

**TUGAS AKHIR**

**ANALISIS KAPASITAS DUKUNG PONDASI TIANG  
PANCANG DENGAN VARIASI DIMENSI PADA  
TANAH LEMPUNG**  
*(ANALYSIS BEARING CAPACITY PILE FOUNDATION  
WITH VARIATION DIMENSION ON CLAY SOIL)*

(Studi Kasus Gedung Kampus 2 IAIN Pekalongan, Jawa Tengah)

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



**Moh. Radityo Adi Priambodo**

**13511319**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA  
YOGYAKARTA  
2020**

**TUGAS AKHIR**  
**ANALISIS KAPASITAS DUKUNG PONDASI TIANG**  
**PANCANG DENGAN VARIASI DIMENSI PADA**  
**TANAH LEMPUNG**  
**(ANALYSIS BEARING CAPACITY PILE FOUNDATION**  
**WITH VARIATION DIMENSION ON CLAY SOIL)**

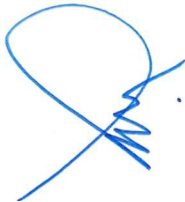
Disusun oleh

**Moh. Radityo Adi Priambodo**  
**13511319**

Telah diterima sebagai salah satu persyaratan  
untuk memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil

Diuji pada tanggal  
Oleh Dewan Penguji 14 Agustus 2020

**Pembimbing**



**Hanindva Kusuma Artati, S.T., M.T.**  
NIK: 045110407

**Penguji I**



**Muhammad Rifqi Abdurrozak, S.T., M.Eng.**  
NIK: 135111101

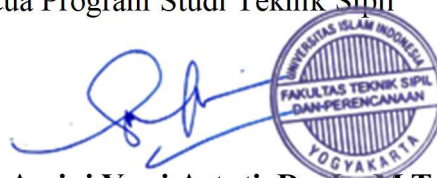
**Penguji II**



**Dr. Ir. Edy Purwanto, CES., DEA.**  
NIK: 855110101

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil



**Sri Amini Yuni Astuti, Dr. Ir. M.T.**  
**NIK: 885110101**

## PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan bahwa sesungguhnya laporan Tugas Akhir yang telah saya susun sebagai syarat untuk persyaratan memperoleh derajat Sarjana Strata Satu (S1) di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan laporan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, 14 Agustus 2020

Yang membuat pernyataan,



Moh. Radityo Adi Priambodo  
(13511319)

## DEDIKASI



**“MAN JADDA WA JADA”.**

**“Barang siapa yang bersungguh – sungguh pasti akan berhasil ”.**

**“Karena sesungguhnya sesudah kesulitan itu pasti ada kemudahan.**

**Sesungguhnya sesudah kesulitan itu ada kemudahan ”.**

**[Q.S. Al-Insyirah : 5-6 ]**

*Tugas akhir ini saya dedikasikan  
kepada kedua orang tua saya tercinta terkasih,  
kakak, serta seluruh teman-teman.  
Terimakasih atas segala dukungan, do'a dan bantuanya.*

## KATA PENGANTAR

*Assalamu'alaikum wr. wb.*

*Alhamdulillahirabbil'alamin*, puji syukur kehadiran Allah Subhanahu Wata'ala yang telah melimpahkan rahmat, taufik serta hidayah-Nya dan Sholawat kepada junjungan besar nabi Muhammad SAW, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Dengan Variasi Dimensi Pada Tanah Lempung

.Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini banyak hambatan yang dihadapi penulis, namun berkat saran, kritik, serta dorongan semangat dari berbagai pihak, Alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Ibu Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T., selaku Dosen Pembimbing, yang telah memberikan bimbingan dan masukan-masukan selama penyusunan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Muhammad Rifqi Abdurrozak, S.T., M.Eng., selaku Dewan Dosen Penguji Tugas Akhir atas saran, masukan, dan nasehat yang diberikan kepada penulis.
3. Bapak Dr. Ir. Edy Purwanto, CES., DEA., selaku Dewan Dosen Penguji Tugas Akhir atas saran, masukan, dan nasehat yang diberikan kepada penulis.
4. Ibu Sri Amini Yuni Astuti, Dr. Ir. M.T., selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia.
5. Orangtua penulis Bapak Jumhan Romdhoni dan Ibu Puji Harmi, serta saudara penulis, Doni Probo Nugroho yang telah memberikan dukungan terbesar, motivasi, semangat, serta do'a yang tidak pernah putus kepada penulis sehingga dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini. Terimakasih atas kasih sayang dan segala hal yang berpengaruh besar terhadap kehidupan penulis selama ini.

6. Sahabat Rukar, Sahabat KKO, dan teman seperjuangan sipil 13 UII. Terimakasih untuk waktu dan tenaga yang dikorbankan untuk membantu kepentingan Tugas Akhir ini.
7. Terimakasih kepada saudara Hasbul Wafi dan Hary Wahyudi untuk waktu dan tenaga yang digunakan dalam membantu proses pengerjaan Tugas Akhir.

Akhirnya penulis berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi berbagai pihak yang membacanya.

*Wassalamu'alaikum wr. wb.*

Yogyakarta, Agustus 2020

Moh. Radityo Adi Priambodo  
(13511319)

## DAFTAR ISI

Halaman Judul	i
Halaman Pengesahan	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
DEDIKASI	iv
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR GRAFIK	xiv
DAFTAR LAMPIRAN	xvii
DAFTAR NOTASI	xviii
ABSTRAK	xx
ABSTRACT	xxi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Perencanaan	2
1.4 Batasan Masalah	3
1.5 Lokasi Perencanaan	4
1.6 Manfaat Penelitian	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Umum	5
2.2 Pondasi Tiang Pancang	5
2.3 Keaslian Tugas Akhir	7
BAB III LANDASAN TEORI	10
3.1 Tanah	10
3.2 Penyelidikan Tanah	11

3.3	Pondasi Tiang	11
3.3.1	Pondasi Tiang Pancang	12
3.3.2	<i>Safety Factor</i> (SF)	13
3.4	Kapasitas Dukung Pondasi Tiang	14
3.4.1	Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal Berdasarkan Korelasi Data N-SPT	15
3.5	Pembebanan	23
3.6	Software <i>ETABS</i>	31
3.7	Pondasi Kelompok	32
3.7.1	Jumlah tiang kelompok	32
3.7.2	Kontrol Gaya Tekan Tiang Terhadap Beban Aksial Dan Momen	34
3.7.3	Kontrol Gaya Lateral	35
3.7.4	Daya Dukung Kelompok Geser Blok	36
3.7.5	Efisiensi Kelompok Tiang	38
BAB IV METODOLOGI PENELITIAN		39
4.1	Metode Penelitian	39
4.2	Studi Pustaka	39
4.3	Pengumpulan Data	39
4.4	Analisis Pembebanan	40
4.5	Analisis Pondasi Tiang Pancang	40
4.6	Bagan Alir	40
BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN		43
5.1	Data Gedung	43
5.1.1	Data Umum	43
5.1.2	Spesifikasi Material	44
5.1.3	Denah Konstruksi	44
5.1.4	Data Struktur	45
5.2	Pembebanan Struktur	45
5.2.1	Peraturan Pembebanan	45
5.2.2	Kombinasi Pembebanan	46



5.2.3	Pembebanan Gravitasi	47
5.2.4	Pembebanan Lateral Gempa	48
5.2.5	Input dan Output Program <i>ETABS</i>	56
5.3	Data Tanah	59
5.4	Perhitungan Kapasitas Dukung Tunggal Tiang Pancang	63
5.4.1	Perhitungan Metode <i>U.S Army Corps</i>	63
5.4.2	Perhitungan Metode <i>Tomlinson</i>	75
5.4.3	Perhitungan Metode <i>Randolph and Murphy</i>	89
5.5	Kebutuhan Tiang Pondasi	110
5.5.1	Kebutuhan Tiang Metode <i>U.S. Army Corps</i>	111
5.5.2	Kebutuhan Tiang Metode <i>Tomlinson</i>	121
5.5.3	Kebutuhan Tiang Metode <i>Randolph and Murphy</i>	131
5.6	Cek Daya Dukung Tiang Kelompok	142
5.6.1	Cek daya dukung tiang kelompok blok dengan metode <i>U.S. Army Cops</i>	142
5.6.2	Cek daya dukung tiang kelompok blok dengan metode <i>Tomlinson</i>	147
5.6.3	Cek daya dukung tiang kelompok blok dengan metode <i>Randolph and Murphy</i>	153
5.7	Pembahasan	159
5.7.1	Analisis Kapasitas Dukung Pondasi	160
5.7.2	Analisis Kebutuhan Pile	161
5.7.3	Analisis Kekuatan Gaya Lateral	162
5.7.4	Analisis Daya Dukung Kelompok Blok	162
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN		165
6.1	Kesimpulan	165
6.2	Saran	166
DAFTAR PUSTAKA		167

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Perancangan Sekarang	8
Tabel 3.1 Keuntungan dan Kerugian Pemakaian Tiang Pancang Pracetak	12
Tabel 3.2 <i>Safety factor</i> Tiang Pancang disarankan <i>Reese dan O'Neill</i>	13
Tabel 3.3 Hubungan antara parameter tanah untuk tanah lempung	15
Tabel 3.4 Klasifikasi Situs Batuan	23
Tabel 3.5 Koefisien situs <i>F<sub>a</sub></i>	24
Tabel 3.6 Koefisien Situs <i>F<sub>v</sub></i>	24
Tabel 3.7 Koefisien Untuk Batas Atas Pada Perioda yang Dihitung	26
Tabel 3.8 Nilai Parameter Perioda Pendekatan <i>C<sub>t</sub></i> dan <i>X</i>	26
Tabel 3.9 Kategori resiko bangunan Gedung dan non-gedung	28
Tabel 3.10 Faktor Keutamaan ( <i>I</i> ) untuk Berbagai Kategori Bangunan	29
Tabel 3.11 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons	29
Tabel 3.12 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons	30
Tabel 3.13 Faktor <i>R</i> , <i>C<sub>d</sub></i> , dan $\Omega_0$ untuk Sistem Penahan Gaya Gempa	30
Tabel 5.1 Beban Mati	47
Tabel 5.2 Gaya Horizontal Gempa Ekuivalen Statik Arah <i>X</i>	54
Tabel 5.3 Gaya Horizontal Gempa Ekuivalen Statik Arah <i>Y</i>	56
Tabel 5.4 Nilai <i>C<sub>u</sub></i> Berdasarkan Korelasi <i>N-SPT</i>	63
Tabel 5.5 Rekapitulasi Perhitungan <i>Q<sub>s</sub></i> dengan Dimensi 0.3m Pada Kedalaman 6 – 16m Metode U.S. Army Corps	67
Tabel 5.6 Rekapitulasi Perhitungan <i>Q<sub>s</sub></i> dengan Dimensi 0.4m Pada Kedalaman 6 – 16m Metode U.S. Army Corps	71
Tabel 5.7 Rekapitulasi Perhitungan <i>Q<sub>s</sub></i> dengan Dimensi 0.5m Pada Kedalaman 6 – 16m Metode U.S. Army Corps	75
Tabel 5.8 Rekapitulasi Perhitungan <i>Q<sub>s</sub></i> dengan Dimensi 0.3m Pada Kedalaman 6 – 16m Metode Tomlinson	80
Tabel 5.9 Rekapitulasi Perhitungan <i>Q<sub>s</sub></i> dengan Dimensi 0.4m Pada Kedalaman 6 – 16m Metode Tomlinson	84

Tabel 5.10 Rekapitulasi Perhitungan Qs dengan Dimensi 0.5m Pada Kedalaman 6 – 16m Metode Tomlinson	88
Tabel 5.11 Rekapitulasi Nilai $\gamma_{sat}$ Berdasarkan Data Uji Laboratorium	89
Tabel 5.12 Rekapitulasi Perhitungan Qs dengan Dimensi 0.3m Pada Kedalaman 6 – 16m Metode Randolph and Murphy	96
Tabel 5.13 Rekapitulasi Perhitungan Qs dengan Dimensi 0.4m Pada Kedalaman 6 – 16m Metode Randolph and Murphy	103
Tabel 5.14 Rekapitulasi Perhitungan Qs dengan Dimensi 0.5m Pada Kedalaman 6 – 16m Metode Radnolph and Murphy	110
Tabel 5.15 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Kolom K1	111
Tabel 5.16 Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.3 m U.S Army Corps	112
Tabel 5.17 Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.4 m U.S Army Corps	116
Tabel 5.18 Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.5 m U.S Army Corps	119
Tabel 5.19 Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.3 m Tomlinson	123
Tabel 5.20 Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.4 m Tomlinson	126
Tabel 5.21 Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.5 m Tomlinson	129
Tabel 5.22 Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.3 m Randolph and Murphy	133
Tabel 5.23 Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.4 m Randolph and Murphy	136
Tabel 5.24 Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.5 m Randolph and Murphy	140
Tabel 5.25 Rekapitulasi Daya Dukung Ijin Pondasi Tiang Pancang	160
Tabel 5.26 Kebutuhan Tiang Pondasi	161
Tabel 5.27 Gaya Lateral Pada Tiang Pancang	162
Tabel 5.28 Daya Dukung Kelompok Blok Tiang Metode <i>U.S. Army Corps</i>	162
Tabel 5.29 Daya Dukung Kelompok Blok Tiang Metode Tomlinson	163
Tabel 5.30 Daya Dukung Kelompok Blok Tiang Metode Randolph Murphy	163

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Letak Gedung Kampus 2 IAIN Pekalongan	4
Gambar 3.1 Skema Uji Standart Penetration Test	11
Gambar 3.2 Tiang Ditinjau dari Cara Mendukung Bebannya	14
Gambar 3.3 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Perioda Pendek (Ss)	25
Gambar 3.4 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Perioda 1 Detik (S1)	25
Gambar 3.5 Susunan Tiang Yang Umum Digunakan Dilapangan	33
Gambar 3.6 Gaya Kelompok Tiang Ketika Dibebani Vertikal dan Momen di kedua Arah Sumbunya	34
Gambar 3.7 Defleksi Akibat Gaya Lateral Untuk Pondasi Tiang Panjang	35
Gambar 3.8 Kelompok Tiang Dalam Tanah Lempung Yang Bekerja Sebagai Blok	37
Gambar 4.1 Bagan Alir Program ETABS	41
Gambar 4.2 Bagan Alir Metode Penelitian Tugas Akhir	42
Gambar 5.1 Denah Pondasi Berdasarkan Beban Aksial Terbesar	44
Gambar 5.2 Permodelan Struktur Gedung Perkuliahan Kampus 2 IAIN Pekalongan	57
Gambar 5.3 Portal 3D Arah X	58
Gambar 5.4 Portal 3D Arah Y	58
Gambar 5.5 Data Pengujian NSPT dan Borlog	61
Gambar 5.6 Data Tanah Berdasar Pengujian Laboratorium	62
Gambar 5.7 Bentuk Pondasi Dimensi 0.3 m metode U.S. Army Corps	112
Gambar 5.8 Bentuk Pondasi Dimensi 0.4 m metode U.S. Army Corps	115
Gambar 5.9 Bentuk Pondasi Dimensi 0.5 m metode U.S. Army Corps	119
Gambar 5.10 Bentuk Pondasi Dimensi 0.3 m metode Tomlinson	122
Gambar 5.11 Bentuk Pondasi Dimensi 0.4 m metode Tomlinson	125
Gambar 5.12 Bentuk Pondasi Dimensi 0.5 m metode Tomlinson	129
Gambar 5.13 Bentuk Pondasi Dimensi 0.3 m metode Randolph and Murphy	132
Gambar 5.14 Bentuk Pondasi Dimensi 0.4 m metode Randolph and Murphy	136

Gambar 5.15 Bentuk Pondasi Dimensi 0.5 m metode Randolph and Murphy 139

## DAFTAR GRAFIK

Grafik 3. 1 Kuat Geser Undrained, $C_u$ ( $kN/m^2$ )	17
Grafik 3.2 Hubungan Antara Faktor Adhesi Dan Kohesi Untuk Tiang Pancang Dalam Tanah Lempung (Tomlinson,1977)	19
Grafik 3.3 Hubungan Faktor Adhesi Dan Kohesi Untuk Tiang Pancang Dalam Tanah Lempung (Randolph and Murphy,1985)	22
Grafik 3.4 Faktor Kapasitas Dukung untuk mencari Nilai $N^*c$	37
Grafik 5.1 Kuat Geser Undrained Kedalaman 0-2 Meter Dimensi Tiang 0,3 m, $C_u$ ( $kN/m^2$ )	64
Grafik 5.2 Kuat Geser Undrained Kedalaman 2-4 Meter Dimensi Tiang 0,3 m, $C_u$ ( $kN/m^2$ )	65
Grafik 5.3 Kuat Geser Undrained Kedalaman 4-6 Meter Dimensi Tiang 0,3 m, $C_u$ ( $kN/m^2$ )	66
Grafik 5.4 Kuat Geser Undrained Kedalaman 0-2 Meter Dimensi Tiang 0,4 m, $C_u$ ( $kN/m^2$ )	68
Grafik 5.5 Kuat Geser Undrained Kedalaman 2-4 Meter Dimensi Tiang 0,4 m, $C_u$ ( $kN/m^2$ )	69
Grafik 5.6 Kuat Geser Undrained Kedalaman 4-6 Meter Dimensi Tiang 0,4 m, $C_u$ ( $kN/m^2$ )	70
Grafik 5.7 Kuat Geser Undrained Kedalaman 0-2 Meter Dimensi Tiang 0,5 m, $C_u$ ( $kN/m^2$ )	72
Grafik 5.8 Kuat Geser Undrained Kedalaman 2-4 Meter Dimensi Tiang 0,5 m, $C_u$ ( $kN/m^2$ )	73
Grafik 5.9 Kuat Geser Undrained Kedalaman 4-6 Meter Dimensi Tiang 0,5 m, $C_u$ ( $kN/m^2$ )	74
Grafik 5.10 Hubungan Antara Faktor Adhesi Dan Kohesi Untuk Tiang Pancang Dalam Tanah Lempung (Tomlinson,1977)	77
Grafik 5.11 Nilai $\alpha$ Pada Kedalaman 2-4 m Dimensi Tiang 0,3 m Berdasarkan Nilai $C_u$	78

Grafik 5.12 Nilai $\alpha$ Pada Kedalaman 4-6 m Dimensi Tiang 0,3 m Berdasarkan Nilai Cu	79
Grafik 5.13 Nilai $\alpha$ Pada Kedalaman 0-2 m Dimensi Tiang 0,4 m Berdasarkan Nilai Cu	81
Grafik 5.14 Nilai $\alpha$ Pada Kedalaman 2-4 m Dimensi Tiang 0,4 m Berdasarkan Nilai Cu	82
Grafik 5.15 Nilai $\alpha$ Pada Kedalaman 4-6 m Dimensi Tiang 0,4 m Berdasarkan Nilai Cu	83
Grafik 5.16 Nilai $\alpha$ Pada Kedalaman 0-2 m Dimensi Tiang 0,5 m Berdasarkan Nilai Cu	85
Grafik 5.17 Nilai $\alpha$ Pada Kedalaman 2-4 m Dimensi Tiang 0,5 m Berdasarkan Nilai Cu	86
Grafik 5.18 Nilai $\alpha$ Pada Kedalaman 2-4 m Dimensi Tiang 0,5 m Berdasarkan Nilai Cu	87
Grafik 5.19 Nilai Adhesi Berdasarkan $Cu/\sigma'v$ Kedalaman 0-2 m dengan Dimensi Tiang 0,3 m	91
Grafik 5. 20 Nilai Adhesi Berdasarkan $Cu/\sigma'v$ Kedalaman 2-4 m dengan Dimensi Tiang 0,3 m	92
Grafik 5.21 Nilai Adhesi Berdasarkan $Cu/\sigma'v$ Kedalaman 5 m dengan Dimensi Tiang 0,3 m	93
Grafik 5.22 Nilai Adhesi Berdasarkan $Cu/\sigma'v$ Kedalaman 6 m dengan Dimensi Tiang 0,3 m	95
Grafik 5.23 Nilai Adhesi Berdasarkan $Cu/\sigma'v$ Kedalaman 0-2 m dengan Dimensi Tiang 0,4 m	98
Grafik 5.24 Nilai Adhesi Berdasarkan $Cu/\sigma'v$ Kedalaman 2-4 m dengan Dimensi Tiang 0,4 m	99
Grafik 5.25 Nilai Adhesi Berdasarkan $Cu/\sigma'v$ Kedalaman 5 m dengan Dimensi Tiang 0,4 m	100
Grafik 5.26 Nilai Adhesi Berdasarkan $Cu/\sigma'v$ Kedalaman 6 m dengan Dimensi Tiang 0,3 m	102

