Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan 5 segmen

Segmen n	Yt (cm)	qu (kg/cm ²)	Ln (cm)	T (kg)	Rasio (r)	Qn (kg)	Qn-1 (kg)	Qmid (kg)	D. Ynt (cm)	Ynt (cm)	Toleransi (.. %<5%)
5	3.76	1.57	400	5325.185	0.612		65696.68	35510.93	0.014343	3.774343	0.381468
4	3.774343	0.84	400		0.611283	65696.68	97959.51	81828.1	0.051816	3.826159	1.372855
3	3.826159	0.84	400		0.608692	97959.51	130085.6	114022.5	0.074456	3.900616	1.945974
2	3.900616	0.84	400		0.604969	130085.6	162015.2	146050.4	0.096989	3.997605	2.486514
1	3.997605	1.29	400		0.60012	162015.2	210656.9	186336	0.122354	4.119959	3.140068

Tabel 3.5 Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan 6 segmen

Segmen n	Yt (cm)	qu (kg/cm ²)	Ln (cm)	T (kg)	Rasio (r)	Qn (kg)	Qn-1 (kg)	Qmid (kg)	D. Ynt (cm)	Ynt (cm)	Toleransi (.. %<5%)
6	3.7	1.57	333.33	5240.208	0.615	-	55796.41	30518.31	0.010466	3.710466	0.282877
5	3.710466	1.57	333.33	-	0.614477	55796.41	106309.6	81053	0.040056	3.750522	1.079529
4	3.750522	0.84	333.33	-	0.612474	106309.6	133247.7	119778.6	0.066176	3.816698	1.764437
3	3.816698	0.84	333.33	-	0.609165	133247.7	160040.2	146643.9	0.081924	3.898621	2.146456
2	3.898621	1.29	333.33	-	0.605069	160040.2	200909.2	180474.7	0.099668	3.998289	2.556495
1	3.998289	1.29	333.33	-	0.600086	200909.2	241441.6	221175.4	0.123543	4.121833	3.089905

Tabel 3.6 Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan 7 segmen

Segmen n	Yt (cm)	qu (kg/cm ²)	Ln (cm)	T (kg)	Rasio (r)	Qn (kg)	Qn-1 (kg)	Qmid (kg)	D. Ynt (cm)	Ynt (cm)	Toleransi (.. %<5%)
7	3.695	1.57	285.71	5233.127	0.61525	-	48584.63	26908.88	0.008064	3.703064	0.218239
6	3.703064	1.57	285.71	-	0.614847	48584.63	91907.72	70246.17	0.029813	3.732877	0.805083
5	3.732877	0.84	285.71	-	0.613356	91907.72	115030.8	103469.2	0.049017	3.781894	1.313115
4	3.781894	0.84	285.71	-	0.610905	115030.8	138061.4	126546.1	0.060608	3.842501	1.602577
3	3.842501	0.84	285.71	-	0.607875	138061.4	160977.8	149519.6	0.072149	3.914651	1.87767
2	3.914651	1.29	285.71	-	0.604267	160977.8	195962	178469.9	0.085162	3.999813	2.175469
1	3.999813	1.29	285.71	-	0.600009	195962	230699.6	213330.8	0.102685	4.102498	2.567246

Tabel 3.7 Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan 8 segmen

Segmen n	Yt (cm)	qu (kg/cm ²)	Ln (cm)	T (kg)	Rasio (r)	Qn (kg)	Qn-1 (kg)	Qmid (kg)	D. Ynt (cm)	Ynt (cm)	Toleransi (.. %<5%)
8	3.69	1.57	250	5226.046	0.6155		43174.02	24200.03	0.00646	3.69646	0.17506
7	3.69646	1.57	250		0.615177	43174.02	81102.08	62138.05	0.023118	3.719578	0.625422
6	3.719578	0.84	250		0.614021	81102.08	101356.7	91229.38	0.037831	3.757409	1.017073
5	3.757409	0.84	250		0.61213	101356.7	121548.9	111452.8	0.046717	3.804126	1.243322
4	3.804126	0.84	250		0.609794	121548.9	141664	131606.4	0.055574	3.859699	1.460876
3	3.859699	0.84	250		0.607015	141664	161687.5	151675.8	0.064395	3.924094	1.668394
2	3.924094	1.29	250		0.603795	161687.5	192274.7	176981.1	0.074346	3.99844	1.894596
1	3.99844	1.29	250		0.600078	192274.7	222673.7	207474.2	0.087754	4.086194	2.194714

Tabel 3.8 Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan 9 segmen

Segmen n	Yt (cm)	qu (kg/cm ²)	Ln (cm)	T (kg)	Rasio (r)	Qn (kg)	Qn-1 (kg)	Qmid (kg)	D. Ynt (cm)	Ynt (cm)	Toleransi (.. %<5%)
9	3.6875	1.57	222.22	5222.505	0.615625		38960.89	22091.7	0.00533	3.69283	0.144539
8	3.69283	1.57	222.22		0.615359	38960.89	72684.67	55822.78	0.018495	3.711325	0.500844
7	3.711325	0.84	222.22		0.614434	72684.67	90700.85	81692.76	0.030124	3.741449	0.811677
6	3.741449	0.84	222.22		0.612928	90700.85	108672.9	99686.86	0.037151	3.7786	0.992951
5	3.7786	0.84	222.22		0.61107	108672.9	126590.4	117631.6	0.044159	3.822759	1.168667
4	3.822759	0.84	222.22		0.608862	126590.4	144443.2	135516.8	0.051146	3.873905	1.337922
3	3.873905	0.84	222.22		0.606305	144443.2	162221.1	153332.1	0.058106	3.93201	1.499921
2	3.93201	1.29	222.22		0.603399	162221.1	189391.9	175806.5	0.06596	3.99797	1.677513
1	3.99797	1.29	222.22		0.600101	189391.9	216414.2	202903.1	0.076549	4.07452	1.914704

Tabel 3.9 Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan 10 segmen

Segmen n	Yt (cm)	qu (kg/cm ²)	Ln (cm)	T (kg)	Rasio (r)	Qn (kg)	Qn-1 (kg)	Qmid (kg)	D. Ynt (cm)	Ynt (cm)	Toleransi (.. %<5%)
10	3.65	1.57	200	5169.395	0.6175		35626.42	20397.91	0.00449	3.65449	0.123016
9	3.65449	1.57	200		0.617275	35626.42	66072.37	50849.4	0.015187	3.669677	0.415565
8	3.669677	0.84	200		0.616516	66072.37	82341.89	74207.13	0.024636	3.694313	0.671332
7	3.694313	0.84	200		0.615284	82341.89	98578.9	90460.4	0.030347	3.72466	0.821461
6	3.72466	0.84	200		0.613767	98578.9	114775.9	106677.4	0.036047	3.760707	0.96779
5	3.760707	0.84	200		0.611965	114775.9	130925.3	122850.6	0.041732	3.802438	1.109676
4	3.802438	0.84	200		0.609878	130925.3	147019.6	138972.4	0.047399	3.849838	1.246545
3	3.849838	0.84	200		0.607508	147019.6	163051.4	155035.5	0.053047	3.902884	1.377891
2	3.902884	1.29	200		0.604856	163051.4	187564.2	175307.8	0.059422	3.962306	1.522522
1	3.962306	1.29	200		0.601885	187564.2	211956.5	199760.4	0.068021	4.030328	1.716714

Tabel 3.10 Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan 11 segmen

Segmen n	Yt (cm)	qu (kg/cm ²)	Ln (cm)	T (kg)	Rasio (r)	Qn (kg)	Qn-1 (kg)	Qmid (kg)	D. Ynt (cm)	Ynt (cm)	Toleransi (.. %<5%)
11	3.6544	1.57	181.82	5175.6264	0.61728		32853.9678	19014.797	0.003862	3.658262	0.105683
10	3.658262	1.57	181.82		0.61709	32853.97	60523.6505	46688.809	0.012699	3.670961	0.34714
9	3.670961	1.57	181.82		0.61645	60523.65	88164.862	74344.256	0.021532	3.692493	0.586553
8	3.692493	0.84	181.82		0.61538	88164.86	102927.962	95546.412	0.02933	3.721824	0.794318
7	3.721824	0.84	181.82		0.61391	102928	117655.88	110291.92	0.034041	3.755865	0.91464
6	3.755865	0.84	181.82		0.61221	117655.9	132342.965	124999.42	0.038741	3.794606	1.031474
5	3.794606	0.84	181.82		0.61027	132343	146983.58	139663.27	0.043427	3.838032	1.144434
4	3.838032	0.84	181.82		0.6081	146983.6	161572.103	154277.84	0.048097	3.88613	1.25318
3	3.88613	1.29	181.82		0.60569	161572.1	183887.305	172729.7	0.053372	3.939502	1.373409
2	3.939502	1.29	181.82		0.60302	183887.3	206104.189	194995.75	0.06049	3.999992	1.535473
1	3.999992	1.29	181.82		0.6	206104.2	228209.643	217156.92	0.067575	4.067567	1.689381

Tabel 3.1.1 Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan 12 segmen

Segmen n	Yt (cm)	qu (kg/cm ²)	Ln (cm)	T (kg)	Rasio (r)	Qn (kg)	Qn-1 (kg)	Qmid (kg)	D. Ynt (cm)	Ynt (cm)	Toleransi (.. %<5%)
12	3.6559	1.57	166.67	5177.7508	0.61721		30546.481	17862.116	0.003372	3.659272	0.092231
11	3.659272	1.57	166.67		0.61704	30546.48	55908.2817	43227.381	0.010797	3.670069	0.295051
10	3.670069	1.57	166.67		0.6165	55908.28	81247.8936	68578.088	0.018218	3.688287	0.496407
9	3.688287	0.84	166.67		0.61559	81247.89	94785.3607	88016.627	0.024772	3.713059	0.671632
8	3.713059	0.84	166.67		0.61435	94785.36	108295.59	101540.48	0.028732	3.741791	0.773812
7	3.741791	0.84	166.67		0.61291	108295.6	121774.226	115034.91	0.032684	3.774475	0.873491
6	3.774475	0.84	166.67		0.61128	121774.2	135216.924	128495.58	0.036627	3.811102	0.97038
5	3.811102	0.84	166.67		0.60944	135216.9	148619.349	141918.14	0.040558	3.85166	1.064218
4	3.85166	0.84	166.67		0.60742	148619.3	161977.178	155298.26	0.044478	3.896138	1.154776
3	3.896138	1.29	166.67		0.60519	161977.2	182415.88	172196.53	0.048906	3.945044	1.255243
2	3.945044	1.29	166.67		0.60275	182415.9	202771.999	192593.94	0.054882	3.999927	1.391171
1	3.999927	1.29	166.67		0.6	202772	223035.442	212903.72	0.060834	4.06076	1.520871

Tabel 3.1.2 Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan 13 segmen

Segmen n	Yt (cm)	qu (kg/cm ²)	Ln (cm)	T (kg)	Rasio (r)	Qn (kg)	Qn-1 (kg)	Qmid (kg)	D. Ynt (cm)	Ynt (cm)	Toleransi (.. %<5%)
13	3.6575	1.57	153.85	5180.0169	0.61713		28594.271	16887.144	0.002981	3.660481	0.081506
12	3.660481	1.57	153.85		0.61698	28594.27	52002.87	40298.57	0.009307	3.669788	0.254252
11	3.669788	1.57	153.85		0.61651	52002.87	75393.8134	63698.342	0.01563	3.685418	0.425917
10	3.685418	0.84	153.85		0.61573	75393.81	87892.8488	81643.331	0.021214	3.706633	0.57563
9	3.706633	0.84	153.85		0.61467	87892.85	100370.352	94131.6	0.02459	3.731222	0.663404
8	3.731222	0.84	153.85		0.61344	100370.4	112822.897	106596.62	0.027959	3.759182	0.749338
7	3.759182	0.84	153.85		0.61204	112822.9	125247.064	119034.98	0.031322	3.790504	0.833213
6	3.790504	0.84	153.85		0.61047	125247.1	137639.439	131443.25	0.034677	3.825181	0.91483
5	3.825181	0.84	153.85		0.60874	137639.4	149996.619	143818.03	0.038022	3.863203	0.994005
4	3.863203	0.84	153.85		0.60684	149996.6	162315.206	156155.91	0.041359	3.904562	1.070577
3	3.904562	1.29	153.85		0.60477	162315.2	181168.571	171741.89	0.045128	3.94969	1.155783
2	3.94969	1.29	153.85		0.60252	181168.6	199951.593	190560.08	0.050217	3.999907	1.271425
1	3.999907	1.29	153.85		0.6	199951.6	218656.34	209303.97	0.055287	4.055194	1.382205

Tabel 3.13 Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan 14 segmen

Segmen n	Yt (cm)	qu (kg/cm ²)	Ln (cm)	T (kg)	Rasio (r)	Qn (kg)	Qn-1 (kg)	Qmid (kg)	D. Ynt (cm)	Ynt (cm)	Toleransi (.. %<5%)
14	3.631	1.57	142.86	5142.4856	0.61845		26930.9739	16036.73	0.002657	3.633657	0.073169
13	3.633657	1.57	142.86		0.61832	26930.97	48714.7822	37822.878	0.008123	3.64178	0.223545
12	3.64178	1.57	142.86		0.61791	48714.78	70484.2817	59599.532	0.013587	3.655367	0.373091
11	3.655367	1.57	142.86		0.61723	70484.28	92229.8469	81357.064	0.019047	3.674414	0.521077
10	3.674414	0.84	142.86		0.61628	92229.85	103846.465	98038.156	0.023868	3.698282	0.649562
9	3.698282	0.84	142.86		0.61509	103846.5	115440.589	109643.53	0.026781	3.725062	0.724137
8	3.725062	0.84	142.86		0.61375	115440.6	127009.472	121225.03	0.029688	3.75475	0.796975
7	3.75475	0.84	142.86		0.61226	127009.5	138550.375	132779.92	0.032589	3.787339	0.867927
6	3.787339	0.84	142.86		0.61063	138550.4	150060.564	144305.47	0.035482	3.822821	0.936859
5	3.822821	0.84	142.86		0.60886	150060.6	161537.312	155798.94	0.038368	3.861188	1.003647
4	3.861188	1.29	142.86		0.60694	161537.3	179106.785	170322.05	0.041629	3.902817	1.078142
3	3.902817	1.29	142.86		0.60486	179106.8	196616.006	187861.4	0.046033	3.948851	1.179487
2	3.948851	1.29	142.86		0.60256	196616	214058.598	205337.3	0.050422	3.999272	1.276874
1	3.999272	1.29	142.86		0.60004	214058.6	231428.211	222743.4	0.054793	4.054066	1.370082