Grafik 5.27 Nilai Adhesi Berdasarkan $C_u/\sigma'_v$ kedalaman 0-2 m dengan Dimensi Tiang 0,5 m	105
Grafik 5.28 Nilai Adhesi Berdasarkan $C_u/\sigma'_v$ kedalaman 2-4 m dengan Dimensi Tiang 0,5 m	106
Grafik 5.29 Nilai Adhesi Berdasarkan $C_u/\sigma'_v$ kedalaman 5 m dengan Dimensi Tiang 0,5 m	107
Grafik 5.30 Nilai Adhesi Berdasarkan $C_u/\sigma'_v$ kedalaman 6 m dengan Dimensi Tiang 0,5 m	109
Grafik 5.31 Faktor Kapasitas Dukung Nilai $N^*c$ Tiang Pancang Dimensi 0,3 m Metode U.S. Army	142
Grafik 5.32 Faktor Kapasitas Dukung Nilai $N^*c$ Tiang Pancang Dimensi 0,4 m Metode U.S. Army	144
Grafik 5.33 Faktor Kapasitas Dukung Nilai $N^*c$ Tiang Pancang Dimensi 0,5 m Metode U.S. Army	146
Grafik 5.34 Faktor Kapasitas Dukung Nilai $N^*c$ Tiang Pancang Dimensi 0,3 m Metode Tomlinson	148
Grafik 5.35 Faktor Kapasitas Dukung Nilai $N^*c$ Tiang Pancang Dimensi 0,4 m Metode Tomlinson	150
Grafik 5.36 Faktor Kapasitas Dukung Nilai $N^*c$ Tiang Pancang Dimensi 0,5 m Metode Tomlinson	152
Grafik 5.37 Faktor Kapasitas Dukung Nilai $N^*c$ Tiang Pancang Dimensi 0,3 m Randolph and Murphy	154
Grafik 5.38 Faktor Kapasitas Dukung Nilai $N^*c$ Tiang Pancang Dimensi 0,4 m Metode Randolph and Murphy	156
Grafik 5.39 Faktor Kapasitas Dukung Nilai $N^*c$ Tiang Pancang Dimensi 0,5 m Metode Randolph and Murphy	158
Grafik 5.40 Daya Dukung Ijin Tunggal Pondasi	160
Grafik 5.41 Grafik Kebutuhan Tiang Pondasi	161
Grafik 5.42 Grafik Daya Dukung Kelompok Blok Pondasi Tiang	163



## DAFTAR LAMPIRAN

- Lampiran 1. Gambar Denah Bangunan
- Lampiran 2. Hasil *ETABS*
- Lampiran 3. Katalog Tiang Pancang Wika Beton *Square Piles*

## DAFTAR NOTASI

$SF$	= Safety Factor
$Qp$	= Tahanan Ujung
$qp$	= Daya Dukung Tanah
$Cu$	= Nilai Kohesi
$Ap$	= Luas Ujung Tiang
$Qs$	= Tahanan Selimut
$f_s$	= Adhesi Antar Tiang Dan Tanah Sekitarnya
$As$	= Keliling Selimut Tiang Pancang
$\sigma'_v$	= Tekanan Vertikal Efektif Tanah
$z$	= Kedalaman Tanah
$\gamma_d$	= Berat Volume Tanah Kering
$\gamma_{sat}$	= Berat Volume Tanah Jenuh Air
$\gamma_w$	= Berat Volume Air
$S_s$	= Parameter Percepatan Respons Gempa Pada Periode Pendek
$S_1$	= Parameter Percepatan Respons Gempa Pada Periode 1 Detik
$S_{ms}$	= Pengaruh Situs Pada Periode Pendek
$S_{m1}$	= Pengaruh Situs Pada Periode Panjang
$S_{DS}$	= Parameter Percepatan Respons Pada Periode Pendek
$S_{D1}$	= Parameter Percepatan Respons Pada Periode Panjang
$T_a$	= Periode natural
$C_t$	= Koefisien Tipe Struktur
$h$	= Tinggi Bangunan Diatas Jepitan
$x$	= Koefisien Parameter Periode Struktur
$T_{-max}$	= Periode Natural Maximum
$C_u$	= Koefisien Batas Atas Pada Periode Yang Dihitung
$T_a$	= Periode Natural (Dt)

$\alpha$	= Faktor Adhesi
$t$	= Tinggi Tiang
$Q_u$	= Daya Dukung Ultimit Tiang
$Q_{all}$	= Daya Dukung Ijin Tiang
$D$	= Beban mati
$L$	= Beban Hidup
$E_x$	= Beban Gempa Arah x
$E_y$	= Beban Gempa Arah y
$Q_d$	= Beban Mati Tambahan
$F_i$	= Gaya Horizontal Tingkat ke-i
$W_i$	= Berat Lantai ke-i
$H_i$	= Tinggi Lantai ke-i
$V$	= Gaya Geser Dasar
$n$	= Jumlah Tiang Kelompok
$\sum P_{max}$	= Beban Maksimal Yang Berada Diatas Pondasi Rencana
$P_{maks}$	= Beban Maksimal Yang Diterima Oleh Tiang
$M_x$	= Momen Arah X
$M_y$	= Momen Arah Y
$H$	= Gaya Geser Yang Bekerja
$V$	= Gaya Geser
$H_u$	= Daya Dukung Horizontal Ultimit Tiang
$d$	= Dimensi Tiang
$f$	= Tinggi Reaksi Tanah
$L$	= Panjang Tiang Rencana
$\sum Q_{blok}$	= Daya Dukung Blok
$L_g$	= Panjang Blok Pondasi Kelompok
$B_g$	= Lebar Blok Pondasi Kelompok
$N \cdot c$	= Faktor Kapasitas Dukung
$\sum C_u \times \Delta L$	= Kohesi Tanah Disekeliling Kelompok Tiang

## ABSTRAK

Gedung kampus 2 IAIN Pekalongan dibangun dengan tujuan untuk mendukung sarana dan prasarana kegiatan perkuliahan dilingkungan civitas akademika kampus IAIN Pekalongan. Lokasi gedung kampus 2 IAIN Pekalongan terletak di Jalan Kajen-Bojong, Rowolaku, Kecamatan Kajen, Kabupaten Pekalongan, Jawa Tengah. Di dalam pembangunan suatu proyek konstruksi, pondasi adalah hal yang paling penting dikarenakan berfungsi untuk meneruskan beban struktur di atasnya ke lapisan tanah dibawahnya. Peneliti dalam kasus ini ingin menganalisis pondasi tiang pancang dengan variasi dimensi sehingga dapat menghasilkan pemilihan pondasi yang efektif, aman serta ekonomis dari hasil perhitungan analisis pondasi tiang pancang.

Perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang menggunakan variasi dimensi untuk mengetahui kekuatan tiang pancang untuk menahan beban struktur di atasnya, yakni dengan variasi dimensi 0,3 m, 0,4 m, dan 0,5m. Pada kondisi tanah lempung perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang menggunakan metode U.S Army Corps, Tomlinson, dan Randolph and Murphy.

Hasil analisis kapasitas dukung tiang pancang tunggal metode U.S. Army Corps dimensi 0,3 m, 0,4 m, dan 0,5 m diperoleh masing-masing sebesar 480,326 kN, 669,235 kN, dan 872,544 kN. Metode Tomlinson dimensi 0,3 m, 0,4 m, dan 0,5 m diperoleh masing-masing sebesar 469,882 kN, 655,309 kN, dan 855,136 kN. Metode Randolph and Murphy dimensi 0,3 m, 0,4 m, dan 0,5 m diperoleh masing-masing sebesar 398,899 kN, 560,666 kN, dan 736,832 kN. Dari hasil kapasitas dukung blok didapatkan daya dukung lebih besar dari beban aksial yang akan diterima  $P = 1075,5$  kN berdasarkan jumlah tiang yang dibutuhkan disetiap metode.

Kata kunci: Pondasi Tiang Pancang, Kapasitas Dukung.

## ABSTRACT

*Lecture building 2 of IAIN Pekalongan was built with the purpose of supporting the facilities and infrastructure of lecture activities in the IAIN Pekalongan campus academic community. The location of IAIN Pekalongan lecture building 2 is located on Kajen-Bojong street, Rowolaku, Kajen District, Pekalongan Regency, Central Java. Foundation is the most important part during the construction project, because it carries on structural loads above it to the soil layers below. Researcher in this problem wants to analyze the pile foundation with dimension variation of pile foundation, therefore it can result an effective, safe and economical foundation from the analysis of the pile foundation calculation.*

*Calculation of bearing capacity of the pile foundation used dimension variation to know the strength of the holding the load of the structure above it, which is using with dimension variation 0.3 m, 0.4 m and 0.5 m. In clay soil condition the bearing capacity of the pile foundation used the U.S Army Corps, Tomlinson, and Randolph and Murphy methods.*

*. Analysis results for bearing capacity calculation of single pile foundation using U.S. Army Corps method with dimension variation of 0,3 m, 0,4 m and 0,5 m were obtained at 480,326 kN, 669,235 kN, and 855,136 kN. Tomlinson method with dimension variation of 0,3 m, 0,4 m and 0,5 m were obtained at 469,882 kN, 655,309 kN, and 855,136 kN. Randolph and Murphy method with dimension variation of 0,3 m, 0,4 m and 0,5 m were obtained at 398,899 kN, 560,666 kN, and 736,832 kN. Meanwhile, the results of group (block) bearing capacity calculation shows that the bearing capacity was bigger than the axial load received  $P = 1075,5$  kN based on the piles needed for each method.*

*Keywords: Pile Foundation, Bearing Capacity.*

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Institut Agama Islam Negeri atau IAIN adalah perguruan tinggi di Indonesia yang menyelenggarakan pendidikan akademik dengan disiplin ilmu keagamaan islam. Di Indonesia sangat banyak ditemukan kampus IAIN dari berbagai wilayah salah satunya adalah kampus IAIN Pekalongan. Gedung kampus 2 IAIN Pekalongan dibangun dengan tujuan untuk mendukung sarana dan prasarana kegiatan perkuliahan dilingkungan civitas akademika kampus IAIN Pekalongan. Lokasi gedung kampus 2 IAIN Pekalongan terletak di Jalan Kajen-Bojong, Rowolaku, Kecamatan Kajen, Kabupaten Pekalongan, Jawa Tengah.

Di dalam pembangunan suatu proyek konstruksi, pondasi merupakan hal yang paling penting dikarenakan pondasi berfungsi untuk memikul dan menahan semua beban struktur yang ada di atasnya dan meneruskannya ke lapisan tanah dibawahnya.

Perencanaan pondasi harus dirancang agar dapat mendukung beban sampai batas keamanan tertentu. Ada beberapa macam pondasi yang tidak mungkin dilaksanakan dalam suatu proyek, apabila kondisi lingkungan yang tidak memungkinkan dengan adanya pekerjaan yang baik dan sesuai dengan perencanaan yang memadai, serta struktur pondasi yang dipilih itu dilengkapi pertimbangan mengenai kondisi tanah pondasi dan batasan-batasan strukturnya.

Gedung perkuliahan kampus 2 IAIN Pekalongan melakukan penyelidikan tanah yang bertujuan untuk mengetahui tingkat kepadatan tanah, struktur perlapisan tanah, jenis tanah, dan sifat-sifat karakteristik tanah. Data penyelidikan tanah akan digunakan untuk analisis jenis pondasi dan kedalaman pondasi serta kapasitas dukung tanah pada proyek gedung perkuliahan IAIN Pekalongan.

Gedung perkuliahan kampus 2 IAIN Pekalongan dibangun dengan struktur bawah menggunakan pondasi tiang pancang dengan dimensi 0,3m dengan kedalaman 16m. Pemilihan tipe pondasi tiang didasarkan atas fungsi bangunan atas (*upper structure*) yang akan dipikul oleh pondasi tersebut, besarnya beban dan

beratnya bangunan atas, keadaan tanah dimana bangunan tersebut akan didirikan, dan biaya pondasi dibandingkan dengan bangunan atas (Sardjono, 1998).

Alasan perencanaan ulang struktur bawah tanah dengan pondasi tiang pancang, yakni sebagai berikut:

1. Analisis daya dukung pondasi tiang pancang dengan pondasi eksisting.
2. Tidak bermasalah dengan muka air dangkal.
3. Kualitas beton baik karena dibuat di pabrik.
4. Menimbulkan getaran namun tidak terlalu mengganggu lingkungan penduduk.
5. Mencari nilai daya dukung pondasi yang sesuai agar pelaksanaan lebih efektif dan efisien.

Berdasarkan uraian latar belakang diatas, judul penelian yang akan penulis angkat dalam tugas akhir ini adalah “Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Dengan Variasi Dimensi Pada Tanah Lempung” Studi (Kasus Gedung Kampus 2 IAIN Pekalongan, Jawa Tengah)”.

## **1.2 Rumusan Masalah**

Berdasarkan latar belakang yang telah dipaparkan sebelumnya, rumusan masalah pada perancangan ini sebagai berikut.

1. Bagaimana kapasitas dukung pondasi eksisting?
2. Bagaimana kapasitas dukung pondasi dengan dimensi berbeda?
3. Bagaimana kekuatan tiang terhadap gaya lateral pondasi tiang pancang dan berdasarkan kelompok tiang?

## **1.3 Tujuan Perencanaan**

Berdasarkan rumusan masalah di atas, maka tujuan penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Mengetahui perbandingan kapasitas dukung pondasi eksisting.
2. Mengetahui kapasitas dukung pondasi dengan dimensi yang berbeda.

3. Mengetahui bagaimana kekuatan tiang terhadap gaya lateral pondasi tiang pancang berdasarkan kelompok tiang.

#### 1.4 Batasan Masalah

Adapun agar tugas akhir ini tidak meluas permasalahannya dan dapat terarah dengan baik sesuai tujuan awal perancangan, maka perlu ditetapkan batasan. Batasan-batasan dalam perancangan ulang ini antara lain sebagai berikut.

1. Lokasi penelitian adalah pembangunan gedung kampus 2 IAIN Pekalongan Jalan Kajen-Bojong, Rowolaku, Kecamatan Kajen, Kabupaten Pekalongan, Jawa Tengah.
2. Struktur bawah yang akan analisis ulang berupa pondasi tiang pancang.
3. Dimensi pondasi tiang pancang yang digunakan adalah 0,4 dan 0,5 m dengan panjang tiang adalah 16m, sedangkan dimensi pondasi eksisting 0,3m dengan panjang tiang 16m.
4. Data geoteknik yang digunakan adalah hasil penyelidikan tanah *bor log* dan *N-SPT* gedung kampus 2 IAIN Pekalongan.
5. Perhitungan struktur bangunan gedung sesuai dengan peraturan SNI- 03-2847-2013 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, perencanaan tahan gempa sesuai dengan peraturan SNI-03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung.
6. Program yang digunakan untuk analisis pembebanan gedung kampus 2 IAIN Pekalongan adalah *ETABS*.
7. Beban gempa yang diperhitungkan yaitu di wilayah Pekalongan, Jawa Tengah.
8. Angka aman (*safety factor*) yang digunakan pada pondasi ditetapkan untuk tiang pancang sebesar 2,5.
9. Kontrol gaya lateral terhadap kelompok tiang.
10. Kolom yang digunakan sebagai analisis adalah kolom K1.
11. Penurunan pondasi tiang pancang diabaikan.



### 1.5 Lokasi Perencanaan

Lokasi gedung baru kampus terpadu IAIN Pekalongan terletak di Jalan Kajen-Bojong, Rowolaku, Kecamatan Kajen, Kabupaten Pekalongan, Jawa Tengah. Gambar 1.1 berikut ini.



**Gambar 1. 1 Letak Gedung Kampus 2 IAIN Pekalongan**

### 1.6 Manfaat Penelitian

Manfaat dari penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Dapat dijadikan bahan referensi pembaca untuk menganalisis ulang suatu konstruksi pondasi.
2. Menambah pengetahuan bagi pembaca mengenai kapasitas daya dukung pada pondasi tiang pancang.

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Pondasi tiang pancang adalah bagian struktur bangunan yang memiliki fungsi untuk meneruskan beban struktur ke lapisan tanah keras di bawahnya. Pondasi tiang pancang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Pondasi tiang pancang dipasang dengan membuat bahan berbentuk bulat atau bujursangkar memanjang yang dicetak terlebih dahulu dan kemudian dipancang atau ditekan ke dalam tanah (Hary Christiady Hardiyatmo, 2010).

Penggunaan pondasi dalam sebagai pondasi bangunan apabila tanah yang berada di bawah dasar bangunan tidak mempunyai daya dukung (*bearing capacity*) yang cukup untuk memikul berat bangunan dan beban yang bekerja padanya (Sardjono, 1988). Atau apabila tanah yang mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan seluruh beban yang bekerja berada pada lapisan yang sangat dalam dari permukaan tanah kedalaman  $> 8\text{m}$  (Bowles, 1997).

#### **2.2 Pondasi Tiang Pancang**

Penelitian yang dilakukan oleh Karisma 2012 dengan judul —Tinjauan Perencanaan Substruktur Gedung Universitas Patria Artha yang bertujuan untuk mengetahui perbandingan hasil perencanaan pondasi tiang bor dengan alternatif pondasi tiang pancang pada struktur bawah Gedung Universitas Patria Artha dengan mempertimbangkan daya dukung tiang dan keefisienan dari struktur itu sendiri. Dimensi tiang pancang yang dijadikan alternatif berbentuk silinder dengan diameter 0,5 m dan 0,6 m. Berdasarkan perhitungan diperoleh daya dukung tiang pancang sebesar 179,2 Ton dan 254,34 Ton. Sehingga dilihat dari daya dukung tiang yang diperoleh dari perhitungan memperlihatkan bahwa tiang pancang memiliki daya dukung tiang yang lebih baik karena berbentuk silinder dan dimensi yang besar sehingga bangunan tidak mudah rusak dibandingkan dengan *7 bored*

*pile*. Sedangkan dari segi perhitungan efisiensi memperlihatkan bahwa *bored pile* lebih efisien dibandingkan dengan tiang pancang.

Penelitian yang dilakukan oleh Arifta 2016 dengan judul —*Redesign Pondasi Tiang Pancang Pada Proyek Pembangunan Gedung B Fakultas Biologi UGM* yang bertujuan untuk mengetahui seberapa besar kapasitas dukung pondasi jika menggunakan tiang pancang, dan diameter serta jumlah tiang yang dibutuhkan menggunakan metode statis berdasarkan nilai sondir. Analisis dilakukan menggunakan program *SAP2000*, dari analisis yang dilakukan didapat beban struktur bangunan ( $P$ ) = 526,4488 Ton. Berdasarkan analisis metode statis menggunakan data sondir dengan diameter tiang 40 cm, kapasitas dukung ijin tiang tunggal ( $Q_a$ ) = 343,977 Ton dan kapasitas dukung kelompok tiang ( $Q_g$ ) = 683,826 Ton. Diameter tiang 30cm, kapasitas dukung ijin tiang tunggal ( $Q_a$ ) = 275,452 Ton dan kapasitas dukung kelompok tiang ( $Q_g$ ) = 547,598 Ton. Diameter tiang 20cm, kapasitas dukung ijin tiang tunggal ( $Q_a$ ) = 227,292 Ton dan kapasitas dukung kelompok tiang ( $Q_g$ ) = 679,148 Ton. Ketiga variasi diameter tersebut nilai kapasitas dukung tiang kelompok lebih besar dari beban struktur sehingga aman untuk mendukung beban struktur.

Penelitian yang dilakukan oleh Setiyono 2012 dengan judul —*Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Gedung Rusunawa Universitas Pembangunan Nasional — Veteran* | Jawa Timur melakukan uji sondir di lapangan diketahui tanah dilokasi tersebut masuk dalam kategori tanah kohesif. Kedalaman tanah keras yang dapat menahan beban stuktur atas berada pada kedalaman 16 m, maka dari itu sebaiknya digunakan pondasi tiang pancang. Analisa dilakukan terhadap 3 jenis variasi tiang, yaitu tiang bentuk lingkaran, persegi dan segienam dengan masing-masing variasi terdiri dari 3 ukuran garis tengah yaitu 30 cm, 35 cm dan 40 cm. Hasil analisis yang didapat tiang dengan dimensi 40 cm paling memenuhi kriteria, sehingga bisa digunakan sebagai pondasi tiang yang baru.

Penelitian yang dilakukan oleh Dirgananta 2018 dengan judul—*Perencanaan Ulang Pondasi Tiang Pancang dengan Variasi Diameter Pada*

Proyek Pembangunan Rumah Sakit Universitas Islam Indonesia di Bantul, Yogyakarta yang bertujuan untuk mengetahui perbandingan kapasitas dukung pondasi eksisting yakni tiang bor dengan diameter 80 cm dengan alternatif menggunakan tiang pancang dengan variasi diameter 0,3 m, 0,4 m, dan 0,5 m. Analisis dilakukan menggunakan program *SAP2000*, dari analisis yang dilakukan didapat  $P = 730.533$  Ton. Hasil analisis kapasitas dukung kelompok tiang ( $Q_g$ ) metode *Meyerhoff* diameter 0,3 m, 0,4 m, dan 0,5 m, diperoleh masing-masing sebesar 822,617 Ton, 864,149 Ton, dan 934,279 Ton. Metode Aoki De Alencar masing-masing sebesar 775,975 Ton, 804,466 Ton, dan 819,982 Ton. Metode Luciano Decourt masing-masing sebesar 733,560 Ton, 873,776 Ton, dan 904,250 Ton lebih besar dari  $P = 730,553$  Ton, sehingga pondasi tiang pancang dengan diameter 0,3 m, 0,4 m, dan 0,5 m, aman digunakan dalam pembangunan gedung RSA Universitas Islam Indonesia.

### **2.3 Keaslian Tugas Akhir**

Berdasarkan penelitian-penelitian yang telah dilakukan sebelumnya, terdapat beberapa perbandingan dengan tugas akhir ini. Hal tersebut tertera pada Tabel 2.1. berikut.

**Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Perancangan Sekarang**

<b>PENELITI</b>	<b>JUDUL</b>	<b>TUJUAN</b>	<b>METODE</b>	<b>HASIL</b>
Karisma (2012)	Tinjauan perencanaan substruktur gedung Universitas Patra Artha	Mengetahui perbandingan kapasitas dukung tiang eksisting yakni tiang bor dengan alternatif tiang pancang dengan variasi diameter	• Meyeroff.	• Menggunakan dimensi tiang pancang 0,5 m dan 0,6 m. Dari analisis yang dilakukan didapat daya dukung tiang pancang sebesar 179,25 Ton dan 254, 34 Ton.
Arifta (2016)	Redesign fondasi tiang pancang pada proyek pembangunan gedung B fakultas biologi UGM	Membandingkan kapasitas dukung pondasi dengan variasi diameter	• Meyeroff.	• Beban struktur bangunan (aksial) = 526,4488 Ton, D = 40 cm, kapasitas dukung ijin tiang tunggal (Qa) = 343,977 Ton dan kapasitas dukung kelompok tiang (Qg) = 683,826 Ton. Diameter tiang 30cm (Qa) = 275,452 Ton (Qg) = 547,598 Ton. Diameter tiang 20cm, (Qa) = 227,292 Ton dan (Qg) = 679,148 Ton
Setiyono (2012)	Perencanaan pondasi tiang pancang gedung rusunawa Universitas Pembangunan Nasional —Veteranl Jawa Timur	Membandingkan kapasitas dukung tiang dengan 3 jenis tiang, yaitu lingkaran, persegi, dan segi enam dengan masing-masing terdiri variasi diameter tiang.	• Statis dengan metode Bagemann	• Ukuran pondasi dengan diameter 40 cm yang memenuhi kriteria ekonomis, yaitu daya dukung yang kuat dan membutuhkan jumlah yang sedikit

**Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Perancangan Sekarang**

<b>PENELITI</b>	<b>JUDUL</b>	<b>TUJUAN</b>	<b>METODE</b>	<b>HASIL</b>
Dirgananta (2018)	Perencanaan ulang struktur bawah dengan pondasi tiang pancang pada RSA Universitas Islam Indonesia	Mengetahui perbandingan kapasitas dukung pondasi eksisting yakni tiang bor dengan variasi diameter menggunakan tiang pancang serta mengetahui penurunan pada pondasi tiang	•Meyerhoff, Aoki De Alencar, Luciano Decourt	• kapasitas dukung kelompok tiang (Qg) metode <i>Meyerhoff</i> diameter 0,3 m, 0,4 m, dan 0,5 m, diperoleh masing-masing sebesar 822,617 Ton, 864,149 Ton, dan 934,279 Ton. Metode Aoki De Alencar masing-masing sebesar 775,975 Ton, 804,466 Ton, dan 819,982 Ton. Metode Luciano Decourt masing-masing sebesar 733,560 Ton, 873,776 Ton, dan 904,250 Ton lebih besar dari P = 730,553 Ton
Priambodo (2020)	Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Variasi Dimensi Pada Tanah Lempung	Mengetahui daya dukung pondasi tiang pancang dengan variasi dimensi	• U.S. Army Corps, Tomlinson, Randolph and Murphy	

## **BAB III**

### **LANDASAN TEORI**

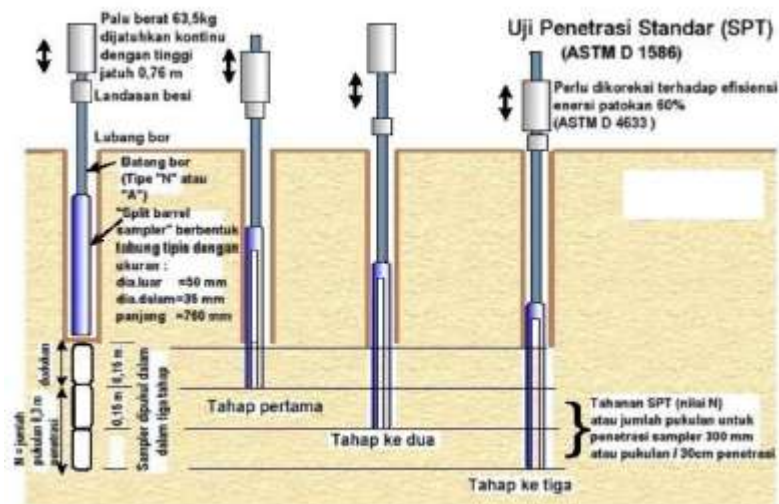
#### **3.1 Tanah**

Dalam pandangan teknik sipil, tanah adalah himpunan mineral, bahan organik, dan endapan-endapan yang relative lepas (*loose*), yang terletak di atas batuan dasar (*bedrock*). Ikatan antara butiran yang relatif lemah dapat disebabkan oleh karbonat, zat organik, atau oksida-oksida yang mengendap di antara partikel. Ruang di antara partikel-partikel dapat berisi air, udara ataupun keduanya. Proses pelapukan batuan atau proses geologi lainnya yang terjadi di dekat permukaan bumi membentuk tanah. Pembentukan tanah dari batuan induknya, dapat berupa proses fisik maupun kimia. Proses pembentukan tanah secara fisik yang mengubah batuan menjadi partikel-partikel yang lebih kecil, terjadi akibat pengaruh erosi, angin, air, es, manusia, atau hancurnya partikel tanah akibat perubahan suhu atau cuaca. Partikel-partikel mungkin berbentuk bulat, bergerigi, maupun bentuk-bentuk diantaranya. Umumnya, pelapukan akibat proses kimia dapat terjadi oleh pengaruh oksigen, karbondioksida, air (terutama yang mengandung asam atau alkali) dan proses-proses kimia yang lain. Jika hasil pelapukan masih berada di tempat asalnya, maka tanah ini disebut *tanah residual (residual soil)* dan apabila tanah berindah tempatnya, disebut *tanah terangkut (transported soil)* (Hardiyatmo, 2002).

Tanah memiliki peranan yang sangat penting dalam suatu pekerjaan konstruksi. Tanah adalah sebagai dasar pendukung suatu bangunan atau bahan konstruksi dari bangunan itu sendiri seperti tanggul atau bendungan dan terkadang juga sebagai penyebab timbulnya gaya luar pada bangunan. Pada umumnya semua bangunan dibuat diatas atau dibawah permukaan tanah, maka diperlukan suatu sistem pondasi yang akan menyalurkan beban dari bangunan ke tanah (Bowless, 1997).

### 3.2 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah adalah kegiatan yang bertujuan untuk mendapatkan informasi mengenai jenis dan karakteristik tanah sesuai kedalaman perencanaan pondasi. Penyelidikan tanah, mencakup antara lain pengeboran tanah, pengambilan contoh tanah, pengujian lapangan, dan pengujian laboratorium. Dari hasil penyelidikan tanah ini akan dipilih jenis, kedalaman maupun dimensi pondasi yang paling ekonomis dan tentunya aman digunakan. Berikut contoh penyelidikan tanah dilapangan dapat dilihat pada Gambar 3.1



Gambar 3. 1 Skema Uji Standart Penetration Test

### 3.3 Pondasi Tiang

Pondasi tiang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Pondasi jenis ini dapat digunakan untuk mendukung bangunan yang menahan gaya angkat ke atas, terutama pada bangunan-bangunan tingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya-gaya pengguling akibat beban angin (Hardiyatmo, 2010).

Pondasi tiang digunakan untuk beberapa tujuan sebagai berikut:

1. Untuk meneruskan beban bangunan yang terletak di atas air atau tanah lunak ke tanah pendukung yang kuat,



2. Untuk meneruskan beban ke tanah yang relatif lunak sampai kedalaman tertentu sehingga pondasi bangunan mampu memberikan dukungan yang cukup untuk mendukung beban tersebut oleh gesekan dinding tiang dengan tanah disekitarnya,
3. Untuk mengangker bangunan yang dipengaruhi oleh gaya angkat ke atas akibat tekanan hidrostatik atau momen penggulingan,
4. Untuk menahan gaya-gaya horisontal dan gaya yang arahnya miring, serta
5. Untuk mendukung pondasi bangunan yang permukaan tanahnya mudah tergerus air.

### 3.3.1 Pondasi Tiang Pancang

Tiang pancang umumnya berbentuk prisma atau bulat. Tiang-tiang dicetak di lokasi tertentu, kemudian diangkut ke lokasi pembangunan. Ukuran diameter yang biasanya dipakai untuk tiang yang tidak berlubang diantara 20 sampai 60 cm. Untuk tiang yang berlubang diameternya dapat mencapai 140 cm. Panjang tiang beton pracetak biasanya berkisar diantara 20 sampai 40 m. Untuk tiang beton berlubang bisa sampai 60 m. Beban maksimum untuk tiang ukuran kecil dapat berkisar di antara 300 sampai 800 kN (Hardiyatmo, 2002).

Keuntungan serta kerugian pemakaian tiang pancang pracetak antara lain dapat dilihat pada Tabel 3.1 berikut.

**Tabel 3.1 Keuntungan dan Kerugian Pemakaian Tiang Pancang Pracetak**

<b>PEMAKAIAN TIANG PANCANG PRACETAK</b>	
<b>KEUNTUNGAN</b>	<b>KERUGIAN</b>
1. Bahan tiang dapat diperiksa sebelum pemancangan.	1. Penggembungan permukaan tanah dan gangguan tanah akibat pemancangan dapat menimbulkan masalah.
2. Prosedur pelaksanaan tidak dipengaruhi oleh air tanah.	2. Tiang kadang-kadang rusak akibat pemancangan.
3. Tiang dapat dipancang sampai kedalaman yang dalam.	3. Pemancangan sulit, bila diameter tiang terlalu besar.
4. Pemancangan tiang dapat menambahkan kepadatan tanah granuler.	4. Pemancangan menimbulkan gangguan suara, getaran dan deformasi tanah yang dapat menimbulkan kerusakan bangunan di sekitarnya.

	5. Penulangan dipengaruhi oleh tegangan yang terjadi pada waktu pengangkatan dan pemancangan tiang.
--	---

### 3.3.2 *Safety Factor* (SF)

Untuk memperoleh kapasitas ijin tiang, maka diperlukan untuk membagi kapasitas ultimit dengan faktor aman tertentu. Faktor aman ini perlu diberikan dengan maksud sebagai berikut:

- a. Memberikan keamanan terhadap ketidakpastian metode hitungan yang digunakan,
- b. Memberikan keamanan terhadap variasi kuat geser dan kompresibilitas tanah,
- c. Meyakinkan bahwa bahan tiang cukup aman dalam mendukung beban yang bekerja,
- d. Meyakinkan bahwa penurunan total yang terjadi pada tiang tunggal atau kelompok masih tetap dalam batas-batas toleransi, dan
- e. Meyakinkan bahwa penurunan tidak seragam diantara tiang-tiang masih dalam batas toleransi.

#### 1. *Safety Factor* Tiang Pancang

*Safety factor* untuk tiang pancang menurut *Reese* dan *O'Neill* dapat dilihat pada Tabel 3.2 sebagai berikut.

**Tabel 3.2 *Safety factor* Tiang Pancang disarankan *Reese* dan *O'Neill***

Klasifikasi Struktur	Kontrol Baik	Kontrol Normal	Kontrol Jelek	Kontrol Sangat Jelek
Monumental	2,3	3	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2	2,3	2,8

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

Sehingga sesuai tabel dia atas dengan kondisi kontrol normal dan struktur secara permanen maka faktor aman yang digunakan 2,5 untuk pondasi tiang pancang.

### 3.4 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang

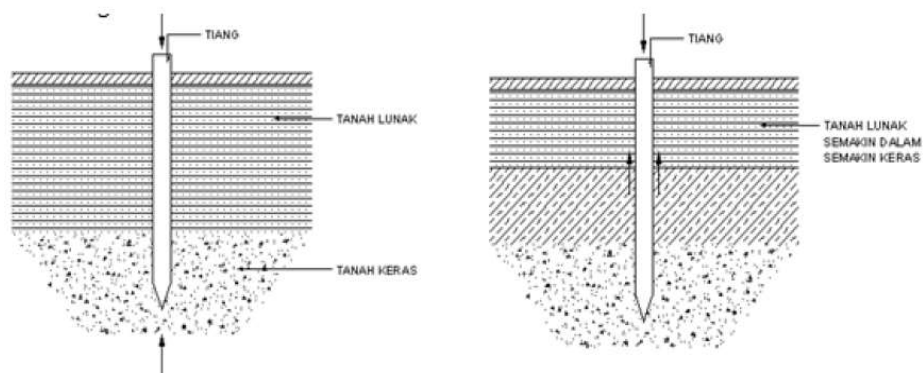
Ditinjau dari cara mendukung beban, tiang dapat dibagi menjadi 2 (dua) macam (Hardiyatmo, 2002), yaitu:

#### 1. Tiang gesek (*friction pile*)

Tiang gesek (*friction pile*) adalah tiang yang kapasitas dukungnya lebih ditentukan oleh perlawanan gesek antara dinding tiang dan tanah disekitarnya.

#### 2. Tiang dukung ujung (*end bearing pile*)

Tiang dukung ujung (*end bearing pile*) adalah tiang yang kapasitas dukungnya ditentukan oleh tahanan ujung tiang. Umumnya tiang dukung ujung berbeda dalam zone tanah yang lunak yang berada diatas tanah keras. Tiang-tiang dipancang sampai mencapai batuan dasar atau lapisan keras lain yang dapat mendukung beban yang diperkirakan tidak mengakibatkan penurunan berlebihan. Kapasitas tiang sepenuhnya ditentukan dari tahanan dukung lapisan keras yang berada dibawah ujung tiang. Hal ini dapat dilihat pada Gambar 3.2 tiang ditinjau dari cara mendukung bebannya.



**Gambar 3.2 Tiang Ditinjau dari Cara Mendukung Bebannya**

(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

### 3.4.1 Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal Berdasarkan Korelasi Data N-SPT

1. Nilai  $C_u$  berdasarkan korelasi dari nilai SPT pada hasil penyelidikan tanah dapat dilihat pada Tabel 3.3 berikut.

**Tabel 3.3 Hubungan antara parameter tanah untuk tanah lempung**

Konsistensi tanah	Taksiran harga kekuatan geser undrained, $C_u$		Taksiran harga SPT, harga N
	kPa	ton/ m <sup>2</sup>	
Sangat lunak (very soft)	0 – 12.5	0 – 1.25	0 – 2.5
Lunak (soft)	12.5 – 25	1.25 – 2.5	2.5 – 5
Menengah (medium)	25 – 50	2.5 – 5.	5 – 10
Kaku (stiff)	50 – 100	5.0 – 10.	10 – 20
Sangat kaku (very stiff)	100 – 200	10. – 20.	20 – 40
Keras (hard)	> 200	> 20.	> 40

(Sumber: Mochtar 2006, Revised 2012)

$$C_u = 4 \times N \text{ (pada kondisi tanah kohesif)} \quad (3.1)$$

dengan,

$C_u$  = nilai kohesi dasar tiang rencana

N = jumlah pukulan empiris

### 2. Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode *U.S Army Corps*

Kapasitas ultimit tiang pancang dalam tanah kohesif adalah jumlah tahanan gesek sisi tiang dan tahanan ujungnya. Besar tahanan gesek tiang tergantung bahan dan bentuk tiang. Umumnya, bila tanah homogen, tahanan gesek dinding yang berupa adhesi antara sisi tiang dan tanah akan berpengaruh besar pada kapasitas ultimitnya. Sehingga persamaan daya dukung pondasi tiang pancang metode *U.S Army Corps* sebagai berikut ini.

a. Tahanan Ujung ( $Q_p$ )

Pada penerapannya didalam perencanaan, nilai  $C_u$  tiap lapisan didapatkan berdasarkan hasil korelasi dari nilai  $SPT$  persamaan 3.2 dan persamaan 3.3 sebagai berikut.

$$Q_p = q_p \times A_p \quad (3.2)$$

$$q_p = N_c \times C_u \quad (3.3)$$

dengan,

$Q_p$  = Tahanan ujung (kN).

$q_p$  = daya dukung tanah (kN/m<sup>2</sup>)

$A_p$  = luas penampang tiang (m<sup>2</sup>)

$N_c$  = 9 diambil sama dengan (Skempton, 1959)

$C_u$  = nilai kohesi dasar tiang rencana

b. Tahanan Selimut ( $Q_s$ )

Tahanan selimut dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.4 dan Persamaan 3.5 berikut.

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \quad (3.4)$$

$$f_s = \alpha \times C_u \quad (3.5)$$

dengan,

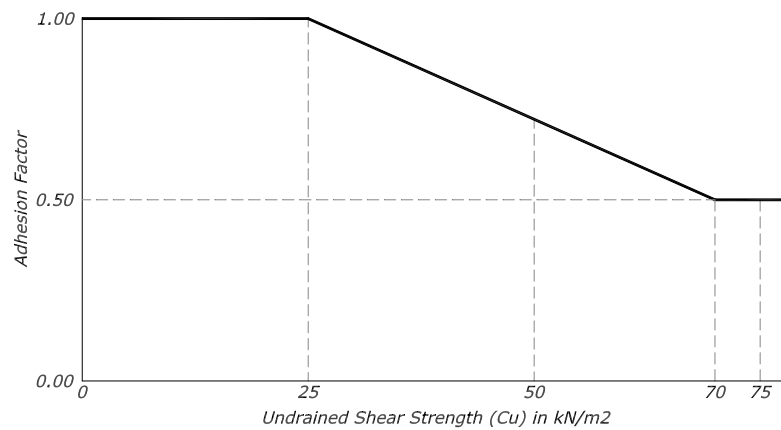
$Q_s$  = Tahanan selimut (kN),

$f_s$  = adhesi antara tiang dan tanah disekitarnya (kN/m<sup>2</sup>)

$t$  = panjang tiang pancang (m),

$A_s$  = keliling tiang pancang (m).

$\alpha$  = faktor adhesi diambil dari Grafik 3.1  $\alpha$  Metode U.S Army Corps dibawah



**Grafik 3.1 Kuat Geser Undrained, Cu (kN/m<sup>2</sup>)**

(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

c. Tahanan Ultimit ( $Q_u$ )

Tahanan ultimit dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.6 berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.6)$$

dengan,

$Q_u$  = Tahanan ultimit (kN)

$Q_p$  = Tahanan ujung (kN),

$Q_s$  = Tahanan selimut (kN).

d. Tahanan Ijin ( $Q_{all}$ )

Tahanan ijin dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.7 berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.7)$$

dengan,

$Q_a$  = Kapasitas daya dukung ijin pondasi,

$Q_u$  = Kapasitas ultimit pondasi, dan

$SF$  = Angka aman untuk tahanan ujung (tiang pancang 2,5)

### 3. Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode *Tomlinson*

Dari metode Tomlinson untuk kondisi tanah lempung memiliki perbedaan pencarian faktor adhesi ( $\alpha$ ) sebagai berikut

#### a. Tahanan Ujung ( $Q_p$ )

Pada penerapannya didalam perencanaan, nilai  $C_u$  tiap lapisan didapatkan berdasarkan hasil korelasi dari nilai *SPT* 3.8 dan persamaan 3.9 sebagai berikut.

$$Q_p = q_p \times A_p \quad (3.8)$$

$$q_p = N_c \times C_u \quad (3.9)$$

dengan,

$Q_p$  = Tahanan ujung (kN).