Tabel 3.14 Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan 15 segmen

Segmen n	Yt (cm)	qu (kg/cm ²)	Ln (cm)	T (kg)	Rasio (r)	Qn (kg)	Qn-1 (kg)	Qmid (kg)	D. Ynt (cm)	Ynt (cm)	Toleransi (.%<5%)
15	3.634	1.57	133.33	5146.7344	0.6183		25477.7245	15312.229	0.002395	3.636395	0.065914
14	3.636395	1.57	133.33		0.61818	25477.72	45804.7764	35641.25	0.007156	3.643551	0.196782
13	3.643551	1.57	133.33		0.61782	45804.78	66120.0635	55962.42	0.011915	3.655466	0.327011
12	3.655466	1.57	133.33		0.61723	66120.06	86415.7614	76267.912	0.016671	3.672137	0.456048
11	3.672137	0.84	133.33		0.61639	86415.76	97259.9418	91837.852	0.02087	3.693006	0.568328
10	3.693006	0.84	133.33		0.61535	97259.94	108085.764	102672.85	0.023408	3.716414	0.633846
9	3.716414	0.84	133.33		0.61418	108085.8	118890.996	113488.38	0.025942	3.742356	0.698031
8	3.742356	0.84	133.33		0.61288	118891	129673.408	124282.2	0.028471	3.770827	0.760765
7	3.770827	0.84	133.33		0.61146	129673.4	140430.776	135052.09	0.030994	3.80182	0.821938
6	3.80182	0.84	133.33		0.60991	140430.8	151160.88	145795.83	0.033511	3.835332	0.881451
5	3.835332	0.84	133.33		0.60823	151160.9	161861.506	156511.19	0.036022	3.871354	0.939215
4	3.871354	1.29	133.33		0.60643	161861.5	178245.949	170053.73	0.03886	3.910214	1.003793
3	3.910214	1.29	133.33		0.60449	178245.9	194577.896	186411.92	0.042694	3.952908	1.091855
2	3.952908	1.29	133.33		0.60235	194577.9	210852.168	202715.03	0.046515	3.999423	1.176722
1	3.999423	1.29	133.33		0.60003	210852.2	227063.604	218957.89	0.050322	4.049744	1.258227

Tabel 3.15 Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan 16 segmen

Segmen n	Yt (cm)	qu (kg/cm ²)	Ln (cm)	T (kg)	Rasio (r)	Qn (kg)	Qn-1 (kg)	Qmid (kg)	D. Ynt (cm)	Ynt (cm)	Toleransi (.. %<5%)
16	3.6372	1.57	125	5151.2665	0.61814		24206.6374	14678.952	0.002177	3.639377	0.059843
15	3.639377	1.57	125		0.61803	24206.64	43258.6534	33732.645	0.00636	3.645736	0.174742
14	3.645736	1.57	125		0.61771	43258.65	62300.8671	52779.76	0.010541	3.656277	0.289142
13	3.656277	1.57	125		0.61719	62300.87	81326.833	71813.85	0.014721	3.670998	0.402614
12	3.670998	0.84	125		0.61645	81326.83	91494.191	86410.512	0.018411	3.689409	0.50153
11	3.689409	0.84	125		0.61553	91494.19	101646.366	96570.278	0.020642	3.710052	0.559501
10	3.710052	0.84	125		0.6145	101646.4	111781.518	106713.94	0.02287	3.732922	0.616433
9	3.732922	0.84	125		0.61335	111781.5	121897.809	116839.66	0.025094	3.758015	0.672231
8	3.758015	0.84	125		0.6121	121897.8	131993.407	126945.61	0.027313	3.785329	0.726806
7	3.785329	0.84	125		0.61073	131993.4	142066.479	137029.94	0.029528	3.814857	0.780077
6	3.814857	0.84	125		0.60926	142066.5	152115.201	147090.84	0.031738	3.846596	0.831969
5	3.846596	0.84	125		0.60767	152115.2	162137.749	157126.47	0.033943	3.880539	0.882414
4	3.880539	1.29	125		0.60597	162137.7	177486.531	169812.14	0.036435	3.916974	0.938927
3	3.916974	1.29	125		0.60415	177486.5	192789.17	185137.85	0.039802	3.956776	1.016149
2	3.956776	1.29	125		0.60216	192789.2	208041.401	200415.29	0.043159	3.999935	1.090757
1	3.999935	1.29	125		0.6	208041.4	223238.973	215640.19	0.046504	4.046439	1.16262

Tabel 3.16 Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan 17 segmen

Segmen n	Yt (cm)	qu (kg/cm ²)	Ln (cm)	T (kg)	Rasio (r)	Qn (kg)	Qn-1 (kg)	Qmid (kg)	D. Ynt (cm)	Ynt (cm)	Toleransi (.. %<5%)
17	3.639	1.57	117.65	5153.8158	0.61805		23085.6713	14119.744	0.001991	3.640991	0.054714
16	3.640991	1.57	117.65		0.61795	23085.67	41014.6384	32050.155	0.005696	3.646687	0.156436
15	3.646687	1.57	117.65		0.61767	41014.64	58935.3427	49974.991	0.0094	3.656087	0.25776
14	3.656087	1.57	117.65		0.6172	58935.34	76842.411	67888.877	0.013102	3.669188	0.35835
13	3.669188	0.84	117.65		0.61654	76842.41	86413.0939	81627.752	0.016371	3.685559	0.446169
12	3.685559	0.84	117.65		0.61572	86413.09	95971.0704	91192.082	0.018348	3.703907	0.497822
11	3.703907	0.84	117.65		0.6148	95971.07	105514.806	100742.94	0.020322	3.724228	0.548653
10	3.724228	0.84	117.65		0.61379	105514.8	115042.769	110278.79	0.022293	3.746521	0.598583
9	3.746521	0.84	117.65		0.61267	115042.8	124553.43	119798.1	0.02426	3.770781	0.647542
8	3.770781	0.84	117.65		0.61146	124553.4	134045.261	129299.35	0.026224	3.797005	0.695461
7	3.797005	0.84	117.65		0.61015	134045.3	143516.737	138781	0.028184	3.82519	0.742279
6	3.82519	0.84	117.65		0.60874	143516.7	152966.338	148241.54	0.03014	3.85533	0.787939
5	3.85533	0.84	117.65		0.60723	152966.3	162392.545	157679.44	0.032091	3.887421	0.832389
4	3.887421	1.29	117.65		0.60563	162392.5	176830.255	169611.4	0.034298	3.921719	0.882275
3	3.921719	1.29	117.65		0.60391	176830.3	191227.083	184028.67	0.037279	3.958997	0.950568
2	3.958997	1.29	117.65		0.60205	191227.1	205579.476	198403.28	0.040251	3.999248	1.016693
1	3.999248	1.29	117.65		0.60004	205579.5	219883.892	212731.68	0.043214	4.042462	1.080546

Tabel 3.17 Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan 18 segmen

Segmen n	Yt (cm)	qu (kg/cm ²)	Ln (cm)	T (kg)	Rasio (r)	Qn (kg)	Qn-1 (kg)	Qmid (kg)	D. Ynt (cm)	Ynt (cm)	Toleransi (.. %~5%)
18	3.6198	1.57	111.11	5126.6234	0.61901		22088.5703	13607.597	0.001828	3.621628	0.050495
17	3.621628	1.57	111.11		0.61892	22088.57	39048.013	30568.292	0.005138	3.626765	0.141857
16	3.626765	1.57	111.11		0.61866	39048.01	56000.4168	47524.215	0.008447	3.635212	0.232894
15	3.635212	1.57	111.11		0.61824	56000.42	72941.2482	64470.833	0.011754	3.646966	0.323335
14	3.646966	1.57	111.11		0.61765	72941.25	89865.9757	81403.612	0.015059	3.662025	0.412913
13	3.662025	0.84	111.11		0.6169	89865.98	98910.2052	94388.09	0.017977	3.680002	0.490902
12	3.680002	0.84	111.11		0.616	98910.21	107941.257	103425.73	0.019741	3.699743	0.536443
11	3.699743	0.84	111.11		0.61501	107941.3	116957.838	112449.55	0.021503	3.721245	0.581193
10	3.721245	0.84	111.11		0.61394	116957.8	125958.656	121458.25	0.023261	3.744507	0.625095
9	3.744507	0.84	111.11		0.61277	125958.7	134942.423	130450.54	0.025017	3.769523	0.668094
8	3.769523	0.84	111.11		0.61152	134942.4	143907.851	139425.14	0.026769	3.796292	0.710142
7	3.796292	0.84	111.11		0.61019	143907.9	152853.657	148380.75	0.028517	3.82481	0.751192
6	3.82481	0.84	111.11		0.60876	152853.7	161778.559	157316.11	0.030262	3.855072	0.791204
5	3.855072	1.29	111.11		0.60725	161778.6	175450.59	168614.57	0.032235	3.887307	0.836175
4	3.887307	1.29	111.11		0.60563	175450.6	189086.333	182268.46	0.034901	3.922208	0.897825
3	3.922208	1.29	111.11		0.60389	189086.3	202682.787	195884.56	0.03756	3.959768	0.957626
2	3.959768	1.29	111.11		0.60201	202682.8	216236.957	209459.87	0.040211	3.999979	1.015492
1	3.999979	1.29	111.11		0.6	216237	229745.86	222991.41	0.042854	4.042833	1.07135

Tabel 3.18 Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan 19 segmen

Segmen n	Yt (cm)	qu (kg/cm ²)	Ln (cm)	T (kg)	Rasio (r)	Qn (kg)	Qn-1 (kg)	Qmid (kg)	D. Ynt (cm)	Ynt (cm)	Toleransi (.. % < 5%)
19	3.6228	1.57	105.26	5130.8722	0.61886		21196.1912	13163.532	0.001691	3.624491	0.046676
18	3.624491	1.57	105.26		0.61878	21196.19	37259.3153	29227.753	0.004661	3.629152	0.12859
17	3.629152	1.57	105.26		0.61854	37259.32	53316.3899	45287.853	0.00763	3.636782	0.21024
16	3.636782	1.57	105.26		0.61816	53316.39	69363.5611	61339.975	0.010598	3.647379	0.291406
15	3.647379	1.57	105.26		0.61763	69363.56	85396.9765	77380.269	0.013564	3.660943	0.371875
14	3.660943	0.84	105.26		0.61695	85396.98	93965.945	89681.461	0.016183	3.677126	0.442036
13	3.677126	0.84	105.26		0.61614	93965.94	102523.675	98244.81	0.017766	3.694892	0.483155
12	3.694892	0.84	105.26		0.61526	102523.7	111069.068	106796.37	0.019348	3.71424	0.523632
11	3.71424	0.84	105.26		0.61429	111069.1	119601.024	115335.05	0.020927	3.735166	0.56342
10	3.735166	0.84	105.26		0.61324	119601	128118.447	123859.74	0.022503	3.75767	0.602472
9	3.75767	0.84	105.26		0.61212	128118.4	136620.243	132369.35	0.024077	3.781747	0.640747
8	3.781747	0.84	105.26		0.61091	136620.2	145105.318	140862.78	0.025648	3.807395	0.678206
7	3.807395	0.84	105.26		0.60963	145105.3	153572.582	149338.95	0.027216	3.834611	0.714813
6	3.834611	0.84	105.26		0.60827	153572.6	162020.946	157796.76	0.02878	3.863391	0.750537
5	3.863391	1.29	105.26		0.60683	162020.9	174964.524	168492.73	0.03055	3.893941	0.790748
4	3.893941	1.29	105.26		0.6053	174964.5	187875.522	181420.02	0.032941	3.926881	0.845955
3	3.926881	1.29	105.26		0.60366	187875.5	200751.389	194313.46	0.035326	3.962208	0.899597
2	3.962208	1.29	105.26		0.60189	200751.4	213589.58	207170.48	0.037705	3.999912	0.951606
1	3.999912	1.29	105.26		0.6	213589.6	226387.56	219988.57	0.040076	4.039988	1.001923

Tabel 3.19 Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan 20 segmen

Segmen n	Yt (cm)	qu (kg/cm ²)	Ln (cm)	T (kg)	Rasio (r)	Qn (kg)	Qn-1 (kg)	Qmid (kg)	D. Ynt (cm)	Ynt (cm)	Toleransi (.. %<5%)
20	3.7	1.57	100	5240.2084	0.615		20407.0678	12823.638	0.001586	3.701586	0.04287
19	3.701586	1.57	100		0.61492	20407.07	35571.9714	27989.52	0.00425	3.705836	0.114807
18	3.705836	1.57	100		0.61471	35571.97	50731.6347	43151.803	0.006913	3.712749	0.186535
17	3.712749	1.57	100		0.61436	50731.63	65882.7742	58307.204	0.009575	3.722323	0.257885
16	3.722323	1.57	100		0.61388	65882.77	81022.1073	73452.441	0.012235	3.734558	0.328691
15	3.734558	0.84	100		0.61327	81022.11	89114.0609	85068.084	0.014584	3.749142	0.390522
14	3.749142	0.84	100		0.61254	89114.06	97196.3927	93155.227	0.016005	3.765147	0.426897
13	3.765147	0.84	100		0.61174	97196.39	105268.165	101232.28	0.017424	3.782571	0.462768
12	3.782571	0.84	100		0.61087	105268.2	113328.443	109298.3	0.018841	3.801412	0.498099
11	3.801412	0.84	100		0.60993	113328.4	121376.29	117352.37	0.020256	3.821668	0.532853
10	3.821668	0.84	100		0.60892	121376.3	129410.774	125393.53	0.021669	3.843337	0.566996
9	3.843337	0.84	100		0.60783	129410.8	137430.963	133420.87	0.023079	3.866416	0.600496
8	3.866416	0.84	100		0.60668	137431	145435.925	141433.44	0.024487	3.890903	0.633324
7	3.890903	0.84	100		0.60545	145435.9	153424.732	149430.33	0.025892	3.916795	0.665451
6	3.916795	0.84	100		0.60416	153424.7	161396.458	157410.59	0.027294	3.944089	0.696852
5	3.944089	1.29	100		0.6028	161396.5	173611.096	167503.78	0.028881	3.97297	0.732249
4	3.97297	1.29	100		0.60135	173611.1	185796.475	179703.79	0.031024	4.003994	0.780886
3	4.003994	1.29	100		error	error	error	error	error	error	error
2	error	1.29	100		error	error	error	error	error	error	error
1	error	1.29	100		error	error	error	error	error	error	error

Tabel 3.20 Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan 20 segmen

Segmen n	Yt (cm)	qu (kg/cm ²)	Ln (cm)	T (kg)	Rasio (r)	Qn (kg)	Qn-1 (kg)	Qmid (kg)	D. Ynt (cm)	Ynt (cm)	Toleransi (.. %<5%)
20	3.6257	1.57	100	5134.9794	0.61872		20393.4565	12764.218	0.001572	3.627272	0.043349
19	3.627272	1.57	100		0.61864	20393.46	35649.9955	28021.726	0.004251	3.631523	0.117204
18	3.631523	1.57	100		0.61842	35650	50901.2924	43275.644	0.00693	3.638453	0.19084
17	3.638453	1.57	100		0.61808	50901.29	66144.0435	58522.668	0.009608	3.648062	0.264081
16	3.648062	1.57	100		0.6176	66144.04	81374.9466	73759.495	0.012285	3.660347	0.33675
15	3.660347	0.84	100		0.61698	81374.95	89515.8601	85445.403	0.014648	3.674995	0.400192
14	3.674995	0.84	100		0.61625	89515.86	97647.1095	93581.485	0.016078	3.691073	0.437488
13	3.691073	0.84	100		0.61545	97647.11	105767.752	101707.43	0.017505	3.708578	0.474258
12	3.708578	0.84	100		0.61457	105767.8	113876.845	109822.3	0.018931	3.727509	0.510461
11	3.727509	0.84	100		0.61362	113876.8	121973.45	117925.15	0.020354	3.747863	0.546059
10	3.747863	0.84	100		0.61261	121973.4	130056.625	126015.04	0.021776	3.769639	0.581017
9	3.769639	0.84	100		0.61152	130056.6	138125.435	134091.03	0.023195	3.792834	0.615302
8	3.792834	0.84	100		0.61036	138125.4	146178.942	142152.19	0.024611	3.817445	0.648882
7	3.817445	0.84	100		0.60913	146178.9	154216.212	150197.58	0.026025	3.843469	0.68173
6	3.843469	0.84	100		0.60783	154216.2	162236.313	158226.26	0.027435	3.870905	0.713818
5	3.870905	1.29	100		0.60645	162236.3	174525.1	168380.71	0.029031	3.899936	0.749987
4	3.899936	1.29	100		0.605	174525.1	186784.474	180654.79	0.031188	3.931124	0.799709
3	3.931124	1.29	100		0.60344	186784.5	199012.248	192898.36	0.03334	3.964464	0.848097
2	3.964464	1.29	100		0.60178	199012.2	211206.244	205109.25	0.035486	3.99995	0.895094
1	3.99995	1.29	100		0.6	211206.2	223364.288	217285.27	0.037626	4.037575	0.940652

BAB IV

PERENCANAAN KAPASITAS DUKUNG DENGAN METODE TERZAGHI

4.1 Umum

Pembahasan yang akan dilakukan meliputi perhitungan kapasitas dukung perlawanan lekatan pada dinding tiang dengan metode Terzaghi berdasarkan kohesi (C) dan sudut geser (ϕ) tanah dari pengujian laboratorium dan berdasarkan jumlah hambatan pelekat (“cleef”) pada data sondir. Perhitungan kapasitas dukung pondasi dengan metode Terzaghi ini menggunakan data karakteristik tanah dan data karakteristik pondasi tiang pancang yang sama dengan perhitungan pada metode T-Z.

4.2 Data Perencanaan

4.2.1 Data Karakteristik Tanah

Data karakteristik tanah pada perencanaan kapasitas dukung pondasi tiang pancang ini menggunakan data tanah yang sama pada perencanaan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan metode T-Z, yaitu data tanah pada proyek PLTA Tulis Banjarnegara pada titik 16. Parameter yang digunakan untuk perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancangnya adalah sudut geser (ϕ) dan kohesi (C). Sudut geser tanah pada kedalaman

15,00 meter adalah 18° dan pada kedalaman sampai 25,00 meter adalah 26° . Kohesi pada kedalaman 5,00 meter adalah $0,45 \text{ Kg/cm}^2$, pada kedalaman 15,00 meter adalah $0,30 \text{ Kg/cm}^2$ dan pada kedalaman 25,00 meter adalah $0,49 \text{ Kg/cm}^2$.

4.2.2 Data Karakteristik Pondasi Tiang Pancang

Struktur pondasi tiang pancang yang digunakan sama dengan data pada perhitungan dengan metode T-Z, yaitu pondasi beton prategang dengan diameter 0,50 meter, berupa tiang tunggal dengan panjang tiang 20,00 meter dan modulus elastik tiang adalah $2,90 \cdot 10^5 \text{ Kg/cm}^2$.

4.3 Perhitungan Kapasitas Dukung dengan Metode Terzaghi

Perhitungan kapasitas dukung pondasi berdasarkan pada jenis dan kondisi tanah yang akan dipancang. Pada data karakteristik tanah menunjukkan bahwa lapisan tanah keras letaknya sangat dalam sehingga pembuatan dan perancangan tiang sampai pada lapisan tanah keras sangat sukar dilaksanakan, maka dalam hal ini digunakan pondasi tiang pancang yang kapasitas dukungnya berdasarkan perlawanan antara tiang dengan tanah.

Perlawanan pada ujung tiang akan jauh lebih kecil dari pada perlawanan akibat pelekatan antara tanah dengan tiang untuk jenis tanah lempung, karena itu untuk menghitung kapasitas dukung pondasi tiang

pancang yang kita pancangkan dalam tanah lempung digunakan perhitungan berdasarkan perlawanan lekatan (“adhesive pile”).

4.3.1 Perhitungan Penampang Tiang Pancang

Berdasarkan data karakteristik pondasi tiang pancang, diketahui :

- Panjang tiang (L) = 20,00 m = 2000,00 cm.

- Diameter tiang (d) = 0,50 m = 50,00 cm,

maka dapat ditentukan,

$$\begin{aligned} \text{Keliling tiang } (C_p) &= \pi \cdot d \\ &= 3,14 \cdot 50 = 157,08 \text{ cm.} \end{aligned}$$

4.3.2 Perhitungan Kapasitas Dukung berdasarkan Kohesi (C) dan Sudut Geser (ϕ)

Kondisi tanah pada lokasi pemancangan merupakan jenis tanah yang berlapis maka nilai kohesi (C) dan sudut geser (ϕ) yang digunakan dalam perhitungan adalah nilai rata-ratanya.

Mencari kohesi rata-rata(C_r),

$$C_r = \frac{C_1 \cdot L_1 + C_2 \cdot L_2 + C_3 \cdot L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

$$C_r = \frac{0,45 \cdot 5 + 0,31 \cdot 10 + 0,49 \cdot 5}{5 + 10 + 5} = 0,385 \text{ Kg/cm}^2$$

Mencari sudut geser rata-rata (φ_r),

$$\varphi_r = \operatorname{tg}^{-1} \frac{\operatorname{tg} \varphi_1 \cdot L_1 + \operatorname{tg} \varphi_2 \cdot L_2 + \operatorname{tg} \varphi_3 \cdot L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

$$\varphi_r = \operatorname{tg}^{-1} \frac{\operatorname{tg} 18^\circ \cdot 5 + \operatorname{tg} 18^\circ \cdot 10 + \operatorname{tg} 26^\circ \cdot 5}{5 + 10 + 5} = 20^\circ$$

Mencari gaya perlawanan akibat lekatan per satuan luas (f),

$$f = \beta \cdot c$$

Menurut Caquot dan Kerisel (Tabel 4.1 Hubungan β dan φ) untuk $\varphi = 20^\circ$ maka didapat $\beta = 2,70$.

Maka,

$$\begin{aligned} f &= 2,70 \cdot 0,385 \\ &= 1,0395 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Kapasitas dukung pondasi tiang pancang akibat lekatan pada dinding pondasi tiang pancang (P_f) didapat :

$$\begin{aligned} P_f &= 1/2 \cdot f \cdot L \cdot C_p \\ &= 1/2 \cdot 1,0395 \cdot 2000 \cdot 157,08 \\ &= 163.284,66 \text{ Kg} \\ &= \mathbf{163,2847 \text{ Ton}} \end{aligned}$$

→ aman saja, hal 21 & 62

4.3.3 Perhitungan Kapasitas Dukung berdasarkan Jumlah Hambatan

Pelekat / "Cleef" (c)

Perhitungan dilakukan berdasarkan tahanan pelekat pada Data Sondir. Dengan membagi panjang tiang menjadi 20 bagian didapat tahanan pelekat ("cleef") seperti pada tabel berikut :

Tabel 4.1 Perhitungan Tahanan Pelekat ("cleef")

No.	Kedalaman Tiang (cm)	Harga "Cleef" Rata-rata (c) (Kg/cm ²)
1	00,00 - 100,00	(100-0,00) / 100 = 1,00
2	100,00 - 200,00	(200-100) / 100 = 1,00
3	200,00 - 300,00	(320-200) / 100 = 1,20
4	300,00 - 400,00	(580-320) / 100 = 2,60
5	400,00 - 500,00	(825-580) / 100 = 2,45
6	500,00 - 600,00	(1080-825) / 100 = 2,55
7	600,00 - 700,00	(1250-1080) / 100 = 1,70
8	700,00 - 800,00	(1420-1250) / 100 = 1,70
9	800,00 - 900,00	(1585-1420) / 100 = 1,65
10	900,00 - 1000,00	(1790-1585) / 100 = 2,05
11	1000,00 - 1100,00	(2000-1790) / 100 = 2,10
12	1100,00 - 1200,00	(2318-2000) / 100 = 3,18
13	1200,00 - 1300,00	(2682-2318) / 100 = 3,64
14	1300,00 - 1400,00	(3138-2682) / 100 = 4,56
15	1400,00 - 1500,00	(3564-3138) / 100 = 4,26
16	1500,00 - 1600,00	(3976-3564) / 100 = 4,12
17	1600,00 - 1700,00	(4336-3976) / 100 = 3,60
18	1700,00 - 1800,00	(4738-4336) / 100 = 4,02
19	1800,00 - 1900,00	(5181-4736) / 100 = 4,43
20	1900,00 - 2000,00	(5624-5181) / 100 = 4,43
		$\Sigma c = 56,24$

Maka kapasitas dukung tiang adalah,

$$Q_{tiang} = \frac{C \cdot p \cdot l \cdot c}{5}$$

$$Q_{tiang} = \frac{157,08 \cdot 100 \cdot 56,24}{5}$$

$$= 176.683,5840 \text{ Kg} = 176,6836 \text{ Ton}$$

BAB V PEMBAHASAN

5.1 Umum

Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang yang data karakteristik tanahnya diambil dari data tanah Proyek Tulis Banjarnegara pada titik 16 dan data karakteristik pondasi tiang pancang, ya ditentukan dengan dengan pengasumsian, telah dihitung dengan menggunakan metode T-Z dan Terzaghi. Perhitungan metode T-Z dilakukan dengan beberapa pembagian segmen, yakni dari 2 sampai dengan 20 segmen. Pada perhitungan dengan metode Terzaghi dilakukan dengan dua cara, yaitu perhitungan kapasitas dukung perlawanan lekatan (“adhesive pile”) pada dinding tiang berdasarkan kohesi (C) dan sudut geser (ϕ) tanah dari pengujian laboratorium dan berdasarkan jumlah hambatan pelekat (“cleef”) pada data sondir.

5.2 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan Metode T-Z

Pengambilan asumsi harga perpindahan / peralihan tiang (Y_t) sangat berpengaruh untuk mendapatkan kapasitas dukung yang optimal. Hal tersebut berkaitan dengan pengambilan rasio pada tabel rasio antara “shear strength vs pile movement” (Gambar 2.8. Rasio transfer beban dengan kuat geser tanah

terhadap perpindahan tiang) yang mempunyai batasan nilai tertentu sehingga bila kurang tepat dalam pengambilannya akan menghasilkan kesalahan pada perhitungan atau hitungan tidak bisa diselesaikan, seperti terlihat pada tabel 3.19 dengan asumsi peralihan atau perpindahan tiang (Y_t) = 3,7016 cm.

Pembagian segmen tidak selalu menghasilkan perhitungan yang dikehendaki, dalam arti toleransi (%) yang didapat dari hasil perhitungan lebih besar dari pada toleransi yang telah ditentukan (5%) seperti terlihat pada pembagian segmen 2 dan 3. Secara keseluruhan, semakin banyak pembagian segmen yang dilakukan maka akan menghasilkan angka ketelitian yang tinggi dan toleransi kesalahan yang kecil.