$q_p$  = daya dukung tanah (kN/m<sup>2</sup>),

$N_c$  = 9 diambil sama dengan (Skempton, 1959)

$C_u$  = nilai kohesi dasar tiang rencana

#### b. Tahanan Selimut ( $Q_s$ )

Tahanan selimut dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.10 dan Persamaan 3.11 berikut.

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \quad (3.10)$$

$$f_s = \alpha \times C_u \quad (3.11)$$

dengan,

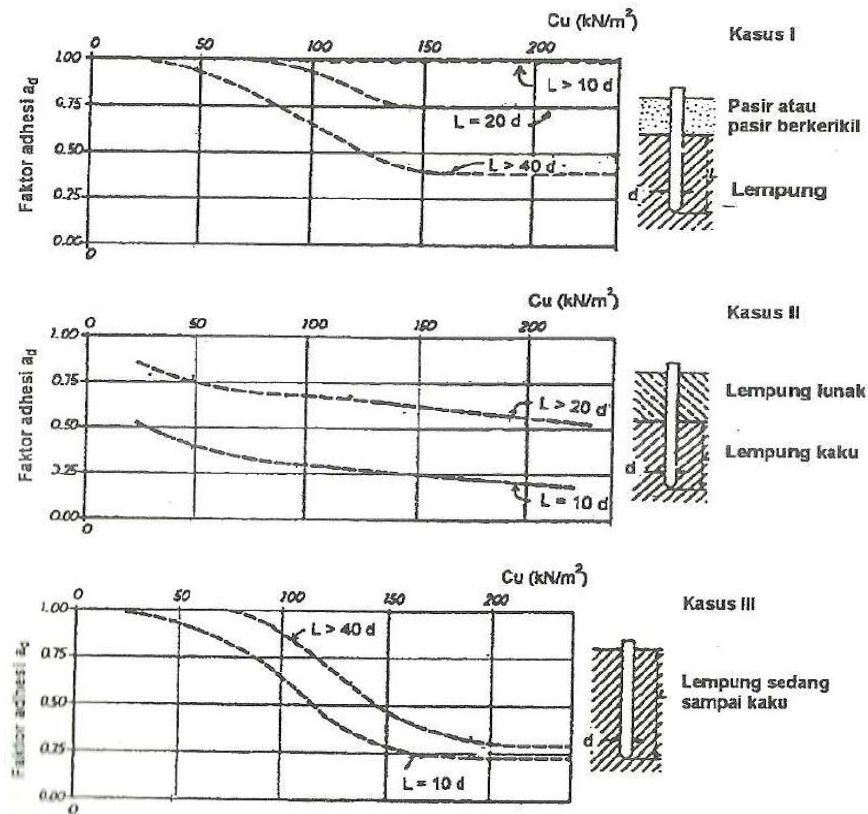
$Q_s$  = Tahanan selimut (kN),

$f_s$  = adhesi antara tiang dan tanah disekitarnya (kN/m<sup>2</sup>)

$t$  = panjang tiang pancang (m),

$A_s$  = keliling tiang pancang (m).

$\alpha$  = faktor adhesi diambil dari Grafik 3.2  $\alpha$  dengan kasus Metode Tomlinson berdasarkan kondisi tanah dibawah.



**Grafik 3.2 Hubungan Antara Faktor Adhesi Dan Kohesi Untuk Tiang Pancang Dalam Tanah Lempung (Tomlinson,1977)**

(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

c. Tahanan Ultimit ( $Q_u$ )

Tahanan ultimit dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.12 berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.12)$$

dengan,

$Q_u$  = Tahanan ultimit (kN)

$Q_p$  = Tahanan ujung (kN),

$Q_s$  = Tahanan selimut (kN).

d. Tahanan Ijin ( $Q_{all}$ )

Tahanan ijin dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.13 berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.13)$$



dengan,

$Q_a$  = Kapasitas daya dukung ijin pondasi,

$Q_u$  = Kapasitas ultimit pondasi, dan

$SF$  = Angka aman untuk tahanan ujung (tiang pancang 2,5)

#### 4. Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode *Randolph and Murphy*

Dari metode *Randolph and Murphy* untuk kondisi tanah lempung memiliki perbedaan pencarian faktor adhesi ( $\alpha$ ) sebagai berikut.

##### a. Tahanan Ujung ( $Q_p$ )

Pada penerapannya didalam perencanaan, nilai  $C_u$  tiap lapisan didapatkan berdasarkan hasil korelasi dari nilai  $SPT$  3.14 dan persamaan 3.15 sebagai berikut.

$$Q_p = q_p \times A_p \quad (3.14)$$

$$q_p = N_c \times C_u \quad (3.15)$$

dengan,

$Q_p$  = tahanan ujung (kN).

$q_p$  = daya dukung tanah (kN/m<sup>2</sup>)

$A_p$  = luas penampang tiang (m<sup>2</sup>)

$N_c$  = 9 diambil sama dengan (Skempton, 1959)

$C_u$  = nilai kohesi dasar tiang rencana

##### b. Tahanan Selimut ( $Q_s$ )

Tahanan selimut dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.16 dan Persamaan 3.17 berikut.

$$Q_s = q_s \times A_s \times t \quad (3.16)$$

$$f_s = \alpha \times C_u \quad (3.17)$$

tegangan diatas permukaan air,

$$\sigma'v = \frac{\gamma_d \times z}{2} \quad (3.18)$$

tegangan dibawah permukaan air,

$$\sigma'v = \frac{(\gamma_{sat} - \gamma_{air}) \times z}{2} \quad (3.19)$$

Nilai  $G_s$  (*Specific Gravity*) dan  $e$  (angka pori) didapatkan berdasarkan hasil penyelidikan tanah uji laboratorium.

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + e}{1 + e} \gamma_w \quad (3.20)$$

dengan,

$Q_s$  = tahanan selimut (kN)

$t$  = panjang tiang pancang (m)

$f_s$  = adhesi antara tiang dan tanah disekitarnya (kN/m<sup>2</sup>)

$A_s$  = keliling tiang pancang (m)

$\sigma'v$  = tekanan vertikal efektif tanah (kN/m<sup>2</sup>)

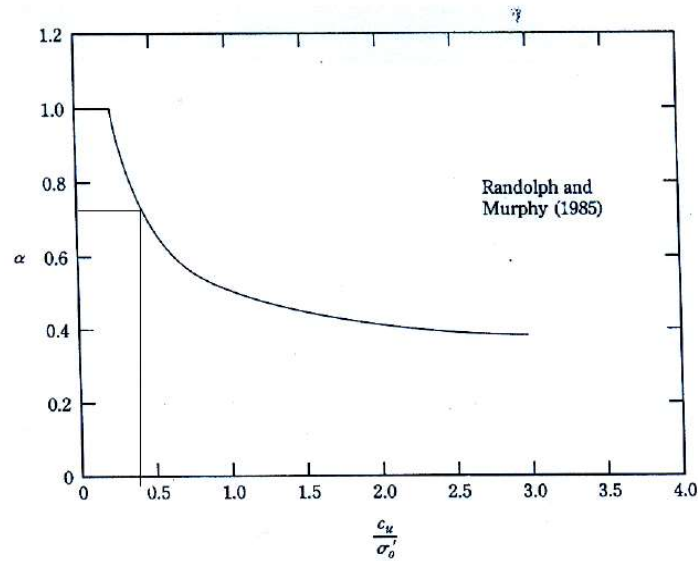
$z$  = kedalaman tanah (m)

$\gamma_d$  = berat volume tanah kering (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_{sat}$  = berat volume tanah jenuh air (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_w$  = berat volume air (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$  = faktor adhesi diambil dari Grafik kasus  $\alpha$  Metode Randolph and Murphy kondisi tanah dibawah.



**Grafik 3.3 Hubungan Faktor Adhesi Dan Kohesi Untuk Tiang Pancang Dalam Tanah Lempung (Randolph and Murphy,1985)**

c. Tahanan Ultimit ( $Q_u$ )

Tahanan ultimit dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.21 berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.21)$$

dengan,

$Q_u$  = Tahanan ultimit (kN)

$Q_p$  = Tahanan ujung (kN)

$Q_s$  = Tahanan selimut (kN)

d. Tahanan Ijin ( $Q_{all}$ )

Tahanan ijin dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.22 berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.22)$$

dengan,

$Q_a$  = Kapasitas daya dukung ijin pondasi,

$Q_u$  = Kapasitas ultimit pondasi, dan

$SF$  = Angka aman untuk tahanan ujung (tiang pancang 2,5)

### 3.5 Pembebanan

Dalam menganalisis distribusi beban gempa pada struktur bangunan, ada beberapa tahap perhitungan yang harus dilakukan yaitu sebagai berikut.

1. Klasifikasi Situs Batuan Pada peraturan SNI 1726-2012

**Tabel 3.4 Klasifikasi Situs Batuan**

**Tabel 5 – Klasifikasi situs**

Kelas situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ , 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus,yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$ ) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

(Sumber: SNI 1726-2012)

2. Koefisien Situs  $F_a$

Penentuan koefisien situs  $F_a$  dan  $F_v$  mengikuti peraturan SNI 1726-2012 sebagaimana dapat dilihat pada Tabel 3.5 dan Tabel 3.6 berikut ini.

Tabel 3.5 Koefisien situs  $F_a$ 

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik, $S_x$				
	$S_x \leq 0,25$	$S_x = 0,5$	$S_x = 0,75$	$S_x = 1,0$	$S_x \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

**CATATAN:**

- (a) Untuk nilai-nilai antara  $S_x$  dapat dilakukan interpolasi linier  
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

(Sumber: SNI 1726-2012)

Tabel 3.6 Koefisien Situs  $F_v$ 

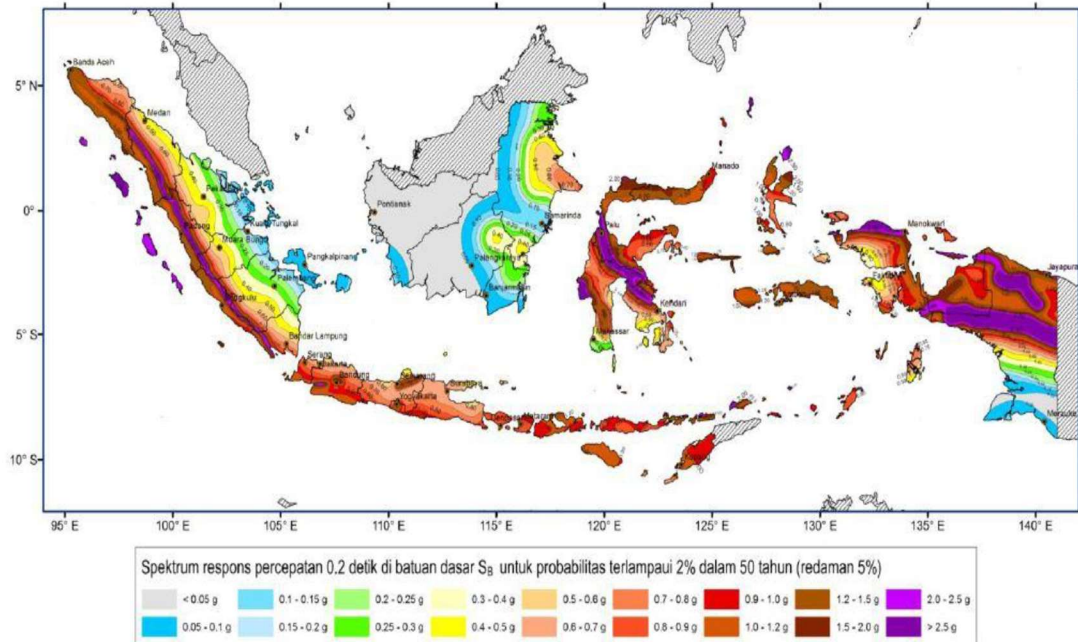
Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada perioda 1 detik, $S_1$				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>b</sup>				

**CATATAN :**

- (a) Untuk nilai-nilai antara  $S_1$  dapat dilakukan interpolasi linier  
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

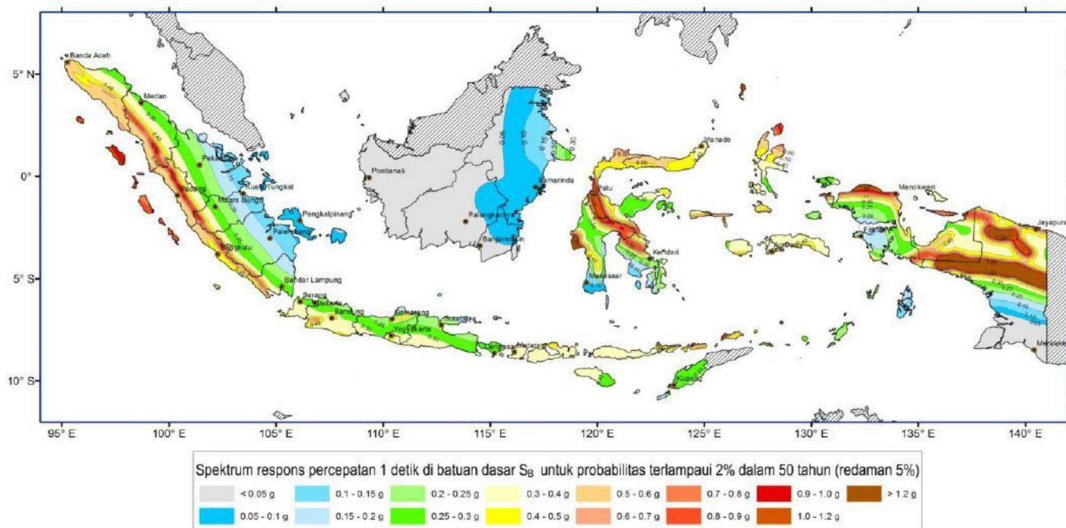
(Sumber: SNI 1726-2012)

### 3. Perancangan Respon Spectrum



**Gambar 3.3 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Periode Pendek ( $S_s$ )**

(Sumber: SNI 1726-2013)



**Gambar 3.4 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Periode 1 Detik ( $S_1$ )**

(Sumber: SNI 1726-2013)

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (3.23)$$

$$S_{MI} = F_v \times S_I \quad (3.24)$$

$$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS} \quad (3.25)$$

$$S_{DI} = 2/3 \times S_{MI} \quad (3.26)$$

dengan,

$F_a$  = Koefisien situs  $F_a$

$F_v$  = Koefisien situs  $F_v$

$S_s$  = Parameter percepatan respons gempa pada periode pendek

$S_I$  = Parameter percepatan respons gempa pada periode 1 detik

$S_{ms}$  = Pengaruh situs pada periode pendek

$S_{mI}$  = Pengaruh situs pada periode panjang

$S_{DS}$  = Parameter percepatan respons pada periode pendek

$S_{DI}$  = Parameter percepatan respons pada periode panjang

#### 4. Periode Natural Maximum

**Tabel 3.7 Koefisien Untuk Batas Atas Pada Periode yang Dihitung**

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, $S_{DI}$	Koefisien $C_w$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

(Sumber: SNI 1726-2012)

**Tabel 3.8 Nilai Parameter Periode Pendekatan  $C_t$  dan  $\alpha$**

Tipe struktur	$C_t$	$\alpha$
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 <sup>a</sup>	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 <sup>a</sup>	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 <sup>a</sup>	0,75

(Sumber: SNI 1726-2012)

$$T_a = C_t \times h_x \quad (3.27)$$

dengan,

- $T_a$  = Periode natural (dt)  
 $C_t$  = Koefisien tipe struktur berdasarkan SNI 1726-2012 Tabel 15  
 $h$  = Tinggi bangunan diatas jepitan (m)  
 $x$  = Koefisien parameter periode struktur berdasarkan SNI 1726-2012 Tabel 15

$$T_{\text{-max}} = C_u \times T_a \quad (3.28)$$

dengan,

- $T_{\text{-max}}$  = Periode natural Maximum (dt)  
 $C_u$  = Koefisien batas atas pada periode yang dihitung  
 $T_a$  = Periode Natural (dt)

#### 5. Faktor Keutamaan (I) dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Berdasarkan SNI-1726-2012 bagian 4.1.2, untuk berbagai kategori resiko bangunan Gedung dan non Gedung sesuai Tabel 3.9 pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan (I) menurut Tabel 3.10.



Tabel 3.9 Kategori resiko bangunan Gedung dan non-gedung

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori resiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori resiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III

(Sumber: SNI 1726-2012)

Lanjutan Tabel 3.9 Kategori resiko bangunan Gedung dan non-gedung

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran ) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori resiko IV.</p>	IV

(Sumber: SNI 1726-2012)

Tabel 3.10 Faktor Keutamaan (I) untuk Berbagai Kategori Bangunan

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: SNI 1726-2012)

## 6. Kategori Design Seismic

Tabel 3.11 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons

## Percepatan pada Periode Pendek

Nilai $S_{DS}$	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber: SNI 1726-2012)

**Tabel 3.12 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda 1 detik**

Nilai $S_{D1}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

(Sumber: SNI 1726-2012)

**Tabel 3.13 Faktor R, Cd , dan  $\Omega_0$  untuk Sistem Penahan Gaya Gempa**

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat-lebih sistem, $\Omega_0^g$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^b$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n$ (m) <sup>c</sup>				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2½	2½	2½	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
<b>C. Sistem rangka pemikul momen</b>								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 <sup>h,j</sup>	TI <sup>h</sup>	TI'
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI <sup>h</sup>	TI <sup>h</sup>	TI'
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB

(Sumber: SNI 1726-2012)

#### 7. Beban Geser Nominal (V)

Berdasarkan SNI-1726-2012, rumus yang digunakan untuk mendapatkan nilai beban geser nominal gempa (V) dapat dilihat pada persamaan 3.29.

$$V = C_s \times W_t \quad (3.29)$$

### 8. Distribusi Gaya Geser Horizontal ( $F_i$ )

Distribusi gaya geser horizontal merupakan jumlah dari gaya horizontal akibat gempa yang bekerja pada masing-masing massa atau tingkat bangunan. Gaya geser horizontal diperoleh dari persamaan 3.30.

$$F_i = \frac{W_i \times H_i}{\sum W_i \times H_i} \times V \quad (3.30)$$

dengan:  $F_i$  = Gaya horizontal tingkat ke- $i$

$W_i$  = Berat lantai ke- $i$

$H_i$  = Tinggi lantai ke- $i$

$V$  = Gaya geser dasar

## 3.6 Software *ETABS*

Program *ETABS* merupakan program analisis struktur yang dikembangkan oleh perusahaan software Computers and Structures, Incorporated (CSI) yang berlokasi di Berkeley, California, Amerika Serikat. Berawal dari penelitian dan pengembangan riset oleh Dr. Edward L. Wilson pada tahun 1970 di University of California, Berkeley, Amerika Serikat, maka pada tahun 1975 didirikan perusahaan CSI oleh Ashraf Habibullah.

Program *ETABS* digunakan secara spesialis untuk analisis struktur *high rise building* seperti bangunan perkantoran, apartemen, rumah sakit, dll. Program *ETABS* secara khusus difungsikan untuk menganalisis lima perencanaan struktur, yaitu analisis frame baja, analisis frame beton, analisis balok komposit, analisis baja rangka batang, analisis dinding geser. Penggunaan program ini untuk menganalisis struktur, terutama untuk bangunan tinggi sangat tepat bagi perencana struktur karena ketepatan dari output yang dihasilkan dan efektif waktu dalam menganalisisnya. Program *ETABS* sendiri telah teruji aplikasinya di lapangan. Di Indonesia sendiri, konsultan-konsultan perencana struktur ternama telah menggunakan program ini untuk analisis struktur dan banyak gedung yang telah dibangun dari hasil perencanaan tersebut.

Langkah awal yang dilakukan dalam pengoperasian program aplikasi *ETABS* adalah pemodelan struktur yang diusahakan mewakili perilaku struktur yang akan dianalisis agar diperoleh hasil analisis yang valid.