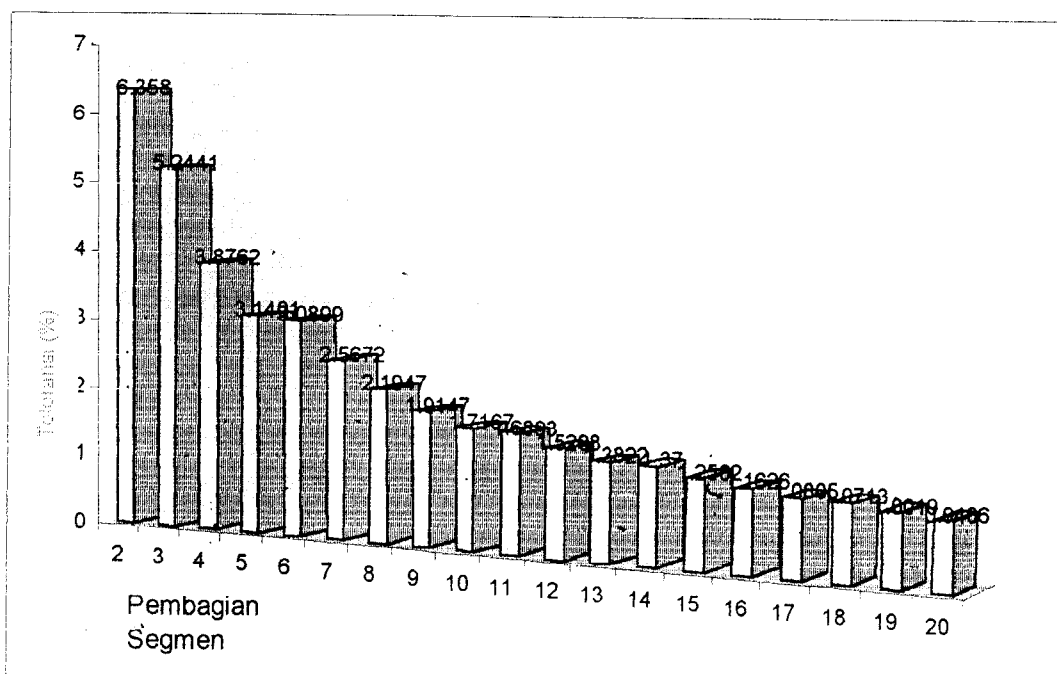
Pengambilan kapasitas dukung pondasi tiang pancang yang optimal berdasarkan angka toleransi kesalahan yang kecil. Pada perhitungan ini angka toleransi pada pembagian 20 segmen merupakan angka yang cukup optimal, yakni sebesar 0,9406 % dengan kapasitas dukung sebesar,

$$Q_0 = 223.364,288 \text{ Kg}$$

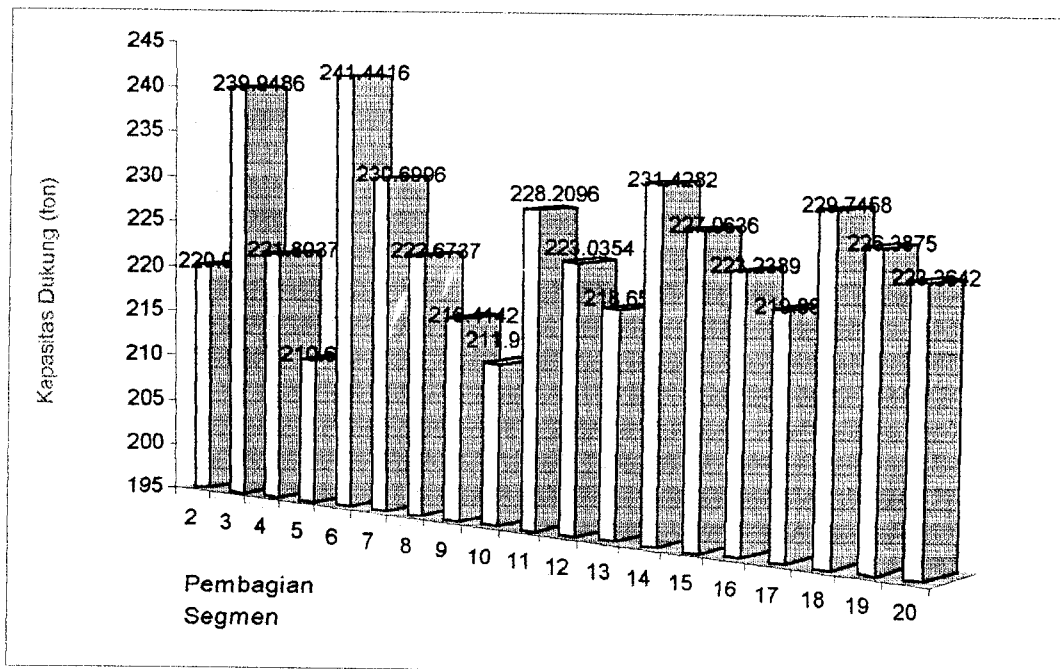
$$= \mathbf{223,3643 \text{ Ton}}$$

Tabel 5.1 Hasil Perhitungan Kapasitas Dukung (Q_0) terhadap Pembagian Segmen Tiang dan Toleransi

Pembagian Segmen Tiang	Kapasitas Dukung (Q_0) (Ton)	Toleransi (%)
2	220,0917	6,3580
3	239,9486	5,2441
4	221,8037	3,8762
5	210,6569	3,1401
6	241,4416	3,0899
7	230,6996	2,5672
8	222,6737	2,1947
9	216,4142	1,9147
10	211,9565	1,7167
11	228,2096	1,6893
12	223,0354	1,5208
13	218,6563	1,3822
14	231,4282	1,3700
15	227,0636	1,2582
16	223,2389	1,1626
17	219,8838	1,0805
18	229,7458	1,0713
19	226,3875	1,0019
20	223,3642	0,9406



Gambar 5.1 Grafik Toleransi (%) terhadap Pembagian Segmen



Gambar 5.2 Grafik Kapasitas Dukung (ton) terhadap Pembagian Segmen

5.3 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan Metode Terzaghi

Kondisi tanah pada lokasi pemancangan sangat berpengaruh untuk menentukan pemakaian rumus yang akan digunakan untuk perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang pada Metode Terzaghi. Jenis tanah pada lokasi juga sangat menentukan terhadap besarnya kapasitas dukung pondasi tiang pancang. Bertambahnya harga sudut geser dan kohesi maka harga kapasitas dukung pondasi tiang pancang akan bertambah besar.

Hasil yang didapat dari perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang berdasarkan kohesi (C) dan sudut geser (ϕ) adalah sebesar :

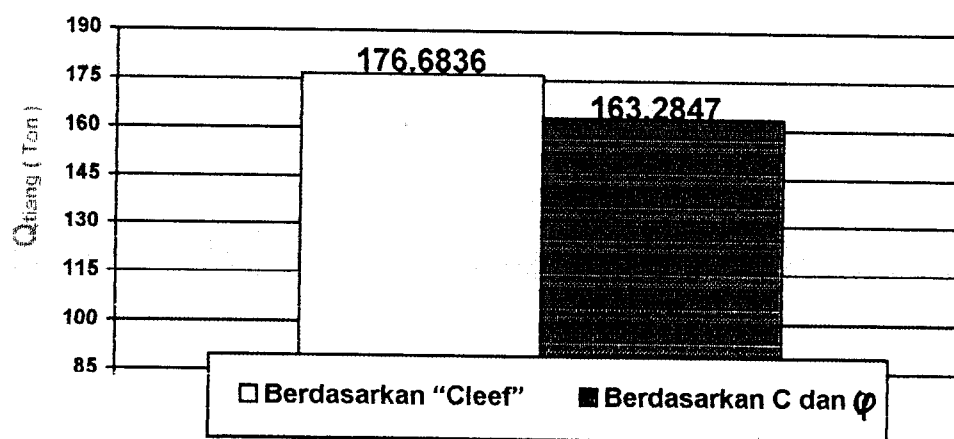
$$Q_{\text{tiang}} = 163,2847 \text{ Ton}$$

Sedangkan pada hasil perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan metode Terzaghi berdasarkan jumlah hambatan pelekat / “cleef” (c) adalah sebesar,

$$Q_{\text{tiang}} = 176,6836 \text{ Ton}$$

Tabel 5.2 Hasil Perhitungan Kapasitas Dukung dengan Metode Terzaghi Berdasarkan “Cleef” dan Berdasarkan C dan ϕ

	Kapasitas Dukung (Q_{tiang}) (Ton)
Berdasarkan “Cleef”	176.6836
Berdasarkan C dan ϕ	163.2847



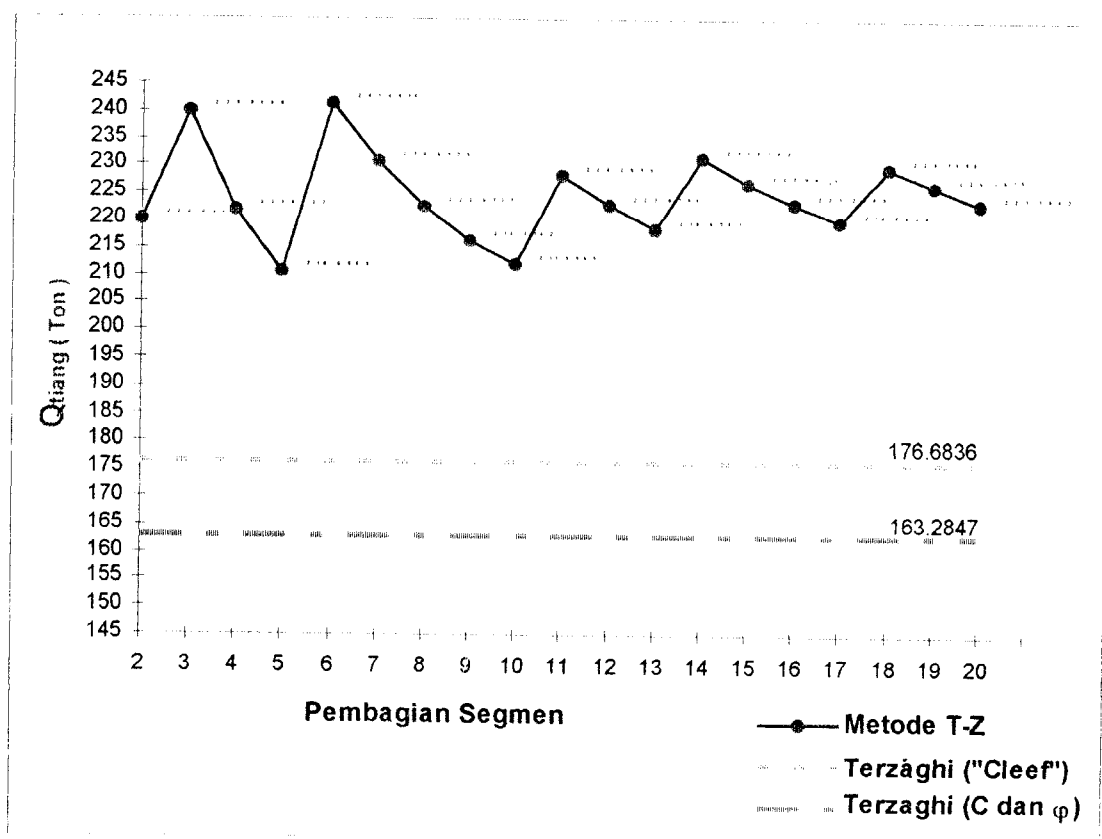
Gambar 5.3 Grafik Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan Metode Terzaghi

5.4 Komparasi Hasil Perhitungan

Dari perhitungan yang telah dilakukan ternyata kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan menggunakan metode T-Z menghasilkan kapasitas dukung yang lebih besar dibandingkan dengan kapasitas dukung

dengan metode terzaghi. Dengan batas toleransi dan parameter lain yang telah ditentukan maka hasil perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang yang optimal didapat dari hasil perhitungan dengan menggunakan metode t-z pada pembagian segmen 20, yaitu sebesar :

$$Q_{\text{tiang}} = 223,3643 \text{ Ton}$$



Gambar 5.4 Grafik Komparasi Hasil Perhitungan Metode T-Z dan Metode Terzaghi

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil studi literatur mengenai komparasi kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan metode T-Z dan Terzaghi dapat disimpulkan sebagai berikut :

1. Penentuan angka peralihan tiang (Y_1) pada perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan menggunakan metode T-Z sangat berpengaruh pada angka rasio transfer beban dan akurasi dalam hasil perhitungan.
2. Dalam metode T-Z, keterbatasan dari grafik rasio transfer beban dengan kuat geser tanah terhadap perpindahan tiang (gambar 2.8), sangat berpengaruh dalam perhitungan beban aksial pada pondasi tiang di puncak segmen (Q_{n-1}).
3. Kapasitas dukung pondasi tiang pancang yang optimal dengan menggunakan metode T-Z berdasarkan angka toleransi kesalahan yang kecil.
4. Angka ketelitian yang tinggi dan toleransi kesalahan yang kecil dengan menggunakan metode T-Z akan didapat dengan pembagian segmen yang semakin banyak akan tetapi memerlukan waktu yang cukup lama.

5. Pada Perhitungan dengan menggunakan metode Terzaghi, hasil perhitungan yang didapat berdasarkan jumlah hambatan pelekat ("cleef") lebih besar daripada hasil perhitungan berdasarkan kohesi (C) dan sudut geser (ϕ).

6. Dari hasil perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan menggunakan metode T-Z menghasilkan kapasitas dukung yang optimal dibandingkan dengan Terzaghi.

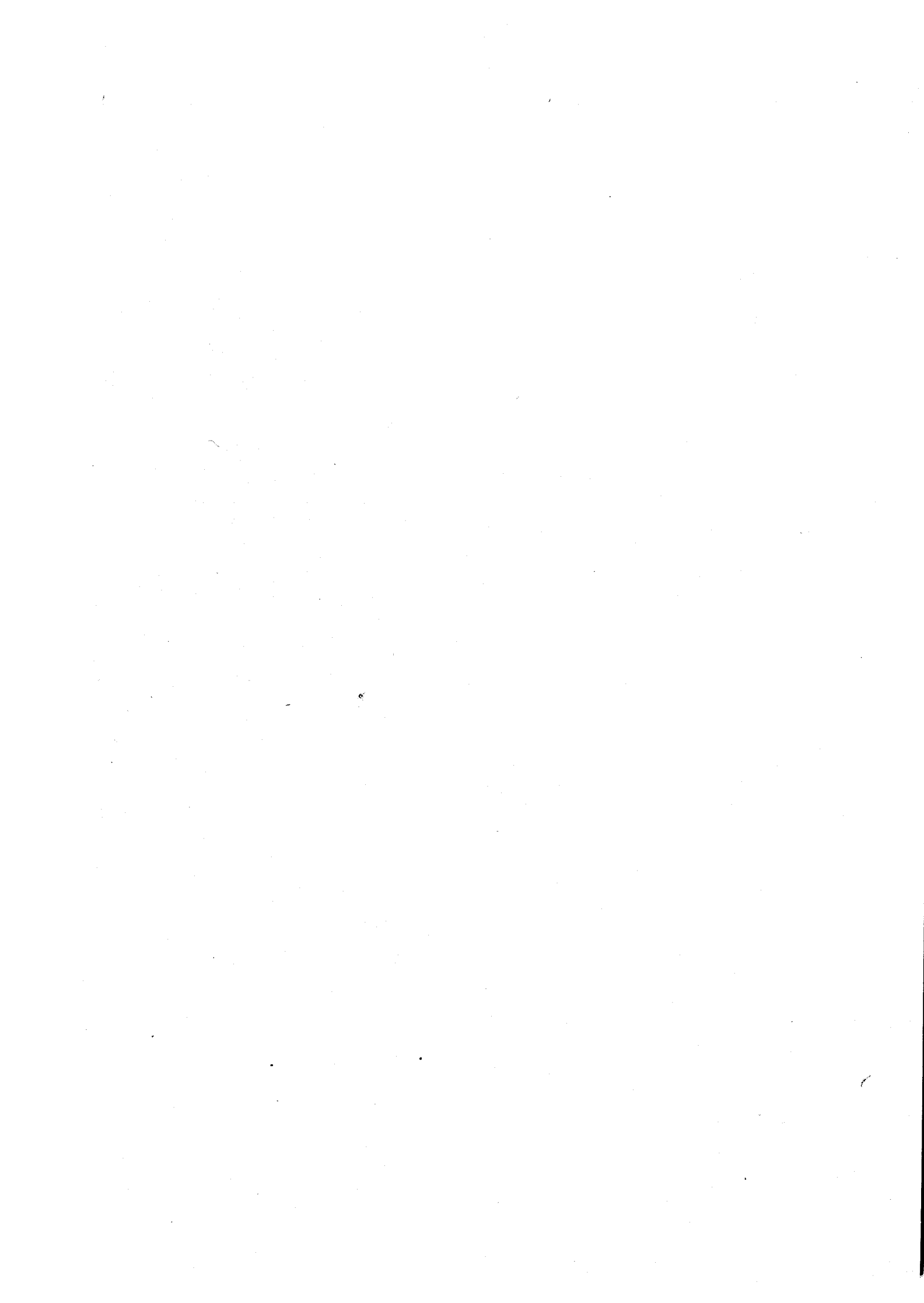
6.2 Saran-saran

1. Untuk penulisan selanjutnya tentang metode T-Z, hendaknya dilakukan perhitungan untuk keadaan karakteristik tanah, data karakteristik pondasi tiang pancang atau tinjauan beban yang lain sebagai pembanding atas perhitungan yang telah dilakukan.

2. Perlu dilakukan perhitungan komparasi dengan metode analisis yang lainnya sebagai pembanding.

3. Perlu adanya penggunaan program komputer dalam perhitungan metode T-Z untuk mempercepat proses perhitungan.

4. Perlu usaha mandiri dari mahasiswa untuk mempelajari lebih mendalam akan metode T-Z.



DAFTAR PUSTAKA

1. Braja M. Das, 1988, MEKANIKA TANAH (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis), Penerbit Erlangga, Jakarta.
2. Bowles J. E., 1991, ANALISIS DAN DESAIN PONDASI, Penerbit Erlangga, Jakarta.
3. Hasmar A. H., 1994, ANALISIS PONDASI TIANG TUNGGAL DENGAN BEBAN AKSIAL BERDASARKAN METODE T-Z. Tugas Teknik Pondasi Lanjut (SI - 652), Bidang Khusus Geoteknik Magister Teknik Sipil Program Pascasarjana Institut Teknologi Bandung, Bandung.
4. Hardiyatmo H. C., 1994, MEKANIKA TANAH I, PT. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
5. Hardiyatmo H. C., 1994, MEKANIKA TANAH II, PT. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
6. Peck R. B., Hanson W. E., Thornburn T. H., 1986, TEKNIK PONDASI, Edisi Kedua, Gajah Mada University Press, Yogyakarta.
7. Pradoto S., 1988/1989, "BOOKS & MONOGRAPH" TEKNIK PONDASI, Bagian Keempat Pondasi Tiang Pancang, Laboratorium Geoteknik Pusat Antar Universitas - Ilmu Rekayasa Institut Teknologi Bandung, Bandung.
8. Sardjono H. S., 1988, PONDASI TIANG PANCANG, Sinar Wijaya, Surabaya.
9. Suryolelono K. B., 1991, TEKNIK PONDASI BAGIAN I, Universitas Gajah Mada, Yogyakarta.
10. Suryolelono K. B., 1991, TEKNIK PONDASI BAGIAN II, Universitas Gajah Mada, Yogyakarta.

11. Suyono S., 1988, MEKANIKA TANAH dan TEKNIK PONDASI, PT. Pradnya Paramita, Jakarta.
12. Wesley L. D., 1977, MEKANIKA TANAH, Cetakan ke VI, Badan Penerbit Pekerjaan Umum, Jakarta.

LAMPIRAN I

Pembahasan Tambahan Metode T-Z

Di bawah ini diberikan pembahasan mengenai metode T-Z dengan penentuan angka peralihan tiang (Yt) yang sama pada setiap pembagian segmen dan nilai kuat geser (q_u) rata-rata sepanjang tiang pancang.

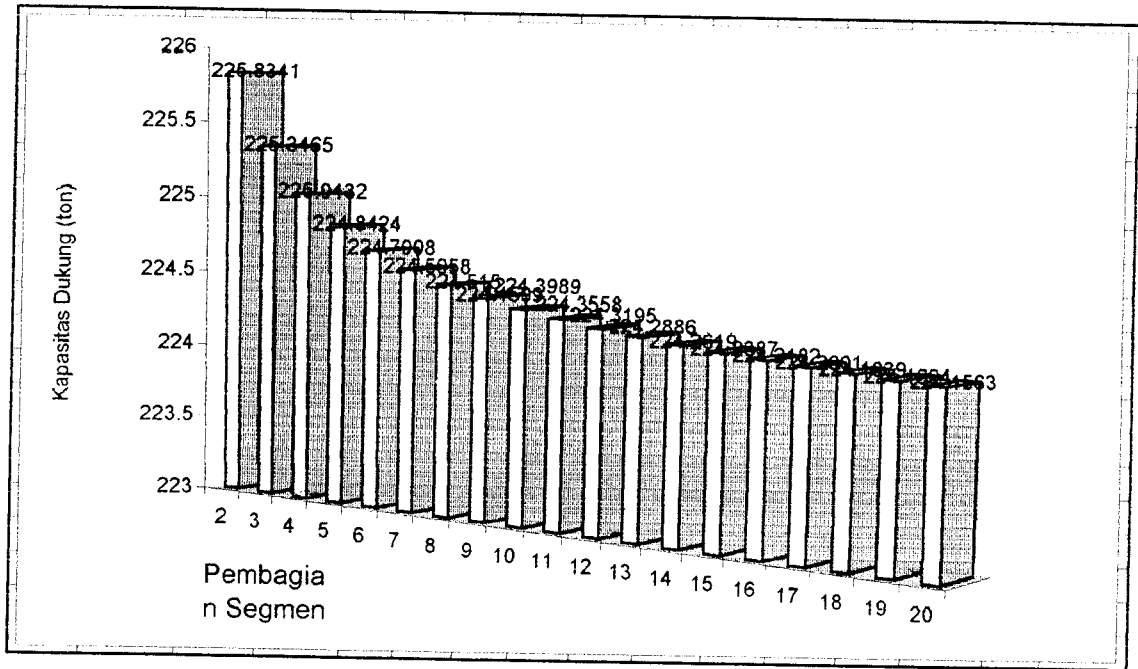
Mencari kuat geser rata-rata (q_u) :

$$q_u = \frac{q_{u1} \cdot L_1 + q_{u2} \cdot L_2 + q_{u3} \cdot L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

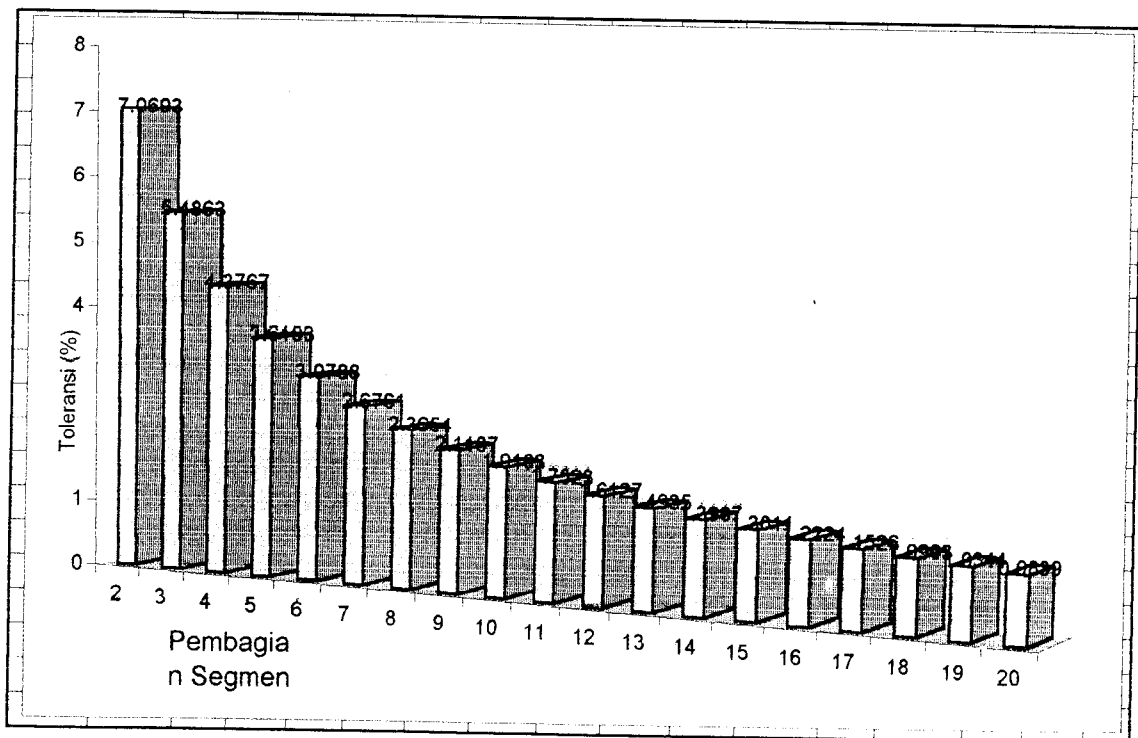
$$q_u = \frac{1,26.5 + 0,84.10 + 1,57.5}{5 + 10 + 5} = 1,1275 \text{ Kg/cm}^2$$

Tabel Hasil Perhitungan Kapasitas Dukung dan Toleransi :

Pembagian Segmen Tiang	Kapasitas Dukung (Q_0) (Ton)	Toleransi (%)
2	225,8341	7,0693
3	225,3465	5,4863
4	225,0432	3,3767
5	224,8424	3,6193
6	224,7008	3,0788
7	224,5958	2,6761
8	224,5150	2,3654
9	224,4509	2,1187
10	224,3989	1,9183
11	224,3558	1,7523
12	224,3195	1,6127
13	224,2886	1,4935
14	224,2619	1,3907
15	224,2387	1,3011
16	224,2182	1,2224
17	224,2001	1,1526
18	224,1839	1,0903
19	224,1694	1,0344
20	224,1563	0,9839



Grafik Kapasitas Dukung (ton) terhadap Pembagian Segmen



Grafik Toleransi (%) terhadap Pembagian Segmen

Pembahasan

Dari perhitungan di atas didapat kapasitas dukung dan toleransi kesalahan yang semakin kecil untuk pembagian segmen yang semakin banyak.

Pada pembagian segmen 2 dan 3 menghasilkan angka toleransi yang lebih dari 5 %.

Kesimpulan

Dari hasil perhitungan mengenai metode T-Z dengan penentuan angka peralihan (Y_t) yang sama pada setiap pembagian segmen dan nilai kuat geser (q_u) rata-rata sepanjang tiang dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Kapasitas dukung pondasi tiang pancang dan toleransi akan semakin kecil jika pembagian segmennya semakin banyak.
2. Untuk mencapai nilai kapasitas dukung dengan ketelitian yang diinginkan pembagian segmen mempunyai batasan tertentu dan pada kasus ini minimal dengan pembagian 4 segmen.