Langkah-langkah input data pada program aplikasi ETABS adalah sebagai berikut:

1. Pengidentifikasian *joint*, *frame*, *restraint*, dan *constrait*.
2. Pendefinisian karakteristik material dan *frame section*.
3. Pendefinisian beban (*load*), yaitu beban mati (*dead*), beban hidup (*live*), dan beban kombinasi (*combo*).
4. Pemberian beban terhadap struktur, meliputi beban mati (qd), beban hidup (ql), dan beban gempa (berupa gaya lateral ekivalen).
5. Analisis struktur dengan *run analysis*.

Dari hasil program aplikasi ETABS akan diperoleh gaya-gaya dalam akibat beban kombinasi, meliputi gaya normal (P), gaya geser (H), dan momen (M) yang bekerja pada masing-masing kolom dasar. Data hasil ETABS tersebut yang akan digunakan dalam analisis kapasitas daya dukung pondasi tiang pancang.

### 3.7 Pondasi Kelompok

Dari kondisi tanah kapasitas dukung tiang gesek (*friction pile*) dalam tanah lempung akan berkurang jika jarak tiang semakin dekat. Beberapa pengamatan menunjukkan, bahawa kapasitas dukung total dari kelompok tiang gesek (*friction pile*). Khususnya tiang dalam tanah lempung, sering lebih kecil dari pada hasil kali kapasitas dukung tiang tunggal dikalikan jumlah tiang dalam kelompoknya. Jadi, besarnya kapasitas dukung total menjadi tereduksi dengan nilai reduksi yang tergantung dari ukuran, bentuk kelompok, jarak, dan panjang tiangnya.

#### 3.7.1 Jumlah tiang kelompok

Dalam menentukan jumlah tiang pancang kelompok berdasarkan nilai besaran nilai beban maksimal dibagi dengan daya dukung ijin pondasi sehingga dapat menentukan jumlah tiang kelompok.

##### 1. Jumlah tiang kelompok

Mendapatkan jumlah tiang kelompok berdasarkan Persamaan 3.31 berikut.

$$n = \frac{\sum P_{\max}}{Q_{all}} \quad (3.31)$$

dengan,

$n$  = Jumlah tiang kelompok

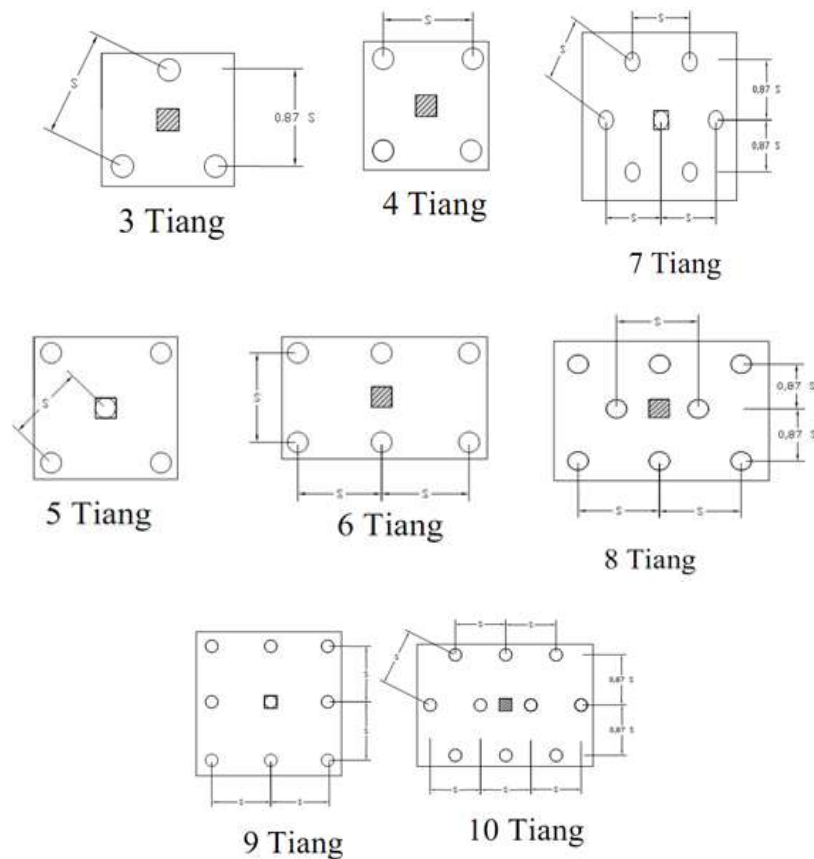
$\sum P_{max}$  = Beban maksimal yang berada diatas pondasi rencana (kN)

$Q_{all}$  = Daya dukung maksimal rencana 1 tiang pondasi (kN)

Dari hasil pencarian jumlah tiang pondasi kelompok sebaiknya dilakukan pembulatan keatas agar menambah faktor aman pondasi akibat beban beban yang akan terjadi.

## 2. Membuat susunan tiang rencana

Dari hasil jumlah tiang tentukan susunan rencana tiang kelompok, berikut susunan tiang yang umum digunakan dapat dilihat gambar 3.5 berikut.

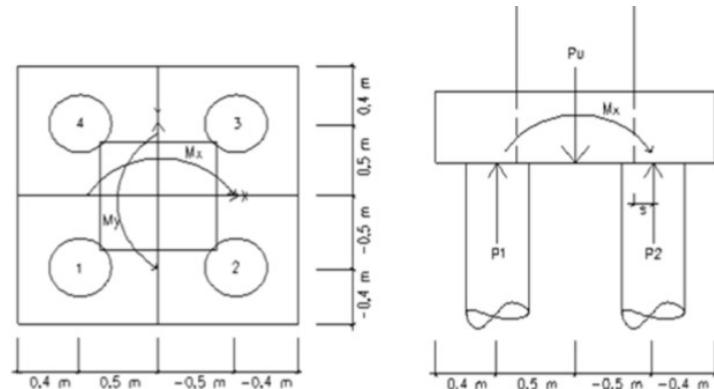


**Gambar 3.5 Susunan Tiang Yang Umum Digunakan Dilapangan**

(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

### 3.7.2 Kontrol Gaya Tekan Tiang Terhadap Beban Aksial Dan Momen

Reaksi tiang tiang terhadap gaya dapat dilihat dari gambar 3.5 berikut.



**Gambar 3. 6 Gaya Kelompok Tiang Ketika Dibebani Vertikal dan Momen di kedua Arah Sumbunya**

(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

Setelah menentukan jumlah tiang dan desain yang digunakan untuk tiang kelompok selanjutnya pondasi kelompok dikontrol terhadap gaya dan momen yang akan terjadi pada disetiap pondasi, sesuai dengan Persamaan 3.32 dan 3.33 berikut.

$$P_{maks} = \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x \cdot y_{maks}}{n_y \cdot \sum y^2} + \frac{M_y \cdot x_{maks}}{n_x \cdot \sum x^2} \quad (3.32)$$

$$P_{min} = \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x \cdot y_{min}}{n_y \cdot \sum y^2} + \frac{M_y \cdot x_{min}}{n_x \cdot \sum x^2} \quad (3.33)$$

dengan,

$P_{maks}$  = Beban maks yang akan diterima pondasi tiang (kN)

$\sum P$  = Jumlah beban aksial total (kN)

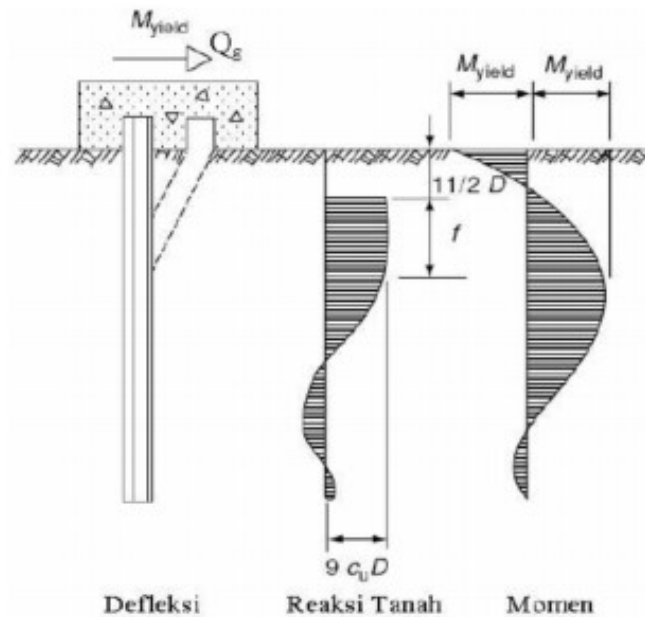
$n$  = Jumlah tiang pakai

$M_x$  = Momen arah x (kNm)

$M_y$  = Momen arah y (kNm)

### 3.7.3 Kontrol Gaya Lateral

Pondasi tiang sering harus direncanakan dengan memperhitungkan beban-beban horizontal atau lateral. Besaran beban lateral yang harus didukung pondasi tiang bergantung bentuk bangunan yang mengirimkan gaya lateral tersebut. Sehingga untuk persamaan kontrol gaya lateral sebagai Gambar 3.7 berikut.



**Gambar 3.7 Defleksi Akibat Gaya Lateral Untuk Pondasi Tiang Panjang**

(Sumber: Broms, 1964. Hardiyatmo 2002)

$H < H_{all}$ ,

Dimana untuk kontrol terhadap gaya lateral menggunakan Persamaan 3.34 dan Persamaan 3.35 berikut.

$$H = \frac{V}{n} \quad (3.34)$$

$$H_{all} = \frac{Hu}{SF} \quad (3.35)$$

dengan:

H = Gaya geser yang bekerja

V = Gaya geser



$n$  = Jumlah tiang

$H_u$  = Daya dukung horizontal ultimit tiang

SF = Angka aman ( SF = 2)

Dimana  $H_u$ , menurut Broms 1964 menggunakan persamaan 3.36 berikut.

$$H_u = \frac{2 M_y}{(1,5 d + 0,5 f)} \quad (3.36)$$

dengan,

$M_y$  = Kapasitas momen tiang pancang

$d$  = Dimensi tiang pancang

$f$  = Tinggi reaksi tanah

dimana nilai  $f$  dapat dihitung dengan persamaan 3.37 berikut:

$$f^2 + (2L + 3d) f + \left( \frac{M_y}{2,25 \cdot c_u \cdot d} - (L - 1,5d)^2 \right) \quad (3.37)$$

dengan,

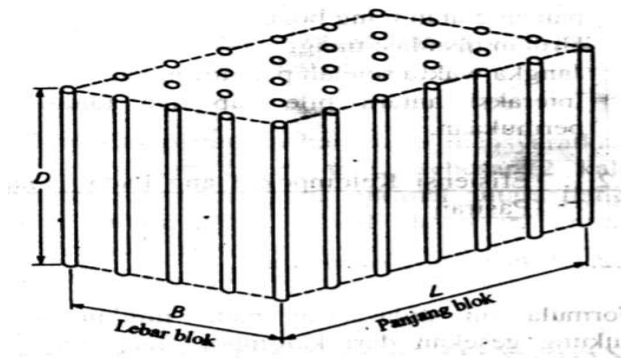
$d$  = Dimensi tiang pancang

$L$  = Panjang tiang

$c_u$  = Kohesifitas tanah (kN/m<sup>2</sup>)

#### 3.7.4 Daya Dukung Kelompok Geser Blok

Pada tiang yang dipasang pada kondisi tanah kohesif biasanya model keruntuhan blok dikarenakan dianggap tanah terletak diantara tiang bergerak kebawah secara Bersama-sama dengan tiangnya. Mekanisme keruntuhan yang demikian dapat terjadi pada tipe tipe tiang pancang maupun tiang bor contoh Gambar 3.8 sebagai berikut.



**Gambar 3. 8 Kelompok Tiang Dalam Tanah Lempung Yang Bekerja Sebagai Blok**

(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

Dari Gambar 3.8 contoh kondisi tiang pondasi kelompok berdasarkan blok didapatkan Persamaan 3.38 sebagai berikut.

$$\Sigma Q_{\text{blok}} = L_g \times B_g \times C_u \times N^*c + 2 \times (L_g + B_g) \Sigma C_u \times \Delta L \quad (3.38)$$

dengan:

$\Sigma Q_{\text{blok}}$  = Daya dukung blok (kN)

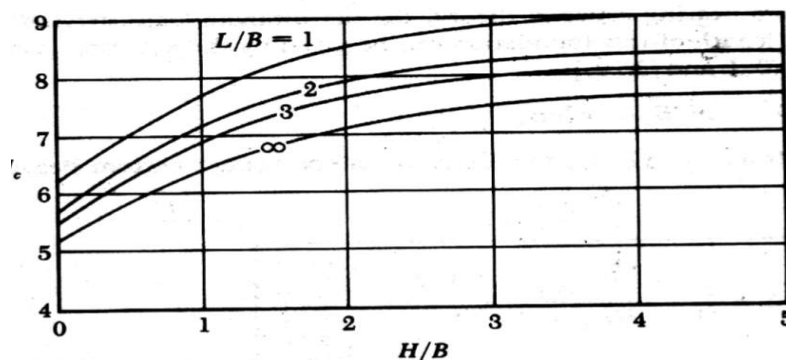
$L_g$  = Panjang blok pondasi kelompok (m)

$B_g$  = Lebar blok pondasi kelompok (m)

$C_u$  = Kohesi dasar tiang rencana ( $\text{kN/m}^2$ )

$N^*c$  = Faktor kapasitas dukung (Gambar 3.9)

$\Sigma C_u \times \Delta L$  = Kohesi tanah di sekeliling kelompok tiang ( $\text{kN/m}^2$ )



**Grafik 3.4 Faktor Kapasitas Dukung untuk mencari Nilai  $N^*c$**

(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

### 3.7.5 Efisiensi Kelompok Tiang

Kapasitas dukung kelompok tiang pada umumnya dipengaruhi oleh nilai efisiensi kelompok tiang dan jumlah tiang pada kelompok tiang. Pada perencanaan pondasi tanah lempung nilai efisiensi kelompok tiang atau  $E_g$  yang digunakan adalah sebesar 1 dikarenakan pada tanah lempung pondasi bekerja secara utuh.

## **BAB IV**

### **METODOLOGI PENELITIAN**

#### **4.1 Metode Penelitian**

Metode penelitian adalah suatu cara untuk memecahkan masalah ataupun cara mengembangkan ilmu pengetahuan dengan menggunakan metode ilmiah. Secara lebih luas lagi dijelaskan bahwa metode penelitian adalah cara-cara ilmiah untuk mendapatkan data yang valid, dengan tujuan dapat ditemukan, dikembangkan dan dibuktikan, suatu pengetahuan tertentu sehingga pada gilirannya dapat digunakan untuk memahami, memecahkan, dan mengantisipasi masalah.

#### **4.2 Studi Pustaka**

Studi pustaka adalah segala usaha yang dilakukan oleh peneliti untuk menghimpun informasi yang relevan dengan topik atau masalah yang akan atau sedang diteliti. Informasi itu dapat diperoleh dari buku-buku ilmiah, laporan penelitian, karangan-karangan ilmiah, tesis dan disertasi, peraturan-peraturan, ketetapan-ketetapan, buku tahunan, ensiklopedia, dan sumber-sumber tertulis baik tercetak maupun elektronik lain. Studi kepustakaan merupakan suatu kegiatan yang tidak dapat dipisahkan dari suatu penelitian.

#### **4.3 Pengumpulan Data**

Dalam penelitian ini, data yang diperoleh dari proyek gedung Kampus 2 IAIN Pekalongan. Adapun data yang dipakai sebagai sarana untuk mencapai maksud dan tujuan penelitian adalah sebagai berikut:

1. Gambar teknis gedung Kampus 2 IAIN Pekalongan.
  2. Data beban pada Gedung Kampus 2 IAIN Pekalongan.
  3. Data beban pada Gedung Kampus 2 IAIN Pekalongan.
  4. Data hasil penyelidikan tanah dengan metode *standard penetration test*.
- data hasil penyelidikan tanah uji laboratorium.

#### **4.4 Analisis Pembebanan**

Analisis pembebanan digunakan untuk mengetahui seberapa besar beban yang akan diterima oleh pondasi. Penulis melakukan analisis pembebanan menggunakan aplikasi *ETABS*. Aplikasi ini dilakukan untuk memasukan data struktur gedung yang meliputi data kolom, balok, dan pelat, serta beban yang bekerja yaitu beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Dari data tersebut kemudian diperoleh gaya-gaya yang bekerja pada kolom, meliputi gaya aksial, geser, dan momen yang akan digunakan untuk analisis selanjutnya.

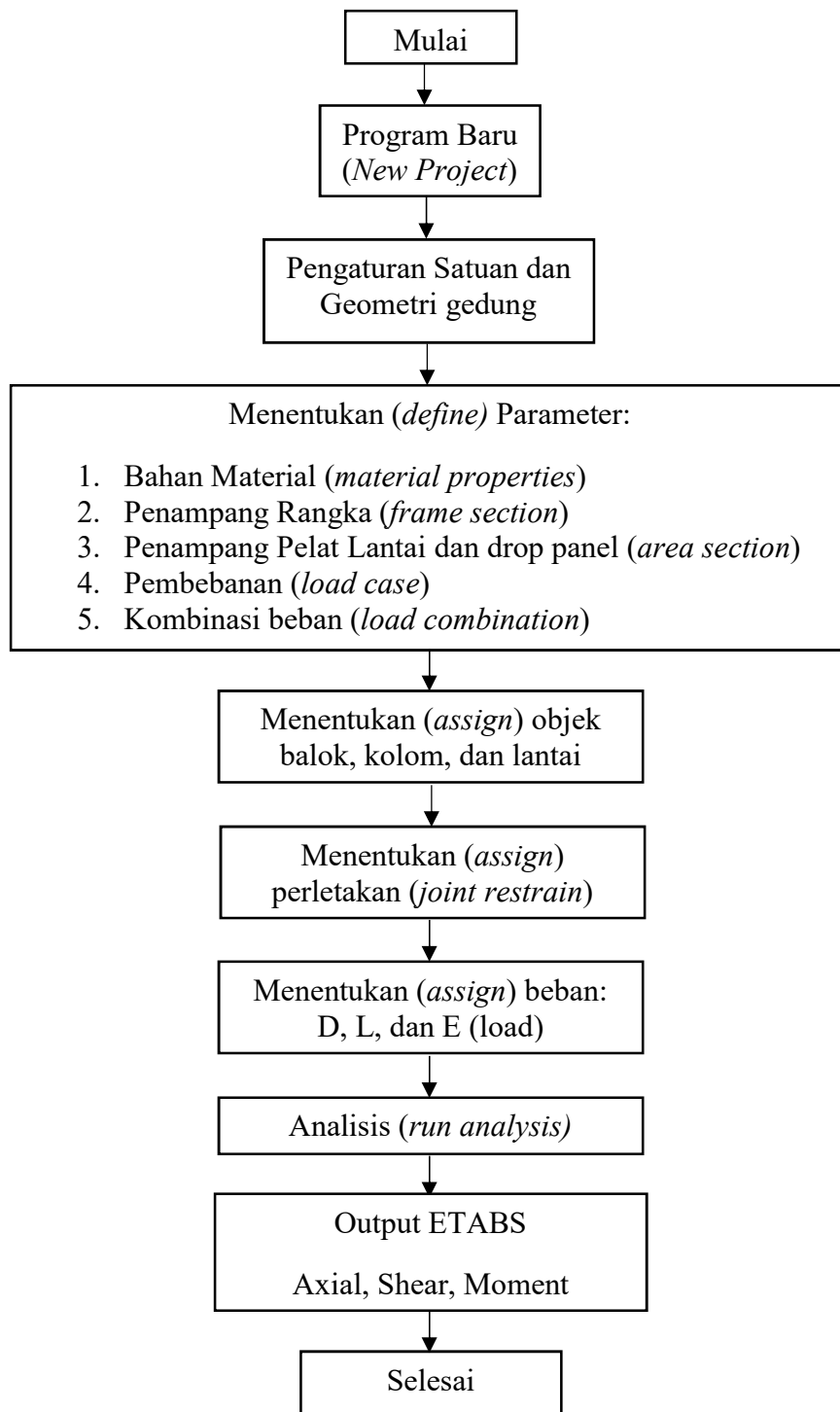
#### **4.5 Analisis Pondasi Tiang Pancang**

Hasil dari program *ETABS* digunakan untuk analisis pondasi tiang pancang. analisis dilakukan dengan metode U.S. Army Corps, Tomlinson, dan Randolph and Murphy, meliputi:

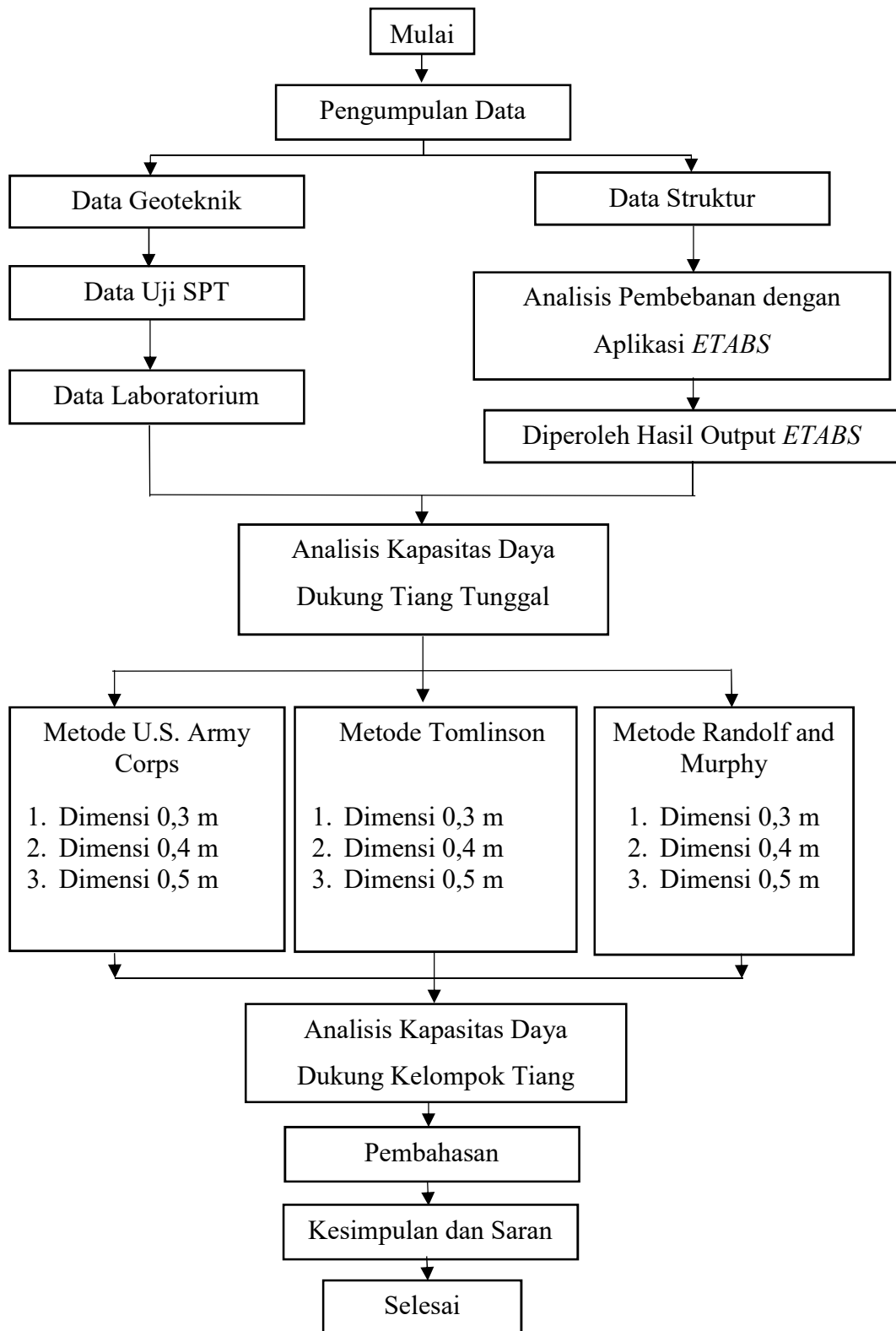
1. Analisis kapasitas dukung tiang tunggal.
2. Analisis kapasitas dukung tiang kelompok.
3. Analisis tiang kelompok terhadap gaya vertikal dan lateral.

#### **4.6 Bagan Alir**

Merupakan sebuah diagram dengan simbol-simbol grafis yang menyatakan aliran atau proses yang menampilkan langkah-langkah yang disimbolkan dalam bentuk kotak, beserta urutannya dengan menghubungkan masing masing langkah tersebut menggunakan tanda panah. Diagram ini bisa memberi solusi selangkah demi selangkah untuk penyelesaian masalah yang ada di dalam proses penelitian. Bagan alir perhitungan struktur degan *ETABS* dapat dilihat pada gambar 4.1. dan bagan alir metode penelitian Tugas Akhir ini dapat dilihat pada gambar 4.2.



**Gambar 4.1 Bagan Alir Program ETABS**



**Gambar 4.2 Bagan Alir Metode Penelitian Tugas Akhir**

## **BAB V**

### **HASIL DAN PEMBAHASAN**

#### **5.1 Data Gedung**

Proyek pembangunan gedung perkuliahan kampus 2 IAIN Pekalongan terletak di Jalan Pahlawan, Kajen-Bojong, Rowolaku, Kecamatan Kajen, Kabupaten Pekalongan, Jawa Tengah. Gedung kampus 2 IAIN Pekalongan ini direncanakan terdiri dari 3 lantai dengan menggunakan struktur beton bertulang dengan menggunakan pondasi rencana yakni menggunakan pondasi tiang pancang.

##### **5.1.1 Data Umum**

Data proyek pembangunan gedung perkuliahan kampus 2 IAIN Pekalongan adalah sebagai berikut:

1. Nama proyek : Pembangunan gedung perkuliahan kampus 2 IAIN Pekalongan
2. Pemilik proyek : Kementrian Agama
3. Kontraktor : PT. Bhinneka Citra Prima
4. Perencana : PT. Pola Data Consultant
5. Konsultan pengawas : PT. Yodya Karya
6. Lokasi proyek : Jalan Pahlawan, Kajen-Bojong, Kecamatan Kajen, Kab. Pekalongan, Jawa Tengah
7. Konstruksi bagian atas : Beton bertulang
8. Konstruksi bagian bawah : Tiang pancang
9. Biaya proyek : ± Rp 35.000.000.000
10. Rencana waktu penyelesaian : 1 tahun



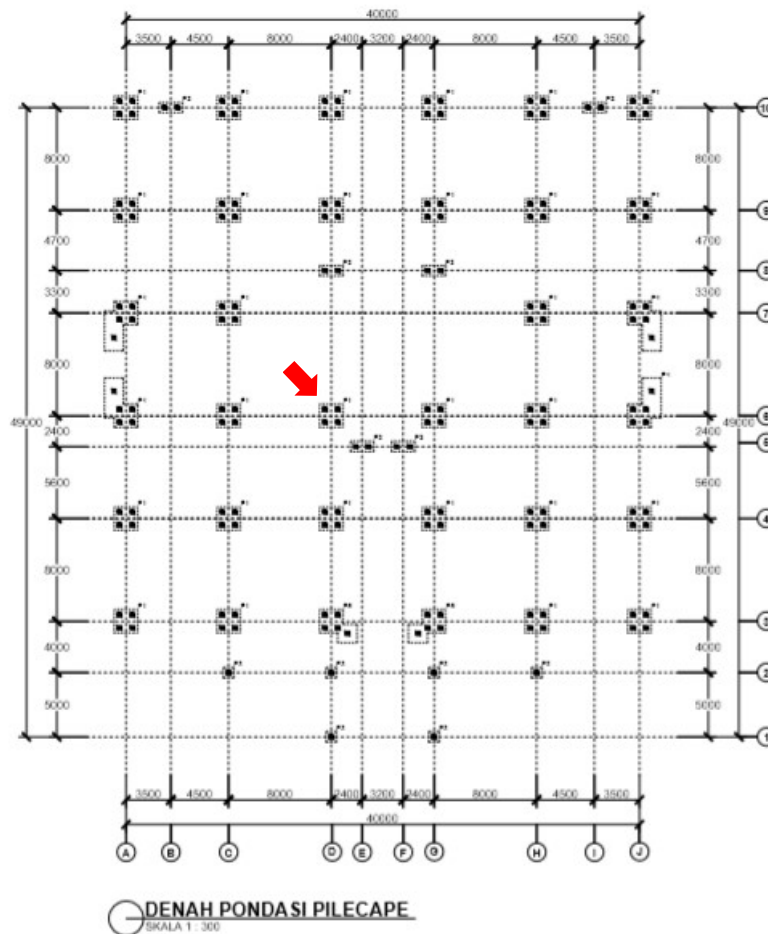
### 5.1.2 Spesifikasi Material

Material yang digunakan pada pembangunan gedung perkuliahan kampus 2 IAIN Pekalongan, yakni sebagai berikut:

1. mutu beton ( $f'c$ ) sebesar 25 MPa, dan
2. mutu baja ( $f_y$ ) sebesar 390 MPa

### 5.1.3 Denah Konstruksi

Denah pondasi dapat dilihat pada Gambar 5.1.



**Gambar 5.1 Denah Pondasi Berdasarakan Beban Aksial Terbesar**

#### 5.1.4 Data Struktur

Struktur utama gedung ini terdiri dari struktur atas berupa beton bertulang dan struktur bawah tiang pancang. Struktur bawah tersebut yang akan penulis bandingkan dengan dimensi berbeda yang kemudian akan dihitung kapasitas daya dukung pada pondasi tersebut.

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

##### 1. Kolom

Dalam proyek pembangunan gedung perkuliahan kampus 2 IAIN Pekalongan direncanakan menggunakan kolom beton bertulang berbentuk persegi dengan mutu beton  $f'c$  25 Mpa.

##### 2. Balok

Balok adalah salah satu bagian struktur bangunan yang digunakan sebagai dudukan lantai dan pengikat kolom lantai atas. Balok berfungsi sebagai rangka penguat horizontal bangunan akan beban-beban yang diterima. Pembangunan gedung perkuliahan kampus 2 IAIN Pekalongan digunakan balok dengan mutu beton  $f'c$  25 Mpa.

##### 3. Pelat

Pelat adalah salah satu bagian dari strukturr bangunan yang berfungsi pendukung beban vertikal dan sisi-sisinya didukung oleh balok.

### 5.2 Pembebanan Struktur

Pembebanan struktur bagian atas yang meliputi beban mati, beban hidup, beban gempa, yang kemudian dianalisis menggunakan program *ETABS*.

#### 5.2.1 Peraturan Pembebanan

Peraturan pembebanan yang digunakan sebagai acuan dalam perhitungan pembebanan struktur adalah sebagai berikut:

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

### 5.2.2 Kombinasi Pembebanan

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

1. Combo 1 =  $1,4D$
2. Combo 2 =  $1,2D + 1,6L$
3. Combo 3 =  $1,356D + 1L + 0,39Q_{ex} + 1,3Q_{ey}$
4. Combo 4 =  $1,284D + 1L - 0,39Q_{ex} + 1,3Q_{ey}$
5. Combo 5 =  $1,116D + 1L + 0,39Q_{ex} - 1,3Q_{ey}$
6. Combo 6 =  $1,044D + 1L - 0,39Q_{ex} - 1,3Q_{ey}$
7. Combo 7 =  $1,356D + 1L + 1,3Q_{ex} + 0,39Q_{ey}$
8. Combo 8 =  $1,284D + 1L + 1,3Q_{ex} - 0,39Q_{ey}$
9. Combo 9 =  $1,116D + 1L - 1,3Q_{ex} + 0,39Q_{ey}$
10. Combo 10 =  $1,044D + 1L - 1,3Q_{ex} - 0,39Q_{ey}$
11. Combo 11 =  $0,744D + 0,39Q_{ex} + 1,3Q_{ey}$
12. Combo 12 =  $0,816D - 0,39Q_{ex} + 1,3Q_{ey}$
13. Combo 13 =  $0,984D + 0,39Q_{ex} - 1,3Q_{ey}$
14. Combo 14 =  $1,056D - 0,39Q_{ex} - 1,3Q_{ey}$
15. Combo 15 =  $0,744D + 1,3Q_{ex} + 0,39Q_{ey}$
16. Combo 16 =  $0,816D + 1,3Q_{ey} - 0,39Q_{ey}$
17. Combo 17 =  $0,984D - 1,3Q_{ey} + 0,39Q_{ey}$
18. Combo 18 =  $1,056D - 1,3Q_{ey} - 0,39Q_{ey}$

keterangan :

D : Beban mati

L : Beban hidup

Ex : Beban gempa arah x

Ey : Beban gempa arah y

### 5.2.3 Pembebanan Gravitasi

#### 5.2.3.1 Beban Mati

Berdasarkan SNI 1727-2013, beban mati merupakan berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang termasuk dinding, lantai, atap, plafond, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, dan komponen arsitektural dan structural lainnya.

**Tabel 5.1 Beban Mati**

No	Material	Berat Satuan
1	Beton bertulang	24 kN/m <sup>3</sup>
2	Dinding ½ bata	1700 kg/m <sup>3</sup>
3	Plafond, rangka, penggantung	0,2 kN/m <sup>3</sup>
4	Pasir	18 kN/m <sup>3</sup>
5	Baja	78,5 kN/m <sup>3</sup>
6	Penutup atap genteng	0,5 kN/m <sup>2</sup>
7	Berat Keramik per 1 cm tebal	0,24 kN/m <sup>2</sup>
8	Instalasi Listrik, plumbing, dan AC	0,2 kN/m <sup>2</sup>
9	Berat spesi dengan tebal 2 cm	0,42 kN/m <sup>2</sup>

W<sub>D</sub> pelat lantai akan dihitung oleh ETABS.

Beban mati tambahan (*Additional Load*) untuk pelat

$$\text{Pasir} = 0,01 \cdot 16 = 0,16 \text{ kN/m}^2$$

Spesi	= 0,66 kN/m <sup>2</sup>
Plafond	= 0,2 kN/m <sup>2</sup>
Keramik	= 0,22 kN/m <sup>2</sup>
Instalasi ME	= 0,25 kN/m <sup>2</sup>
Beban Tambahan	= 0,5 kN/m <sup>2</sup>
<b>Qd</b>	<b>= 1,99 kN/m<sup>2</sup></b>

Pada perencanaan ini, diambil beban mati tambahan (*Additional Load*) sebesar 2 kN/m<sup>2</sup>.

#### 5.2.3.2 Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati.

Beban hidup yang bekerja pada bangunan ini sesuai dengan SNI 1727-2013 adalah:

- Ruang Kelas : 1,92 kN/m<sup>2</sup>
- Koridor : 4,79 kN/m<sup>2</sup>
- Ruang Kantor : 2,4 kN/m<sup>2</sup>

#### 5.2.4 Pembebanan Lateral Gempa

Gedung ini terletak di daerah gempa dengan percepatan batuan dasar pada perioda pendek ( $S_s$ ) antara 0,6 - 0,7 g, dan percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik ( $S_1$ ) antara 0,3 – 0,4 g sesuai dengan Peta Hazard Gempa 2010.

##### 5.2.4.1 Tinjauan Umum

1. Penentuan beban gempa menggunakan opsi otomatis dari *software* ETABS
2. Koefisien reduksi beban hidup adalah sebesar 0,25 sesuai SNI 1727-2013.
3. Faktor modifikasi respon gempa  $R = 8$  sesuai SNI 1726-2012 Tabel 12.

#### 5.2.4.2 Perhitungan Beban Gempa

1. Penentuan klasifikasi situs batuan merujuk pada peraturan SNI 1726-2012 sesuai Tabel 3.4 maka didapatkan klasifikasi tanah pada Tabel 5.2.

**Tabel 5.2 Perhitungan N rata-rata Jenis Tanah**

Lapis	NSPT	Kedalaman (m)	Tebal (m)	$N' = \frac{tbl}{Nspt}$	$\Sigma N'$	$N' = \frac{30}{\Sigma N}$
1	3	2	2,00	0,67	1,79	<b>16,80</b>
2	7	4	2,00	0,29		
3	5	6	2,00	0,40		
4	12	8	2,00	0,17		
5	13	10	2,00	0,15		
6	50	12	2,00	0,04		
7	60	14	2,00	0,03		
8	50	16	2,00	0,04		

$$N' > 15$$

Berdasarkan Tabel 5.3 di atas dan hasil penyelidikan tanah maka dapat ditentukan kelas situs site adalah **SD (Tanah Sedang)**.

2. Penentuan spektra percepatan

Penentuan respon spektra percepatan periode pendek ( $S_s$ ) dan periode 1 detik ( $S_1$ ) merujuk pada Peraturan SNI 1726-2012 Gambar 3.3 dan 3.4.

$$S_s = 0,576 \text{ g}$$

$$S_1 = 0,249 \text{ g}$$

### 3. Penentuan koefisien situs

Penentuan koefisien situs  $F_a$  dan  $F_v$  mengikuti peraturan SNI 1726-2012 sebagaimana dapat dilihat pada Tabel 3.5 dan Tabel 3.6 didapatkan nilai  $F_a$  dan  $F_v$  sebagai berikut.

$$F_a = 1,339$$

$$F_v = 1,902$$

### 4. Perancangan Respons Spektra

$$S_{MS} = F_a \times S_S = 1,339 \times 0,576 = 0,771 \text{ g}$$

$$S_{MI} = F_v \times S_I = 1,902 \times 0,249 = 0,474 \text{ g}$$

$$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS} = 2/3 \times 0,771 = 0,51 \text{ g}$$

$$S_{D1} = 2/3 \times S_{MI} = 2/3 \times 0,474 = 0,32 \text{ g}$$

$$T_0 = \frac{0,2 \cdot S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,2 \cdot 0,474}{0,771} = 0,123 \text{ dt}$$

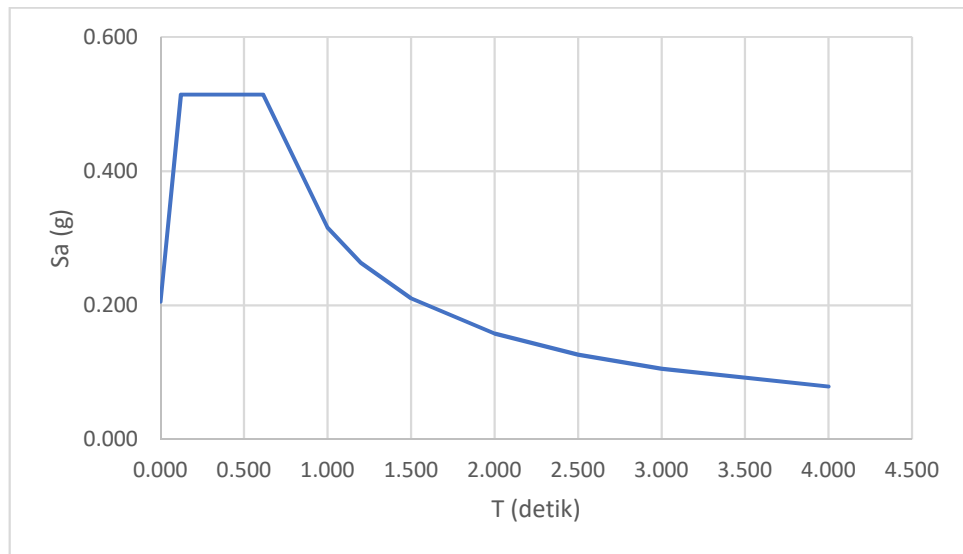
$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,474}{0,51} = 0,82 \text{ dt}$$

Pada  $T = 0 \text{ detik}$ :

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

Pada  $T > T_s$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$



**Grafik 5.1 Respon Spektrum**

## 5. Periode Natural Maximum

### a. Penentuan Cu

Berdasarkan Tabel 3.7 didapatkan nilai Cu sebagai berikut.

$$S_{D1} = 0,32 > 0,3$$

$$Cu = 1,4$$

### b. Penentuan Ta

Berdasarkan Tabel 3.8 didapatkan nilai Ct dan x sebagai berikut.

$$Ta = Ct \cdot hx$$

$$Ct = 0,0488$$

$$x = 0,75$$

$$h = 14,10 \text{ m}$$

$$Ta = 0,528 \text{ dt}$$

### c. Natural period maximum

$$T\text{-max} = Cu \cdot Ta$$

$$T\text{-max} = 1,4 \times 0,528$$

$$T\text{-max} = 0,74 \text{ dt}$$



## 6. Kategori Desain Seismic

Kategori Risiko = IV (Fasilitas Pendidikan)

Parameter respons spektrum seismic

$$S_1 = 0,249 \text{ g} < 0,75 \text{ g}$$

$$SDS = 0,51 \text{ g} > 0,5 \text{ g}$$

$$SD_1 = 0,32 \text{ g} > 0,2 \text{ g}$$

Berdasarkan Tabel 3.11 dan 3.12 termasuk dalam Kategori “DESIGN SEISMIC D”