Tabel Perhitungan Kapasitas Dukung Dengan Metode T-Z Berdasarkan Yt yang sama dan qu rata-rata

n	Yt	qu	Ln	T	r	Qn	Qn-1	Qmid	D. Ynt	Ynt	toleransi
2	3.5	1.1275	1000	4956.954	0.625		115649.3	60303.11	0.057304	3.557304	1.637271
1	3.557304	1.1275	1000		0.622135	115649.3	225834.1	170741.7	0.251478	3.808783	7.069348

n	Yt	qu	Ln	T	r	Qn	Qn-1	Qmid	D. Ynt	Ynt	toleransi
3	3.5	1.1275	666.67	4956.954	0.625		78751.83	41854.39	0.027403	3.527403	0.782948
2	3.527403	1.1275	666.67		0.623363	78751.83	152384.9	115568.4	0.113754	3.641157	3.224874
1	3.641157	1.1275	666.67		0.617942	152384.9	225346.5	188865.7	0.199767	3.840924	5.486354

n	Yt	qu	Ln	T	r	Qn	Qn-1	Qmid	D. Ynt	Ynt	toleransi
4	3.5	1.1275	500	4956.954	0.625		60303.11	32630.03	0.016502	3.516502	0.471499
3	3.516502	1.1275	500		0.624175	60303.11	115576.2	87939.65	0.065086	3.581588	1.85086
2	3.581588	1.1275	500		0.620921	115576.2	170561.1	143068.7	0.113557	3.695145	3.170584
1	3.695145	1.1275	500		0.615243	170561.1	225043.2	197802.2	0.161729	3.856874	4.376792

n	Yt	qu	Ln	T	r	Qn	Qn-1	Qmid	D. Ynt	Ynt	toleransi
5	3.5	1.1275	400	4956.954	0.625		49233.88	27095.42	0.011258	3.511258	0.321657
4	3.511258	1.1275	400		0.624437	49233.88	93470.93	71352.4	0.042354	3.553612	1.206247
3	3.553612	1.1275	400		0.622319	93470.93	137557.9	115514.4	0.073404	3.627016	2.065603
2	3.627016	1.1275	400		0.618649	137557.9	181385	159471.5	0.104328	3.731344	2.876412
1	3.731344	1.1275	400		0.613433	181385	224842.4	203113.7	0.13505	3.866394	3.619351

n	Yt	qu	Ln	T	r	Qn	Qn-1	Qmid	D. Ynt	Ynt	toleransi
6	3.5	1.1275	333.33	4956.954	0.625		41854.39	23405.67	0.008302	3.508302	0.237191
5	3.508302	1.1275	333.33		0.624585	41854.39	78727.32	60290.86	0.029898	3.538199	0.852199
4	3.538199	1.1275	333.33		0.62309	78727.32	115512	97119.66	0.05147	3.589669	1.454697
3	3.589669	1.1275	333.33		0.620517	115512	152144.8	133828.4	0.072981	3.662651	2.033097
2	3.662651	1.1275	333.33		0.616867	152144.8	188562.1	170353.4	0.094395	3.757046	2.577221
1	3.757046	1.1275	333.33		0.612148	188562.1	224700.8	206631.4	0.115672	3.872718	3.078812

n	Yt	qu	Ln	T	r	Qn	Qn-1	Qmid	D. Ynt	Ynt	toleransi
7	3.5	1.1275	285.71	4956.954	0.625		36583.33	20770.14	0.006455	3.506455	0.184415
6	3.506455	1.1275	285.71		0.624677	36583.33	68193.37	52388.35	0.022322	3.528776	0.636585
5	3.528776	1.1275	285.71		0.623561	68193.37	99746.94	83970.16	0.038175	3.566951	1.081831
4	3.566951	1.1275	285.71		0.621652	99746.94	131203.9	115475.4	0.053996	3.620947	1.513782
3	3.620947	1.1275	285.71		0.618953	131203.9	162524.3	146864.1	0.069763	3.69071	1.926646
2	3.69071	1.1275	285.71		0.615464	162524.3	193668.1	178096.2	0.085456	3.776166	2.315442
1	3.776166	1.1275	285.71		0.611192	193668.1	224595.8	209132	0.101056	3.877223	2.676157

n	Yt	qu	Ln	T	r	Qn	Qn-1	Qmid	D. Ynt	Ynt	toleransi
8	3.5	1.1275	250	4956.954	0.625		32630.03	18793.49	0.005214	3.505214	0.148965
7	3.505214	1.1275	250		0.624739	32630.03	60291.57	46460.8	0.017362	3.522576	0.495328
6	3.522576	1.1275	250		0.623871	60291.57	87914.67	74103.12	0.029503	3.552079	0.837535
5	3.552079	1.1275	250		0.622396	87914.67	115472.4	101693.6	0.041623	3.593702	1.171806
4	3.593702	1.1275	250		0.620315	115472.4	142938.1	129205.3	0.053713	3.647415	1.494629
3	3.647415	1.1275	250		0.617629	142938.1	170284.8	156611.4	0.065758	3.713173	1.802871
2	3.713173	1.1275	250		0.614341	170284.8	197486	183885.4	0.077749	3.790922	2.093861
1	3.790922	1.1275	250		0.610454	197486	224515	211000.5	0.089672	3.880594	2.365451

n	Yt	qu	Ln	T	r	Qn	Qn-1	Qmid	D. Ynt	Ynt	toleransi
9	3.5	1.1275	222.22	4956.954	0.625		29555.25	17256.1	0.004334	3.504334	0.123842
8	3.504334	1.1275	222.22		0.624783	29555.25	54145.01	41850.13	0.013933	3.518268	0.397607
7	3.518268	1.1275	222.22		0.624087	54145.01	78707.35	66426.18	0.023527	3.541795	0.668718
6	3.541795	1.1275	222.22		0.62291	78707.35	103223.4	90965.37	0.033109	3.574904	0.934797
5	3.574904	1.1275	222.22		0.621255	103223.4	127674.3	115448.8	0.04267	3.617574	1.193597
4	3.617574	1.1275	222.22		0.619121	127674.3	152041.2	139857.7	0.052204	3.669778	1.443069
3	3.669778	1.1275	222.22		0.616511	152041.2	176305.4	164173.3	0.061704	3.731481	1.681398
2	3.731481	1.1275	222.22		0.613426	176305.4	200448.2	188376.8	0.071161	3.802643	1.907049
1	3.802643	1.1275	222.22		0.609868	200448.2	224450.9	212449.5	0.08057	3.883212	2.118778

n	Yt	qu	Ln	T	r	Qn	Qn-1	Qmid	D. Ynt	Ynt	toleransi
10	3.5	1.1275	200	4956.954	0.625		27095.42	16026.19	0.003685	3.503685	0.105287
9	3.503685	1.1275	200		0.624816	27095.42	49227.35	38161.38	0.01146	3.515145	0.327093
8	3.515145	1.1275	200		0.624243	49227.35	71338.99	60283.17	0.019232	3.534377	0.547121
7	3.534377	1.1275	200		0.623281	71338.99	93416.57	82377.78	0.026996	3.561373	0.7638
6	3.561373	1.1275	200		0.621931	93416.57	115446.3	104431.5	0.034746	3.596119	0.97563
5	3.596119	1.1275	200		0.620194	115446.3	137414.6	126430.4	0.042478	3.638597	1.181221
4	3.638597	1.1275	200		0.61807	137414.6	159307.6	148361.1	0.050188	3.688785	1.379311
3	3.688785	1.1275	200		0.615561	159307.6	181111.7	170209.6	0.057869	3.746654	1.568794
2	3.746654	1.1275	200		0.612667	181111.7	202813.3	191962.5	0.065519	3.812173	1.74873
1	3.812173	1.1275	200		0.609391	202813.3	224398.9	213606.1	0.073131	3.885304	1.918357

n	Yt	qu	Ln	T	r	Qn	Qn-1	Qmid	D. Ynt	Ynt	toleransi
11	3.5	1.1275	181.82	4956.954	0.625		25082.83	15019.89	0.003189	3.503189	0.091125
10	3.503189	1.1275	181.82		0.624841	25082.83	45203.57	35143.2	0.009615	3.512805	0.274473
9	3.512805	1.1275	181.82		0.62436	45203.57	65308.83	55256.2	0.016039	3.528843	0.45658
8	3.528843	1.1275	181.82		0.623558	65308.83	85388.26	75348.54	0.022456	3.5513	0.636368
7	3.5513	1.1275	181.82		0.622435	85388.26	105431.5	95409.9	0.028865	3.580165	0.812803
6	3.580165	1.1275	181.82		0.620992	105431.5	125428.3	115429.9	0.035261	3.615426	0.984907
5	3.615426	1.1275	181.82		0.619229	125428.3	145368.4	135398.4	0.041642	3.657068	1.151784
4	3.657068	1.1275	181.82		0.617147	145368.4	165241.4	155304.9	0.048004	3.705072	1.312623
3	3.705072	1.1275	181.82		0.614746	165241.4	185037.1	175139.2	0.054343	3.759415	1.466718
2	3.759415	1.1275	181.82		0.612029	185037.1	204745.3	194891.2	0.060657	3.820071	1.613466
1	3.820071	1.1275	181.82		0.608996	204745.3	224355.8	214550.5	0.066942	3.887013	1.752376

n	Yt	qu	Ln	T	r	Qn	Qn-1	Qmid	D. Ynt	Ynt	toleransi
12	3.5	1.1275	166.67	4956.954	0.625		23405.67	14181.31	0.002801	3.502801	0.080025
11	3.502801	1.1275	166.67		0.62486	23405.67	41850.26	32627.97	0.0082	3.511001	0.234112
10	3.511001	1.1275	166.67		0.62445	41850.26	60282.74	51066.5	0.013598	3.5246	0.387305
9	3.5246	1.1275	166.67		0.62377	60282.74	78695.15	69488.95	0.018992	3.543592	0.53884
8	3.543592	1.1275	166.67		0.62282	78695.15	97079.53	87887.34	0.024379	3.567971	0.68798
7	3.567971	1.1275	166.67		0.621601	97079.53	115427.9	106253.7	0.029758	3.597728	0.834021
6	3.597728	1.1275	166.67		0.620114	115427.9	133732.4	124580.2	0.035125	3.632853	0.976309
5	3.632853	1.1275	166.67		0.618357	133732.4	151985.1	142858.7	0.040479	3.673332	1.114244
4	3.673332	1.1275	166.67		0.616333	151985.1	170178	161081.5	0.045817	3.719149	1.247287
3	3.719149	1.1275	166.67		0.614043	170178	188303.2	179240.6	0.051137	3.770286	1.374967
2	3.770286	1.1275	166.67		0.611486	188303.2	206353	197328.1	0.056437	3.826723	1.496883
1	3.826723	1.1275	166.67		0.608664	206353	224319.5	215336.3	0.061714	3.888437	1.612707

n	Yt	qu	Ln	T	r	Qn	Qn-1	Qmid	D. Ynt	Ynt	toleransi
13	3.5	1.1275	153.85	4956.954	0.625		21986.54	13471.75	0.00249	3.50249	0.07113
12	3.50249	1.1275	153.85		0.624876	21986.54	39012.74	30499.64	0.00709	3.50958	0.20244
11	3.50958	1.1275	153.85		0.624521	39012.74	56029.27	47521	0.01169	3.52127	0.333087
10	3.52127	1.1275	153.85		0.623937	56029.27	73029.88	64529.57	0.016286	3.537556	0.462517
9	3.537556	1.1275	153.85		0.623122	73029.88	90008.3	81519.09	0.020878	3.558435	0.590188
8	3.558435	1.1275	153.85		0.622078	90008.3	106958.3	98483.29	0.025464	3.583898	0.715584
7	3.583898	1.1275	153.85		0.620805	106958.3	123873.6	115415.9	0.030041	3.613939	0.838217
6	3.613939	1.1275	153.85		0.619303	123873.6	140747.9	132310.7	0.034608	3.648547	0.957634
5	3.648547	1.1275	153.85		0.617573	140747.9	157575.1	149161.5	0.039164	3.687712	1.073421
4	3.687712	1.1275	153.85		0.615614	157575.1	174349	165962.1	0.043707	3.731419	1.185209
3	3.731419	1.1275	153.85		0.613429	174349	191063.3	182706.1	0.048235	3.779654	1.292674
2	3.779654	1.1275	153.85		0.611017	191063.3	207711.9	199387.6	0.052747	3.8324	1.39554
1	3.8324	1.1275	153.85		0.60838	207711.9	224288.6	216000.3	0.05724	3.88964	1.493578

n	Yt	qu	Ln	T	r	Qn	Qn-1	Qmid	D. Ynt	Ynt	toleransi
14	3.5	1.1275	142.86	4956.954	0.625		20770.14	12863.55	0.002235	3.502235	0.06387
13	3.502235	1.1275	142.86		0.624888	20770.14	36580.5	28675.32	0.006203	3.508438	0.177102
12	3.508438	1.1275	142.86		0.624578	36580.5	52383.01	44481.76	0.010169	3.518607	0.289833
11	3.518607	1.1275	142.86		0.62407	52383.01	68172.66	60277.84	0.014132	3.532739	0.401648
10	3.532739	1.1275	142.86		0.623363	68172.66	83944.43	76058.55	0.018093	3.550832	0.512142
9	3.550832	1.1275	142.86		0.622458	83944.43	99693.32	91818.88	0.022048	3.57288	0.620928
8	3.57288	1.1275	142.86		0.621356	99693.32	115414.3	107553.8	0.025997	3.598877	0.727634
7	3.598877	1.1275	142.86		0.620056	115414.3	131102.4	123258.4	0.02994	3.628817	0.831915
6	3.628817	1.1275	142.86		0.618559	131102.4	146752.6	138927.5	0.033873	3.66269	0.933448
5	3.66269	1.1275	142.86		0.616866	146752.6	162360	154556.3	0.037797	3.700487	1.031941
4	3.700487	1.1275	142.86		0.614976	162360	177919.6	170139.8	0.041709	3.742196	1.127134
3	3.742196	1.1275	142.86		0.61289	177919.6	193426.4	185673	0.04561	3.787806	1.218797
2	3.787806	1.1275	142.86		0.61061	193426.4	208875.5	201150.9	0.049497	3.837303	1.306735
1	3.837303	1.1275	142.86		0.608135	208875.5	224261.9	216568.7	0.053369	3.890671	1.390784

n	Yt	qu	Ln	T	r	Qn	Qn-1	Qmid	D. Ynt	Ynt	toleransi
15	3.5	1.1275	133.33	4956.954	0.625		19715.93	12336.44	0.002025	3.502025	0.057848
14	3.502025	1.1275	133.33		0.624899	19715.93	34472.51	27094.22	0.00548	3.507505	0.156495
13	3.507505	1.1275	133.33		0.624625	34472.51	49222.63	41847.57	0.008935	3.516441	0.254754
12	3.516441	1.1275	133.33		0.624178	49222.63	63962.19	56592.41	0.012389	3.528829	0.352309
11	3.528829	1.1275	133.33		0.623559	63962.19	78687.13	71324.66	0.015839	3.544669	0.448854
10	3.544669	1.1275	133.33		0.622767	78687.13	93393.36	86040.24	0.019286	3.563955	0.544089
9	3.563955	1.1275	133.33		0.621802	93393.36	108076.8	100735.1	0.022728	3.586683	0.63773
8	3.586683	1.1275	133.33		0.620666	108076.8	122733.4	115405.1	0.026165	3.612848	0.729507
7	3.612848	1.1275	133.33		0.619358	122733.4	137359.2	130046.3	0.029595	3.642444	0.819167
6	3.642444	1.1275	133.33		0.617878	137359.2	151950	144654.6	0.033018	3.675462	0.906478
5	3.675462	1.1275	133.33		0.616227	151950	166501.8	159225.9	0.036432	3.711894	0.991229
4	3.711894	1.1275	133.33		0.614405	166501.8	181010.6	173756.2	0.039837	3.751731	1.073229
3	3.751731	1.1275	133.33		0.612413	181010.6	195472.3	188241.4	0.043232	3.794963	1.152314
2	3.794963	1.1275	133.33		0.610252	195472.3	209883	202677.7	0.046615	3.841578	1.228341
1	3.841578	1.1275	133.33		0.607921	209883	224238.7	217060.9	0.049986	3.891564	1.301191

n	Yt	qu	Ln	T	r	Qn	Qn-1	Qmid	D. Ynt	Ynt	toleransi
16	3.5	1.1275	125	4956.954	0.625		18793.49	11875.22	0.001848	3.501848	0.052787
15	3.501848	1.1275	125		0.624908	18793.49	32627.99	25710.74	0.004885	3.506732	0.139494
14	3.506732	1.1275	125		0.624663	32627.99	46457.07	39542.53	0.007922	3.514654	0.225896
13	3.514654	1.1275	125		0.624267	46457.07	60277.39	53367.23	0.010957	3.525611	0.311749
12	3.525611	1.1275	125		0.623719	60277.39	74085.58	67181.49	0.01399	3.539601	0.396814
11	3.539601	1.1275	125		0.62302	74085.58	87878.29	80981.93	0.01702	3.556621	0.480859
10	3.556621	1.1275	125		0.622169	87878.29	101652.1	94765.22	0.020047	3.576669	0.563661
9	3.576669	1.1275	125		0.621167	101652.1	115403.8	108528	0.02307	3.599738	0.645006
8	3.599738	1.1275	125		0.620013	115403.8	129130	122266.9	0.026087	3.625826	0.724696
7	3.625826	1.1275	125		0.618709	129130	142827.2	135978.6	0.029099	3.654924	0.802542
6	3.654924	1.1275	125		0.617254	142827.2	156492.3	149659.7	0.032104	3.687028	0.878373
5	3.687028	1.1275	125		0.615649	156492.3	170121.8	163307	0.035102	3.72213	0.952033
4	3.72213	1.1275	125		0.613893	170121.8	183712.4	176917.1	0.038092	3.760222	1.023382
3	3.760222	1.1275	125		0.611989	183712.4	197260.9	190486.7	0.041073	3.801294	1.092296
2	3.801294	1.1275	125		0.609935	197260.9	210764	204012.4	0.044044	3.845339	1.158671
1	3.845339	1.1275	125		0.607733	210764	224218.2	217491.1	0.047006	3.892345	1.222416

n	Yt	qu	Ln	T	r	Qn	Qn-1	Qimid	D. Ynt	Ynt	toleransi
17	3.5	1.1275	117.65	4956.954	0.625		17979.58	11468.27	0.001697	3.501697	0.04848
16	3.501697	1.1275	117.65		0.624915	17979.58	31000.44	24490.01	0.004387	3.506084	0.125292
15	3.506084	1.1275	117.65		0.624696	31000.44	44016.72	37508.58	0.007077	3.513161	0.201859
14	3.513161	1.1275	117.65		0.624342	44016.72	57025.64	50521.18	0.009766	3.522928	0.277991
13	3.522928	1.1275	117.65		0.623854	57025.64	70024.37	63525.01	0.012454	3.535381	0.353499
12	3.535381	1.1275	117.65		0.623231	70024.37	83010.14	76517.26	0.015139	3.55052	0.4282
11	3.55052	1.1275	117.65		0.622474	83010.14	95980.13	89495.14	0.017821	3.56834	0.501918
10	3.56834	1.1275	117.65		0.621583	95980.13	108931.6	102455.8	0.020499	3.58884	0.574482
9	3.58884	1.1275	117.65		0.620558	108931.6	121861.6	115396.6	0.023174	3.612014	0.645731
8	3.612014	1.1275	117.65		0.619399	121861.6	134767.6	128314.6	0.025845	3.637859	0.715515
7	3.637859	1.1275	117.65		0.618107	134767.6	147646.6	141207.1	0.02851	3.666368	0.783692
6	3.666368	1.1275	117.65		0.616682	147646.6	160495.9	154071.2	0.031169	3.697537	0.850133
5	3.697537	1.1275	117.65		0.615123	160495.9	173312.7	166904.3	0.033822	3.731359	0.914721
4	3.731359	1.1275	117.65		0.613432	173312.7	186094.3	179703.5	0.036468	3.767828	0.977349
3	3.767828	1.1275	117.65		0.611609	186094.3	198837.9	192466.1	0.039107	3.806935	1.037926
2	3.806935	1.1275	117.65		0.609653	198837.9	211540.7	205189.3	0.041738	3.848673	1.09637
1	3.848673	1.1275	117.65		0.607566	211540.7	224200.1	217870.4	0.04436	3.893034	1.152616

n	Yt	qu	Ln	T	r	Qn	Qn-1	Qmid	D. Ynt	Ynt	toleransi
18	3.5	1.1275	111.11	4956.954	0.625		17256.1	11106.53	0.001567	3.501567	0.044779
17	3.501567	1.1275	111.11		0.624922	17256.1	29553.7	23404.9	0.003967	3.505534	0.113296
16	3.505534	1.1275	111.11		0.624723	29553.7	41847.4	35700.55	0.006367	3.511901	0.181616
15	3.511901	1.1275	111.11		0.624405	41847.4	54134.84	47991.12	0.008765	3.520666	0.249585
14	3.520666	1.1275	111.11		0.623967	54134.84	66413.65	60274.25	0.011162	3.531829	0.317055
13	3.531829	1.1275	111.11		0.623409	66413.65	78681.48	72547.57	0.013558	3.545386	0.383877
12	3.545386	1.1275	111.11		0.622731	78681.48	90935.97	84808.72	0.015951	3.561338	0.449911
11	3.561338	1.1275	111.11		0.621933	90935.97	103174.8	97055.37	0.018342	3.579679	0.515019
10	3.579679	1.1275	111.11		0.621016	103174.8	115395.5	109285.1	0.020729	3.600408	0.579071
9	3.600408	1.1275	111.11		0.61998	115395.5	127595.9	121495.7	0.023113	3.623521	0.641942
8	3.623521	1.1275	111.11		0.618824	127595.9	139773.5	133684.7	0.025492	3.649013	0.703518
7	3.649013	1.1275	111.11		0.617549	139773.5	151926	145849.7	0.027867	3.67688	0.763689
6	3.67688	1.1275	111.11		0.616156	151926	164051.1	157988.6	0.030237	3.707117	0.822358
5	3.707117	1.1275	111.11		0.614644	164051.1	176146.5	170098.8	0.032602	3.739719	0.879435
4	3.739719	1.1275	111.11		0.613014	176146.5	188209.7	182178.1	0.03496	3.774679	0.934838
3	3.774679	1.1275	111.11		0.611266	188209.7	200238.6	194224.2	0.037313	3.811991	0.988496
2	3.811991	1.1275	111.11		0.6094	200238.6	212230.8	206234.7	0.039658	3.851649	1.040348
1	3.851649	1.1275	111.11		0.607418	212230.8	224183.9	218207.4	0.041996	3.893646	1.090342

n	Yt	qu	Ln	T	r	Qn	Qn-1	Qmid	D. Ynt	Ynt	toleransi
19	3.5	1.1275	105.26	4956.954	0.625		16608.78	10782.87	0.001455	3.501455	0.041567
18	3.501455	1.1275	105.26		0.624927	16608.78	28259.24	22434.01	0.003609	3.505064	0.103065
17	3.505064	1.1275	105.26		0.624747	28259.24	39906.34	34082.79	0.005762	3.510826	0.1644
16	3.510826	1.1275	105.26		0.624459	39906.34	51548.08	45727.21	0.007915	3.518741	0.225451
15	3.518741	1.1275	105.26		0.624063	51548.08	63182.43	57365.25	0.010067	3.528808	0.286096
14	3.528808	1.1275	105.26		0.62356	63182.43	74807.4	68994.91	0.012217	3.541025	0.346215
13	3.541025	1.1275	105.26		0.622949	74807.4	86420.98	80614.19	0.014366	3.555391	0.405695
12	3.555391	1.1275	105.26		0.62223	86420.98	98021.17	92221.07	0.016512	3.571903	0.464423
11	3.571903	1.1275	105.26		0.621405	98021.17	109606	103813.6	0.018656	3.590559	0.522292
10	3.590559	1.1275	105.26		0.620472	109606	121173.4	115389.7	0.020797	3.611356	0.579201
9	3.611356	1.1275	105.26		0.619432	121173.4	132721.4	126947.4	0.022934	3.63429	0.635054
8	3.63429	1.1275	105.26		0.618286	132721.4	144248	138484.7	0.025068	3.659357	0.689759
7	3.659357	1.1275	105.26		0.617032	144248	155751.3	149999.7	0.027198	3.686555	0.743234
6	3.686555	1.1275	105.26		0.615672	155751.3	167229.2	161490.3	0.029323	3.715878	0.795402
5	3.715878	1.1275	105.26		0.614206	167229.2	178679.8	172954.5	0.031444	3.747322	0.846193
4	3.747322	1.1275	105.26		0.612634	178679.8	190101.1	184390.5	0.033559	3.78088	0.895545
3	3.78088	1.1275	105.26		0.610956	190101.1	201491.1	195796.1	0.035669	3.816549	0.943401
2	3.816549	1.1275	105.26		0.609173	201491.1	212847.9	207169.5	0.037773	3.854322	0.989713
1	3.854322	1.1275	105.26		0.607284	212847.9	224169.4	218508.6	0.039871	3.894193	1.034441

n	Yt	qu	Ln	T	r	Qn	Qn-1	Qmid	D. Ynt	Ynt	toleransi
20	3.5	1.1275	100	4956.954	0.625		16026.19	10491.57	0.001357	3.501357	0.038758
19	3.501357	1.1275	100		0.624932	16026.19	27094.22	21560.2	0.0033	3.504657	0.094262
18	3.504657	1.1275	100		0.624767	27094.22	38159.32	32626.77	0.005244	3.509901	0.149631
17	3.509901	1.1275	100		0.624505	38159.32	49219.79	43689.55	0.007187	3.517088	0.204767
16	3.517088	1.1275	100		0.624146	49219.79	60273.89	54746.84	0.009129	3.526217	0.259568
15	3.526217	1.1275	100		0.623689	60273.89	71319.9	65796.89	0.01107	3.537288	0.31394
14	3.537288	1.1275	100		0.623136	71319.9	82356.11	76838.01	0.01301	3.550297	0.367786
13	3.550297	1.1275	100		0.622485	82356.11	93380.8	87868.46	0.014947	3.565245	0.421016
12	3.565245	1.1275	100		0.621738	93380.8	104392.3	98886.53	0.016883	3.582127	0.473541
11	3.582127	1.1275	100		0.620894	104392.3	115388.8	109890.5	0.018816	3.600943	0.525276
10	3.600943	1.1275	100		0.619953	115388.8	126368.6	120878.7	0.020747	3.62169	0.576141
9	3.62169	1.1275	100		0.618916	126368.6	137330.1	131849.3	0.022674	3.644364	0.62606
8	3.644364	1.1275	100		0.617782	137330.1	148271.5	142800.8	0.024598	3.668962	0.674963
7	3.668962	1.1275	100		0.616552	148271.5	159191.1	153731.3	0.026519	3.695481	0.722784
6	3.695481	1.1275	100		0.615226	159191.1	170087.2	164639.1	0.028435	3.723916	0.769463
5	3.723916	1.1275	100		0.613804	170087.2	180958.1	175522.7	0.030348	3.754264	0.814943
4	3.754264	1.1275	100		0.612287	180958.1	191802.2	186380.2	0.032256	3.78652	0.859177
3	3.78652	1.1275	100		0.610674	191802.2	202617.7	197210	0.034159	3.820679	0.90212
2	3.820679	1.1275	100		0.608966	202617.7	213403	208010.4	0.036057	3.856736	0.943733
1	3.856736	1.1275	100		0.607163	213403	224156.3	218779.6	0.03795	3.894685	0.983985

LAPORAN
PENYELIDIKAN TANAH
PLTA TULIS BANJARNEGARA

PENYELIDIKAN MEKANIKA TANAH
DI DAERAH LONGSORAN SEKITAR
STA. 0 + 350.000 PLTA TULIS

PROYEK PLTA TULIS

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS NON-GELAR TEKNOLOGI
UNIVERSITAS GADJAH MADA

1991

KATA PENGANTAR

Pekerjaan Geologi Teknik dan Mekanika Tanah ini merupakan bagian dari pekerjaan perencanaan jalan PLTA Tulis dengan perjanjian perencanaan antara PLN (PIKIDRO TATENG) dengan PT Barunadri CE.

Sebagai tahap akhir pekerjaan Geologi Teknik dan Mekanika Tanah ini adalah berupa laporan akhir berupa evaluasi pekerjaan lapangan dan laboratorium yang dapat digunakan sebagai bahan masukan untuk keperluan perencanaan.

Dengan terlaksananya pekerjaan ini diucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu pekerjaan lapangan dan laboratorium sehingga dapat berjalan lancar.