## 7. Untuk perhitungan beban gempa

Faktor Keutamaan (I) = 1,5 (Tabel 3.10)

Koefisien Modifikasi Respon, (R.) = 8 (Tabel 3.13 nomor 8)

Faktor Kuat Lebih Sistem,  $\Omega$  = 3 (Tabel 3.13 nomor 8)

Faktor Pembesaran Defleksi, Cd = 5,5 (Tabel 3.13 nomor 8)

### a. Beban Gempa Arah X

#### 1) Menghitung nilai $T$

$$T_a = 0,528 \text{ dt}$$

$$T_{\max} (C_u.T_a) = 0,74 \text{ dt}$$

$$T_{c-x} = 0,948 \text{ dt} \quad (\text{Dari ETABS})$$

$T_c > C_u.T_a$  ,digunakan  $T = C_u.T_a$

$T_a < T_c < C_u.T_a$  ,digunakan  $T_c$

$T_c < T_a$  ,digunakan  $T_a$

Jika  $T_c > C_u.T_a$ , maka digunakan  $T=C_u.T_a$

Maka  $T$ -pakai = 0,74 det

#### 2) Koefisien Respons Seismik, $C_s$ Arah X

$$C_s = \frac{S_{Ds}}{\left(\frac{R}{I_c}\right)} = \frac{0,51}{\left(\frac{8}{1,5}\right)} = 0,096 \text{ dt}$$

$$\begin{aligned}
 C_s \text{ min} &= 0,044 \text{ SDS.Ie} > 0,01 \\
 &= 0,044 \times 0,51 \times 1,5 \\
 &= 0,034 \text{ dt}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_s \text{ min} &= \frac{0,51 \times S_1}{\left(\frac{R}{I_c}\right)}, \text{ jika } s_1 > 0.6 \text{ g} \\
 &= \frac{0,51 \times 0,249}{\left(\frac{8}{1,5}\right)} \\
 &= 0,023 \text{ dt}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_s \text{ Max} &= \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_c}\right)} \\
 &= \frac{0,32}{0,74\left(\frac{8}{1,5}\right)} \\
 &= 0,08 \text{ dt}
 \end{aligned}$$

$$C_s \text{ pakai} = 0,080$$

### 3) Menghitung Nilai V-Statis

$$\text{Berat Total Bangunan (W)} = 23830,962 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \text{V-statis} &= C_s \times W \\
 &= 0,080 \times 23830,962 \\
 &= 1908,17 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

### 4) Distribusi Gaya Geser Horizontal

Distribusi gaya geser horizontal merupakan jumlah dari gaya horizontal akibat gempa yang bekerja pada masing-masing massa atau tingkat bangunan. Gaya geser horizontal diperoleh dari persamaan 3.30 berikut.

$$F_i = \frac{W_i \times h_i^k}{\sum W_i \times h_i^k} \times V$$

dengan,

$F_i$  = Gaya horizontal tingkat ke- $i$

$W_i$  = Berat lantai ke- $i$

$H_i$  = Tinggi lantai ke- $i$

$V$  = Gaya geser

$K$  = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur, dengan nilai 1,12 dari hasil interpolasi

**Tabel 5.2 Gaya Horizontal Gempa Ekuivalen Statik Arah X**

Lantai	$w_x$	$h_x$	$w_x \cdot h_x^k$	$F_i$
	kN	m	kN.m	kN
3	5417,530	14,1	104845	696,16
2	8870,857	9,9	115544	767,21
1	9542,575	5,7	66988	444,80
$\Sigma$	23830,96		287378	1908,17

b. Beban Gempa Arah Y

1) Menghitung nilai  $T$

$$T_a = 0,528 \text{ det}$$

$$T_{\max} (C_u \cdot T_a) = 0,74 \text{ det}$$

$$T_{c-y} = 0,795 \text{ det} \quad (\text{Dari ETABS})$$

$$T_c > C_u \cdot T_a \quad , \text{digunakan } T = C_u \cdot T_a$$

$$T_a < T_c < C_u \cdot T_a \quad , \text{digunakan } T_c$$

$$T_c < T_a \quad , \text{digunakan } T_a$$

Jika  $T_c > C_u \cdot T_a$ , maka digunakan  $T = C_u \cdot T_a$

Maka T-pakai = 0,74 det

2) Koefisien Respons Seismik, Cs Arah X

$$C_s = \frac{S_{Ds}}{\left(\frac{R}{I_c}\right)} = \frac{0,51}{\left(\frac{8}{1,5}\right)} = 0,096$$

$$C_s \text{ min} = 0,044 \text{ SDS.Ie} > 0,01$$

$$= 0,044 \times 0,51 \times 1,5$$

$$= 0,034 \text{ dt}$$

$$C_s \text{ min} = \frac{0,51 \times S_1}{\left(\frac{R}{I_c}\right)}, \text{ jika } S_1 > 0.6 \text{ g}$$

$$= \frac{0,51 \times 0,249}{\left(\frac{8}{1,5}\right)}$$

$$= 0,023$$

$$C_s \text{ Max} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_c}\right)}$$

$$= \frac{0,32}{0,74\left(\frac{8}{1,5}\right)}$$

$$= 0,08$$

$$C_s \text{ pakai} = 0,080$$

3) Menghitung Nilai V-Statis

$$\text{Berat Total Bangunan (W)} = 23830,962 \text{ kN}$$

$$\text{V-statis} = C_s \times W$$

$$= 0,080 \times 23830,962$$

$$= 1908,17 \text{ kN}$$

#### 4) Distribusi Gaya Geser Horizontal

Distribusi gaya geser horizontal merupakan jumlah dari gaya horizontal akibat gempa yang bekerja pada masing-masing massa atau tingkat bangunan. Gaya geser horizontal diperoleh dari persamaan 3.30 berikut.

$$F_i = \frac{w_i \times h_i^k}{\sum w_i \times h_i^k} \times V$$

dengan :

$F_i$  = Gaya horizontal tingkat ke- $i$

$W_i$  = Berat lantai ke- $i$

$H_i$  = Tinggi lantai ke- $i$

$V$  = Gaya geser

$K$  = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur, dengan nilai 1,12 dari hasil interpolasi

**Tabel 5.3 Gaya Horizontal Gempa Ekuivalen Statik Arah Y**

Lantai	$w_x$	$h_x$	$w_x \cdot h_x^k$	$F_i$
	kN	m	kN.m	kN
3	5417,530	14,1	104845	696,16
2	8870,857	9,9	115544	767,21
1	9542,575	5,7	66988	444,80
$\Sigma$	23830,96		287378	1908,17

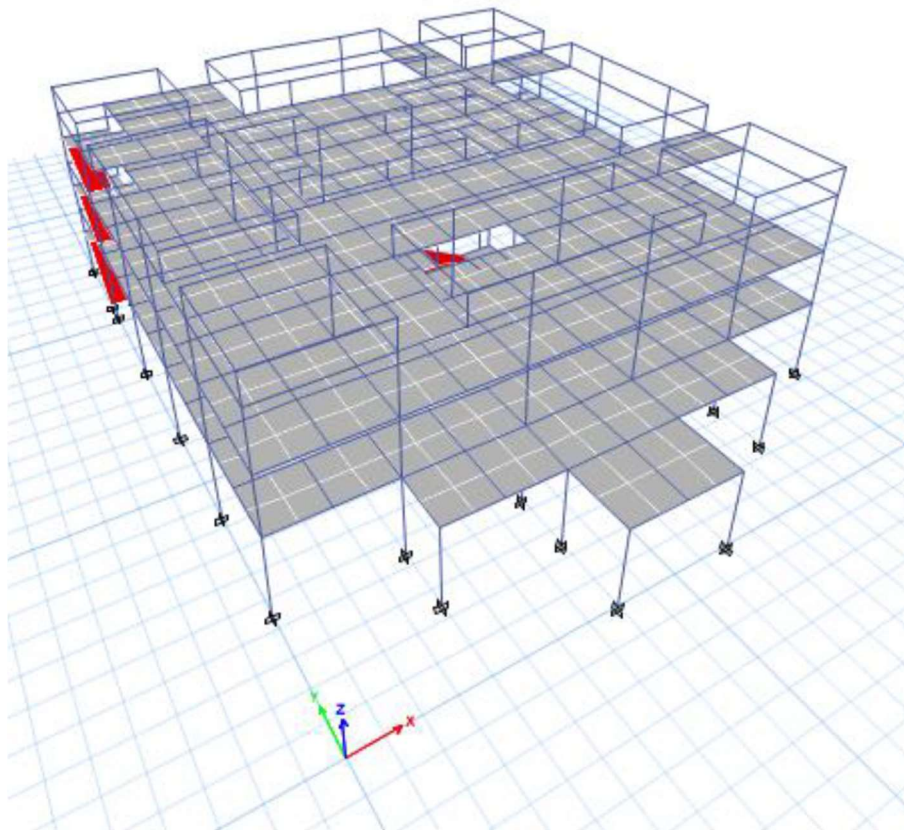
#### 5.2.5 Input dan Output Program ETABS

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

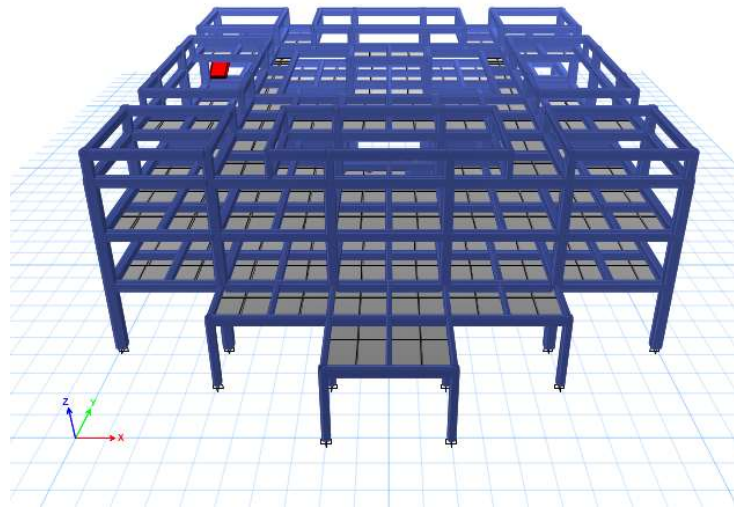
1. Pengidentifikasian *joint*, *frame*, *restraint*, dan *constraint*.

2. Pengidentifikasian karakteristik material dan *frame section*.
3. Pengidentifikasian beban (*load*), berupa beban mati (D), beban hidup (L), beban gempa (E), dan beban kombinasi (*load combination*).
4. Jalankan program analisis (*run analysis*).

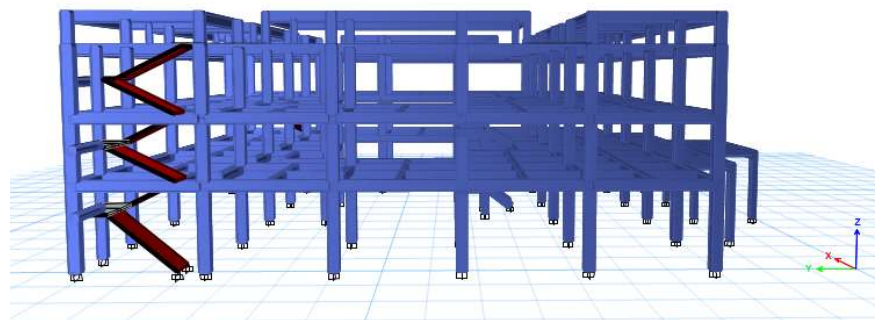
Pemodelan program ETABS struktur gedung kampus 2 IAIN pekalongan secara tiga dimensi (3D) dapat dilihat pada Gambar 5.2, Gambar 5.3, dan Gambar 5.4.



**Gambar 5.2 Permodelan Struktur Gedung Perkuliahan Kampus 2 IAIN Pekalongan**



**Gambar 5.3 Portal 3D Arah X**



**Gambar 5.4 Portal 3D Arah Y**

Analisis struktur dilakukan dengan program *ETABS* dengan asumsi perletakan jepit-jepit agar tidak terjadi pergeseran pada struktur. Beban mati terdiri dari berat tiap pelat lantai dari lantai 1-3 dalam analisis ini didapatkan beban mati untuk lantai 1-3 sebesar 2383,0962 Ton/m<sup>2</sup>. Beban gempa dihitung berdasarkan berat dan ketinggian masing-masing lantai yang kemudian dimasukkan ke tiap portal masing-masing lantai. Input beban gempa dilakukan terhadap dua arah, yaitu arah melintang (sumbu x) dan arah memanjang (sumbu y). Semakin tinggi lantai maka beban gempa tiap portalnya baik arah melintang ataupun arah memanjang akan semakin besar. Dari hasil *output ETABS* didapat gaya-gaya dalam akibat kombinasi beban pada kolom K1 yaitu:

$$P = 1075,5 \text{ kN}$$

$$M_x = 178,5 \text{ kNm}$$

$$M_y = 117,5 \text{ kNm}$$

$$T_x = 45 \text{ kN}$$




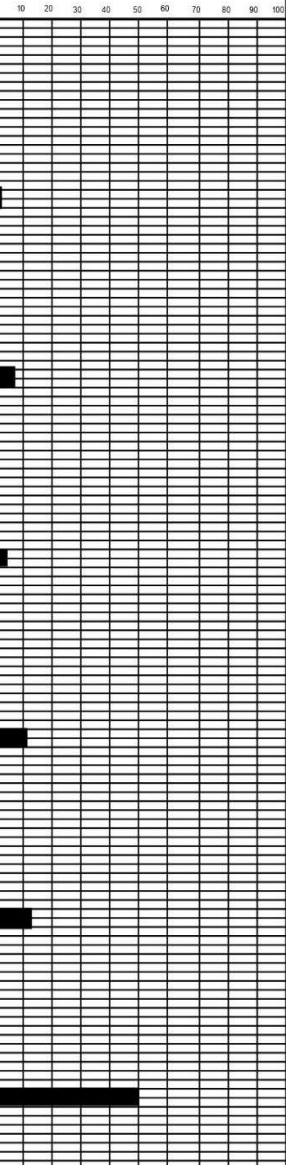

$$T_y = 26,25 \text{ kN}$$

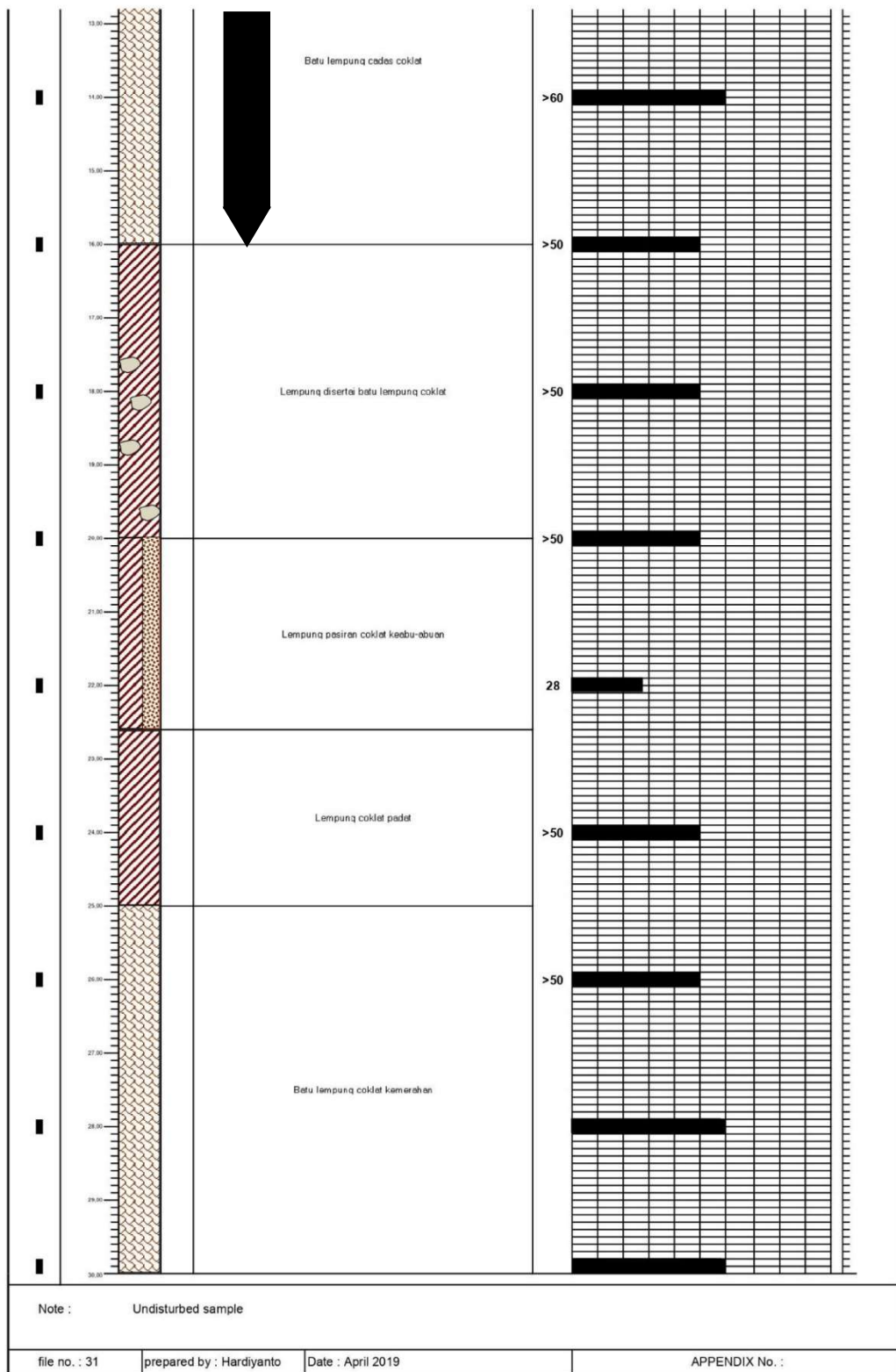
Gaya-gaya maksimum pada kolom dasar yang dipakai sebagai beban rencana pada analisis pondasi tiang pancang.

### 5.3 Data Tanah

Perhitungan daya dukung pondasi ini ditinjau berdasarkan data parameter tanah. Data parameter tanah ini dilakukan untuk mendapatkan data karakteristik kondisi tanah tiap lapis sehingga dapat menghitung daya dukung pondasi tiang pancang. Data tanah berdasarkan pengujian *N-SPT* dan *boring log* dapat dilihat pada Gambar 5.5 data pengujian laboratorium dapat dilihat pada Gambar 5.6.