Yogyakarta, 15 Juli 1991
Lab. Mektan FNT UGM,

Ir. Supriyono

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR	ii
DAFTAR ISI	iii
I. PENDAHULUAN	1
A. Latar Belakang	1
B. Lokasi dan Kesampaian Daerah	1
C. Waktu Pelaksanaan	1
D. Lingkup Pekerjaan	2
II. GEOLOGI TEKNIK	3
A. Pekerjaan Pemboran	3
B. Pekerjaan Sumur Uji	3
C. Pekerjaan Monitoring Well	3
D. Pekerjaan Inklinometer	3
E. Pekerjaan Geolistrik dan Geologi Mapping	3
III. MEKANIKA TANAH	5
A. Sondir	5
B. Penelitian Laboratorium	5
IV. KRITERIA PERENCANAAN	8
V. PENUTUP	9
A. Kesimpulan	9
B. Saran-saran	9
LAMPIRAN	

D. Lingkup Pekerjaan

Pekerjaan geologi teknik meliputi:

1. Pekerjaan pemboran (Bor inti)
2. Pekerjaan Sumur Uji
3. Pekerjaan Monitoring well
4. Pekerjaan Inklinimeter
5. Pekerjaan Geolistrik dan geologi Mapping

Pekerjaan Mekanika Tanah meliputi :

1. Pekerjaan Sondir
2. Pengujian laboratorium, meliputi
 - a. Specific Gravity
 - b. Unconfined Compression Test
 - c. Elastic Modulus
 - d. Triaxial Test
 - e. Atterberg Limit
 - f. Analisa Gradasi
 - g. Permeabilitas

k
a
t
k
p
l
k

t
t

e
e

an. Selain seperti tersebut di atas dapat pula untuk menen-
an kedalaman perubahan lapisan batuan, kedalaman muka air
lah, struktur geologi, dan pekerjaan ini disebut juga "Vertikal
ectrical Sounding". Pekerjaan Geolistrik dilaksanakan pada 20
dik, sedangkan pelaksanaan Geologi Mapping atas dasar peta
pografi skala 1:1000 seluas 17 ha dan pengamatan /pengukuran
pangan. Laporan secara detail disajikan dalam buku tersendiri.

III. MEKANIKA TANAH

Untuk penelitian/penyelidikan Mekanika Tanah dibagi menjadi bagian, yaitu Penelitian Sondir dan Penelitian laboratorium.

A. Sondir

Salah satu penelitian lapangan yang dilakukan adalah penyondiran. Alat yang digunakan adalah mesin Sondir berkapasitas 5 ton. Dalam pelaksanaannya tekanan ujung konis maksimum 200 g/cm² atau maksimum mencapai kedalaman 25 meter.

Maksud dan tujuan penyondiran adalah untuk mengetahui daya dukung tanah dan gaya hambatan lekat yang dimiliki oleh tanah tersebut. Kedua gaya tersebut terlihat dari harga/besaran tekanan konis dan lekatan yang tergambar pada suatu grafik sondir.

B. Penelitian Laboratorium

. Metoda Analisis

Tujuan analisis ini untuk mengetahui karakteristik dari tanah asli dengan menggunakan metoda ASTM Standar.

. Jenis Analisis

Jenis analisis yang dilakukan di laboratorium adalah analisis tanah yang dapat dibagi menjadi dua bagian, yaitu: Index properties, dan Engineering properties.

. Index Properties

1) Water Content

Cara analisis mengikuti ASTM D.2216. Analisis ini dimaksudkan untuk menentukan kadar air tanah asli yaitu perbandingan antara berat air yang terkandung dalam tanah dengan berat kering dari tanah tersebut (dalam %).

2) Unit Density

Cara analisis mengikuti ASTM D.2937. Analisis ini dimaksudkan untuk menentukan harga berat isi tanah

asli.

3) Specific Gravity

Cara analisis mengikuti ASTM D.854. Analisis ini dapat menentukan nilai berat jenis tanah dengan menggunakan botol piknometer beserta perlengkapannya.

4) Atterberg Limit

Cara analisis mengikuti ASTM D.424.

Liquid limit adalah kadar air yang dinyatakan dalam % dari contoh yang dikeringkan dalam oven dalam batas antara keadaan cair dan keadaan plastis.

Nilai batas cair ini dapat ditentukan dengan cara menentukan nilai kadar air pada contoh yang mempunyai jumlah ketukan 25 kali dijatuhkan setinggi 1 cm pada kecepatan ketukan 2 kali setiap detiknya dan panjang lereng saluran percobaan ini adalah 12,7 mm.

Plastis limit adalah nilai kadar air pada batas daerah plastis. Kadar air ini ditentukan dengan menggiling-giling tanah yang melewati ayakan No. 40 (4,25 mm) pada alat kaca, sehingga membentuk diameter 3,2 mm yang memperlihatkan retak-retak. Indeks plastis ini adalah selisih nilai kadar air dari batas cair ke batas plastis.

Engineering Properties

Untuk mengetahui nilai Engineering properties dapat dilakukan Uji Unconfined Compression Test, Direct Shear Test, Triaxial Test, yang kesemuanya mengikuti prosedur ASTM. Uji lainnya adalah Analisis Gradasi, Permeabilitas, Elastic Modulus. Adapun uraiannya dapat diikuti penjelasan berikut ini:

1) Unconfined Compression Test

Pelaksanaan uji Unconfined Compression Test ini dimaksudkan untuk memperoleh nilai kekuatan geser tanah kohesif akibat adanya pembebanan. Pada percobaan ini masih sedikit agak kasar, karena belum disesuaikan dengan keadaan di lapangan. Dari pengujian ini didapatkan sudut geser dalam (Q), nilai kohesi (c) yang selanjutnya harga sigma tanah akan langsung bisa dihitung.

2) Triaxial

Pada prinsipnya adalah sama dengan percobaan Unconfined Compression Test, hanya saja pada percobaan ini kondisinya sudah disesuaikan dengan keadaan lapangan, sehingga diharapkan hasil percobaan di laboratorium sama dengan kenyataan di lapangan. Dari pengujian ini didapatkan sudut geser dalam (Q), nilai kohesi (c), baik ditinjau dari analisis tegangan total maupun tegangan efektif. Selanjutnya harga sigma tanah akan langsung dapat dihitung.

3) Elastic Modulus

Pada percobaan ini mencari harga tegangan dan regangan tanah bila tanah tersebut dibebani. Karena tanah dibebani dengan baban tertentu maka tanah itu akan mengalami pemendekan. Perbandingan antara pemendekan dengan panjang mula-mula diperoleh harga regangan. Harga Elastic Modulus diperoleh dari perbandingan antara tegangan dan regangan.

4) Analisis Gradasi

Percobaan ini akan mencari ukuran butir-butir tanah, hal ini sangat penting karena dapat menentukan identifikasi dan klasifikasi suatu tanah. Adapun identifikasi dan klasifikasi tanah dapat dilihat pada tabel 1.

5) Permeabilitas

Dalam percobaan permeabilitas tanah ini dapat mengetahui daya rembesan tanah. Hal ini sangat penting khususnya pada pengeringan tanah (sistem drainasi) dan menurunkan muka air tanah.

Hasil keseluruhan mekanika tanah dari hasil sampel bor inti maupun sumuran uji (test pit) di lokasi PLTA Tulis dapat dilihat pada tabel 2.

IV. KRITERIA PERENCANAAN

Penyelidikan lapangan yang berupa penyondiran dan pemboran setelah dianalisis menghasilkan grafik sondir dan profil bor. Penyelidikan laboratorium yang meliputi pemeriksaan berat satuan, kadar air, berat jenis, sudut geser, kohesi dan distribusi ukuran butir menghasilkan data kadar air (w) berat volum basah (γ_b), berat volum kering (γ_k), berat jenis (s), sudut geser (ϕ), kohesi (C), daya dukung tanah (q_u) dan persen lewat saringan No. 200. Grafik sondir, profil bor dan data pemeriksaan laboratorium dapat diperiksa pada lampiran.

Hasil analisis data tersebut di atas dapat diuraikan sebagai berikut.

1. Kondisi tanah lapisan permukaan sampai kedalaman 4 m umumnya berupa pasir berlumpur coklat mempunyai daya dukung rendah. Pada kedalaman lebih dari 4 masih merupakan tanah lempung lanau abu-abu dan mempunyai daya dukung yang bervariasi. Ada bagian tertentu yang mempunyai daya dukung tinggi dengan nilai konis lebih dari 200 kg/cm². Untuk lebih detail dapat dilihat pada lampiran.

2. Muka air tanah pada musim hujan relatif tinggi dan sulit dikendalikan gerakan tanahnya, tetapi pada musim kemarau sangat kurang air. Muka air tanah pada musim hujan sangat mempengaruhi stabilitas bangunan, sehingga perlu adanya sistem drainasi yang terpadu.

3. Konstruksi fondasi bangunan harus dipilih pada tanah keras dan bagian tanah yang tidak bergerak. Dapat pula memanfaatkan lekatan tanah untuk mendukung bangunan di atasnya. Mengingat kondisi tanah tidak menentu maka perlu dipikirkan penggunaan Geotextiles, Geogrids, dan Geomembranes. Urai secara detail dapat dilihat pada buku "The Design of Geotextiles, Geogrids, and Geomembranes into Civil and Marine engineering Applications.

V. PENUTUP

A. Kesimpulan

a. Lokasi jalan merupakan daerah yang rawan akan longsor sehingga perlu adanya sistem drainasi yang terpadu dan perlu bahan bantu lain.

b. Stratigrafi daerah penelitian terdiri dari lempung lanau abu-abu dan umumnya sangat lunak.

c. Struktur geologi tidak menentu dan perlu perhatian khusus untuk menangani wilayah tersebut, dan dimungkinkan terletak pada daerah patahan.

d. Daya dukung tanah sangat kecil, daya dukung sedikit agak meningkat pada kedalaman 5 m, dan banyak lensa-lensa tanah sehingga dalam perencanaan perlu berhati-hati.

B. Saran-saran

a. Dari hasil penelitian terlihat bahwa masih dimungkinkan lagi penelitian disekitar daerah ini untuk menjaring kemantapan Geologi yang ada. Apakah daerah tersebut perlu penanganan secara Geologis ataukah cukup bidang Sipil saja

b. Mengingat kondisi daerah tidak menguntungkan untuk bangunan maka perlu penelitian secara detail guna menetapkan jenis konstruksi yang dipakai.

c. Perlu adanya monitoring lebih teliti pada saat musim hujan tentang stabilitas lereng atau longsor yang terjadi. diperhatikan kemungkinan terjadinya kelongsoran.

TABEL:

PEMERIKSAAN KADAR AIR

Proyek : *PLTA TULIS* Tanggal : *JUNI 1991*

No. conto : Petugas :

No. bor : *16*

Kedalaman : *5,00 m*

1	No. cawan timbang	-	-
2	Berat cawan kosong	W_1 gram	18,34 18,40
3	Berat cawan + tanah basah	W_2 gram	56,54 58,41
4	Berat cawan + tanah kering	W_3 gram	50,62 52,29
5	Berat air	$(W_2 - W_3)$ gr.	5,92 6,12
6	Berat tanah kering	$(W_3 - W_1)$ gr.	32,28 33,89
7	Kadar air	$\frac{W_2 - W_3}{W_3 - W_1} \times 100\%$	18,34 18,05
8	Kadar air rata-rata		18,20

TABEL:

PEMERIKSAAN KADAR AIR

Proyek : .. PLTA: TULIS ..
 No. conth : .. 7 ..
 No. bor : .. 16 ..
 Kedalaman : .. 17,60 m ..

Tanggal : .. 10/11/99! ..

Petugas : ..
 ..

1	No. cawan timbang		-	-
2	Berat cawan kosong	W_1 gram	18,68	18,36
3	Berat cawan + tanah basah	W_2 gram	66,61	73,79
4	Berat cawan + tanah kering	W_3 gram	59,68	65,78
5	Berat air	$(W_2 - W_3)$ gr.	6,93	8,01
6	Berat tanah kering	$(W_3 - W_1)$ gr.	41,00	47,42
7	Kadar air	$\frac{W_2 - W_3}{W_3 - W_1} \times 100\%$	16,90	16,89
8	Kadar air rata-rata		16,90	

LABORATORY TEST RESULTS

Project : PLTA. TULIS.
Location : KAB. BANJARNEGARA.

soil mechanics laboratory /
gadjah mada university

Boring No.	Depth m	INDEX PROPERTIES											UNCONS. COMP. TEST			TRIAXIAL TEST		PERMEABILITY k cm/dt	
		w _N %	γ _s g/cm ³	γ _d g/cm ³	w _L %	w _P %	I _P %	w _S %	G	e	n %	MODULUS LUS ELASTIS E	% passing sieve No. 200	q _u kg/cm ²	θ	c	p		c
14.	5,00	15,63	2,05	1,77	43,50	21,22	22	15,66	2,70	-	-	6,30	-	0,44	18	0,16	17,10	0,25	-
	20,00	26,65	2,04	1,61	51,40	22,27	25	11,85	2,60	-	-	0,93	83,50	0,16	6	0,07	5,52	0,25	7,35
15.	5,00	24,16	1,99	1,60	67,00	21,97	45	11,80	2,64	-	-	2,51	-	0,30	8	0,13	7,43	0,15	-
	15,00	17,79	1,95	1,65	53,00	23,31	29	12,89	2,66	-	-	14,97	-	0,89	18	0,65	15,94	0,40	-
	17,60	18,55	2,01	1,69	57,70	22,54	35	12,09	2,62	-	-	14,83	-	0,89	18	0,32	15,52	0,40	-
16.	5,00	18,20	1,98	1,67	61,50	23,52	37	11,63	2,61	-	-	14,00	-	1,26	18	0,45	15,25	0,40	-
	15,00	16,12	1,90	1,63	55,30	20,67	34	13,08	2,65	-	-	14,10	-	0,84	18	0,30	14,93	0,35	-
	17,60	16,90	2,06	1,76	50,10	20,97	29	14,56	2,66	-	-	22,54	-	1,57	26	0,49	20,85	0,40	-
17.	5,00	20,99	2,09	1,72	36,83	19,09	17	11,67	2,64	-	-	4,50	-	0,09	8	0,04	5,71	0,23	-
	15,00	23,49	2,08	1,68	41,90	20,45	21	11,59	2,62	-	-	1,09	-	0,12	10	0,05	9,00	0,20	-

NOTE:

GRAFIK SONDIR

Proyek : PLTA Tulis, Banjarnegara
 Nomer Titik : 16
 Lokasi : Bulu Kuning, Pagetan, Banjarnegara