				LABORATORIUM MEKANIKA TANAH JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS JANABADRA Jl. Tentara Rakyat Mataram No. 55- 57 Telp (0274) 543676 Yogyakarta 55231			
MACHINE BORING LOG							
Pekerjaan : Perenc./Penyusunan DED Pembangunan Gedung Perkuliahan Terpadu SBSN 2019 Lokasi : Rowolaku, Kajen, Pekalongan, Jawa Tengah			Hole : <b>BM 1 PKL</b>				
Coordinates :		gr. water level : : -5,00 m Elevasi : - m		Logged by : Wardoyo Checked by : Hardiyanto			
Sample	Depth	Symbol		SOIL / ROCK DESCRIPTION AND CLASSIFICATION	SPT		Depth (M)
		Graph	JSCS		N VALUE	Graph of N	
	0.00			Lempung lanau merah			
	1.00						
	2.00						
	3.00						
	4.00						
	5.00						
	6.00						
	7.00						
	8.00						
	9.00						
	10.00						
	11.00			Lempung coklat			
	12.00						
					>50		



Gambar 5.5 Data Pengujian NSPT dan Borlog



**LABORATORIUM MEKANIKA TANAH  
JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS JANABADRA**

Jl. Tentara Rakyat Mataram No. 55- 57 Telp (0274) 543676 Yogyakarta 55231

RANGKUMAN HASIL TEST LABORATORIUM		Pekerjaan : Perenc. Penyusunan DED Pemb. Gedung Perkuliahan Terpadu SBSN 2019												
		Lokasi : Rowolaku, Kajen, Pekalongan, Jawa Tengah												
		No. Titik : BM 1 PKL												
No.	Depth ( m )	Index Properties					Engineering Properties							
		Natural Water content, W <sub>n</sub> (%)	Degree of saturation (%)	Angka Pori, e	Porositas, n (%)	Specific Gravity, G <sub>s</sub>	Grain Size Distribution			Geser Langsung/ Tekan Bebas				
							% finer passing no. 200 sieve	C <sub>c</sub>	C <sub>u</sub>	γ <sub>n</sub> gr/cm <sup>3</sup>	γ <sub>d</sub> gr/cm <sup>3</sup>	q <sub>u</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	c <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	φ (°)
1	1.00-2.00	52,36	0,8324	1,5421	0,607	2,451	92,72	0,898	1,636	1,4693	0,9643	-	0,051	23,444
2	3.00-4.00	44,04	0,8166	1,3840	0,581	2,566	74,45	0,993	1,765	1,5506	1,0765	-	0,127	23,280
3	5.00-6.00	65,23	0,9856	1,6477	0,622	2,489	96,14	0,961	1,606	1,5536	0,9402	-	0,188	16,792
4	7.00-8.00	51,30	0,7039	1,8478	0,649	2,535	78,61	1,595	3,471	1,3470	0,8903	-	0,139	28,953
5	9.00-10.00	62,06	0,7603	2,1209	0,680	2,598	74,97	1,089	1,935	1,3493	0,8326	-	0,170	15,309
6	11.00-12.00	63,58	1,2643	1,3328	0,571	2,650	41,70	0,062	60,667	1,8584	1,1361	1,9286	0,414	43,600
7	13.00-14.00	51,59	1,1547	1,1517	0,535	2,578	Batu	Batu	Batu	1,8160	1,1979	1,7053	0,311	50,000
8	15.00-16.00	40,69	1,0349	1,0398	0,510	2,645	Batu	Batu	Batu	1,8241	1,2965	1,8480	0,283	56,000
9	17.00-18.00	39,98	0,8973	1,2326	0,552	2,766	95,70	1,046	1,700	1,7344	1,2390	-	0,158	23,603
10	19.00-20.00	51,79	1,1019	1,2757	0,561	2,714	59,75	0,865	2,027	1,8103	1,1926	-	0,125	25,144
11	21.00-22.00	45,64	1,1431	1,0694	0,517	2,678	57,04	0,59	3,20	1,8849	1,2942	-	0,0840	28,9529
12	23.00-24.00	35,46	1,0453	0,9129	0,477	2,691	Batu	Batu	Batu	1,9057	1,4069	2,482	0,2869	64,0000
13	25.00-26.00	56,14	1,2831	1,2234	0,550	2,796	Batu	Batu	Batu	1,9634	1,2574	1,929	1,2615	50,0000
14	27.00-28.00	38,11	0,8698	1,2504	0,556	2,854	Batu	Batu	Batu	1,7515	1,2682	2,210	0,2255	64,0000
15	29.00-30.00	41,17	1,0963	1,0272	0,507	2,735	Batu	Batu	Batu	1,9048	1,3494	1,929	1,1154	50,0000

**Gambar 5.6 Data Tanah Berdasar Pengujian Laboratorium**

Yogyakarta, 2019  
Laboratorium Mekanika Tanah

(Teguh Widodo, S.T., M.T.)  
Kepala Laboratorium

Berikut adalah hasil korelasi *N-SPT* yang didapatkan dari pengujian sebelumnya maka didapatkan nilai *Cu* untuk tanah kohesif dapat dilihat pada Tabel 5.4.

**Tabel 5.4 Nilai *Cu* Berdasarkan Korelasi *N-SPT***

Depth (m)	Segmen L (m)	N	Cu (kN/m <sup>2</sup> )
		N SPT Rata- Rata	
2	2	3	12
4	2	7	28
6	2	5	20
8	2	12	48
10	2	13	52
12	2	50	200
14	2	60	240
16	2	50	200

## 5.4 Perhitungan Kapasitas Dukung Tunggal Tiang Pancang

### 5.4.1 Perhitungan Metode *U.S Army Corps*

#### 5.4.1.1 Tiang Pancang Dimensi 0,3 m

Pada perencanaan dimensi 0,3 m ujung tiang pancang berada di kedalaman 16 m sehingga *Cu* yang digunakan adalah 200

#### 1. Menghitung tahanan ujung tiang

$$\begin{aligned}
 qp &= 9 \times Cu \\
 &= 9 \times 200 \\
 &= 1800 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ap &= D \times D \\
 &= 0,3 \times 0,3 \\
 &= 0,09 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

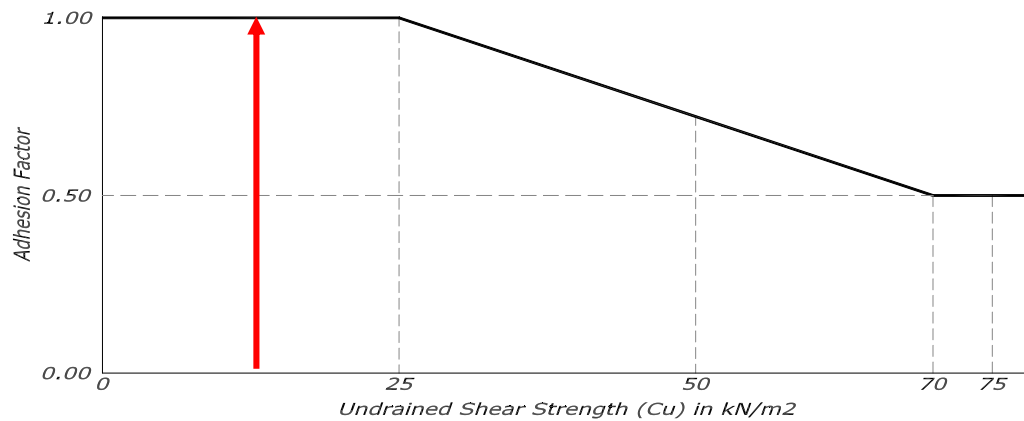
$$\begin{aligned}
 Qp &= qp \times Ap \\
 &= 1800 \times 0,9 \\
 &= 162 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

#### 2. Menghitung tahanan selimut tiang

##### a. Menghitung *Qs* kedalaman 0 – 2 meter

$$C_u = 12 \text{ kN/m}^2$$

Nilai  $\alpha$  tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.2 Metode *U.S. Army Corps* dibawah,



**Grafik 5.1 Kuat Geser Undrained Kedalaman 0-2 Meter Dimensi Tiang 0,3 m,  $C_u$  ( $\text{kN/m}^2$ )**

Dari grafik diatas mengacu pada nilai  $C_u$  didapatkan nilai  $\alpha$  sebesar 1

$$f_s = \alpha \times C_u \text{ lapisan}$$

$$= 1 \times 12 \text{ kN/m}^2$$

$$= 12 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = 4 \times D$$

$$= 4 \times 0,3$$

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

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \text{ lapisan}$$

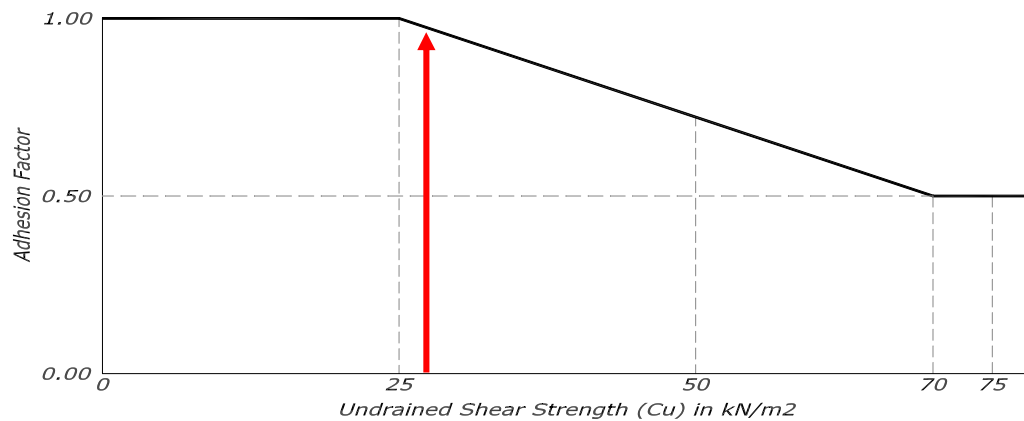
$$= 12 \times 1,2 \times 2$$

$$= 28,80 \text{ kN}$$

b. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 2 – 4 meter

$$C_u = 28 \text{ kN/m}^2$$

Nilai  $\alpha$  tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.3 Metode *U.S. Army Corps* dibawah,



**Grafik 5.2 Kuat Geser Undrained Kedalaman 2-4 Meter Dimensi Tiang 0,3 m,  $C_u$  ( $\text{kN/m}^2$ )**

Dari grafik diatas mengacu pada nilai  $C_u$  didapatkan nilai  $\alpha$  sebesar 1

$$f_s = \alpha \times C_u \text{ lapisan}$$

$$= 0,89 \times 28 \text{ kN/m}^2$$

$$= 24,92 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = 4 \times D$$

$$= 4 \times 0,3$$

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

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \text{ lapisan}$$

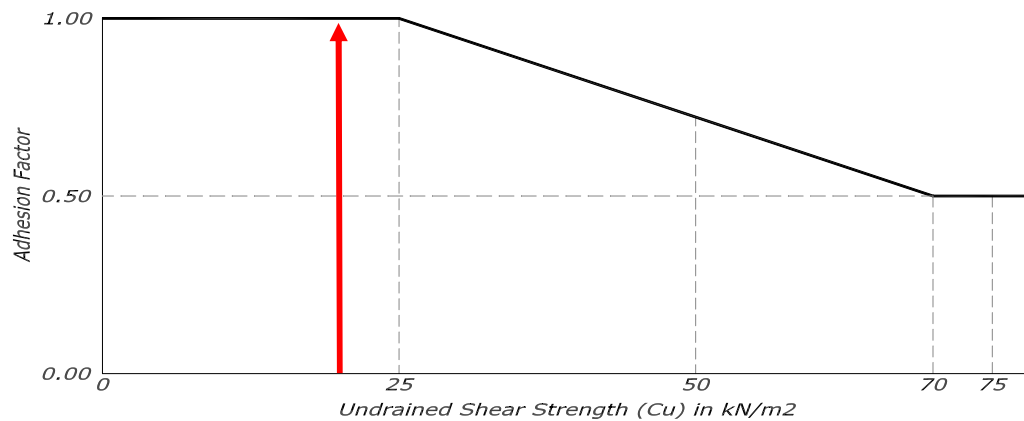
$$= 24,92 \times 1,2 \times 2$$

$$= 59,81 \text{ kN}$$

c. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 4 – 6 meter

$$C_u = 20 \text{ kN/m}^2$$

Nilai  $\alpha$  tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.3 Metode *U.S. Army Corps* dibawah,



**Grafik 5.3 Kuat Geser Undrained Kedalaman 4-6 Meter Dimensi Tiang 0,3 m,  $C_u$  (kN/m<sup>2</sup>)**

Dari grafik diatas mengacu pada nilai  $C_u$  didapatkan nilai  $\alpha$  sebesar 1

$$f_s = \alpha \times C_u \text{ lapisan}$$

$$= 1 \times 20 \text{ kN/m}^2$$

$$= 20 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = 4 \times D$$

$$= 4 \times 0,3$$

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

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \text{ lapisan}$$

$$= 20 \times 1,2 \times 2$$

$$= 48,8 \text{ kN}$$

d. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 6 – 16 meter

Untuk perhitungan  $q_s$  kedalaman 6 - 16 meter menggunakan metode perhitungan sesuai pada a, b dan c untuk hasil rekapitulasi perhitungan pada kedalaman 6 -16 meter dapat dilihat pada Tabel 5.5.

**Tabel 5.5 Rekapitulasi Perhitungan Qs dengan Dimensi 0.3m Pada Kedalaman 6 – 16m Metode U.S. Army Corps**

Lapis (m)	Tebal ( m )	Cu ( kN/m <sup>2</sup> )	Nilai $\alpha$ dari Grafik	fs	qs (kN/m)	QS (kN)
				(kN/m <sup>2</sup> )	(fs . T)	As . qs
2	2	12	1	12	24	28,80
4	2	28	0,89	24,92	49,84	59,81
6	2	20	1	20	40	48,00
8	2	48	0,78	37,44	74,88	89,86
10	2	52	0,74	38,48	76,96	92,35
12	2	200	0,5	100	200	240,00
14	2	240	0,5	120	240	240,00
16	2	200	0,5	100	200	240,00
$\Sigma Q_s =$						1038,82

3. Menghitung daya dukung ultmit  $Q_u$

$$Q_p = 162 \text{ kN}$$

$$Q_s = 1038,82 \text{ kN}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 1200,82 \text{ kN}$$

4. Menghitung daya dukung ijin  $Q_{all}$

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{1200,82}{2,5} \\ &= 480,33 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.4.1.2 Tiang Pancang Dimensi 0,4 meter

Pada perencanaan dimensi 0,4 m ujung tiang pancang berada di kedalaman 16 m sehingga Cu yang digunakan adalah 200.

1. Menghitung tahanan ujung tiang

$$\begin{aligned} q_p &= 9 \times C_u \\ &= 9 \times 200 \\ &= 1800 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$



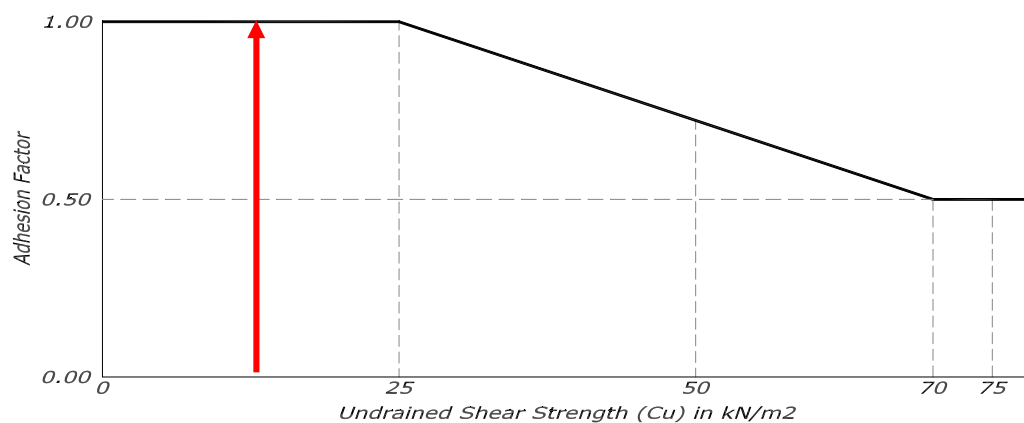
$$\begin{aligned}
 A_p &= D \times D \\
 &= 0,4 \times 0,4 \\
 &= 0,16 \text{ m}^2 \\
 Q_p &= q_p \times A_p \\
 &= 1800 \times 0,16 \\
 &= 288 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## 2. Menghitung tahanan selimut tiang

- a. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 0 – 2 meter

$$C_u = 12 \text{ kN/m}^2$$

Nilai  $\alpha$  tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.4 Metode *U.S. Army Corps* dibawah,



**Grafik 5.4 Kuat Geser Undrained Kedalaman 0-2 Meter Dimensi Tiang 0,4 m,  $C_u$  ( $\text{kN/m}^2$ )**

Dari grafik diatas mengacu pada nilai  $C_u$  didapatkan nilai  $\alpha$  sebesar 1

$$\begin{aligned}
 f_s &= \alpha \times C_u \text{ lapisan} \\
 &= 1 \times 12 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 12 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

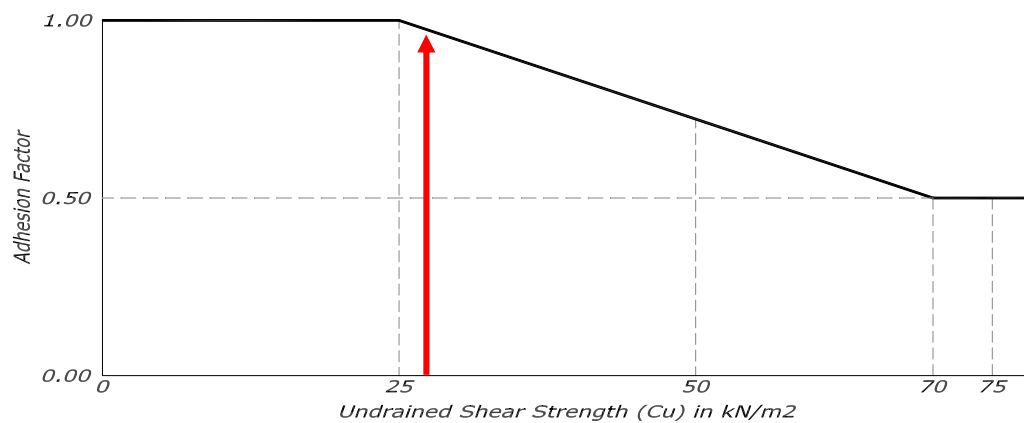
$$\begin{aligned}
 A_s &= 4 \times D \\
 &= 4 \times 0,4 \\
 &= 1,6 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= f_s \times A_s \times t \text{ lapisan} \\
 &= 12 \times 1,6 \times 2 \\
 &= 38,40 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 2 – 4 meter

$$C_u = 28 \text{ kN/m}^2$$

Nilai  $\alpha$  tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.5 Metode *U.S. Army Corps* dibawah,



**Grafik 5.5 Kuat Geser Undrained Kedalaman 2-4 Meter  
Dimensi Tiang 0,4 m,  $C_u$  ( $\text{kN/m}^2$ )**

Dari grafik diatas mengacu pada nilai  $C_u$  didapatkan nilai  $\alpha$  sebesar 1

$$\begin{aligned}
 f_s &= \alpha \times C_u \text{ lapisan} \\
 &= 0,89 \times 28 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 24,92 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

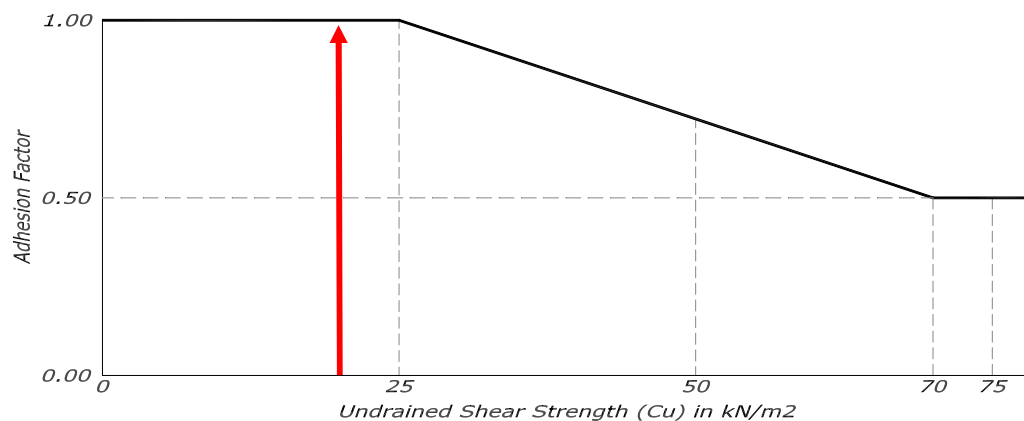
$$\begin{aligned}
 A_s &= 4 \times D \\
 &= 4 \times 0,4 \\
 &= 1,6 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= f_s \times A_s \times t \text{ lapisan} \\
 &= 24,92 \times 1,6 \times 2 \\
 &= 79,74 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Mengitung  $Q_s$  kedalaman 4 – 6 meter

$$C_u = 20 \text{ kN/m}^2$$

Nilai  $\alpha$  tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.6 Metode *U.S. Army Corps* dibawah,



**Grafik 5.6 Kuat Geser Undrained Kedalaman 4-6 Meter Dimensi Tiang 0,4 m,  $C_u$  ( $\text{kN/m}^2$ )**

Dari grafik diatas mengacu pada nilai  $C_u$  didapatkan nilai  $\alpha$  sebesar 1

$$f_s = \alpha \times C_u \text{ lapisan}$$

$$= 1 \times 20 \text{ kN/m}^2$$

$$= 20 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = 4 \times D$$

$$= 4 \times 0,4$$

$$= 1,6 \text{ m}$$

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \text{ lapisan}$$

$$= 20 \times 1,2 \times 2$$

$$= 64 \text{ kN}$$

d. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 6 – 16 meter

Untuk perhitungan  $q_s$  kedalaman 6 - 16 meter menggunakan metode perhitungan sesuai pada a, b dan c untuk hasil rekapitulasi perhitungan pada kedalaman 6 -16 meter dapat dilihat pada Tabel 5.6.

**Tabel 5.6 Rekapitulasi Perhitungan Qs dengan Dimensi 0.4m Pada Kedalaman 6 – 16m Metode U.S. Army Corps**

Lapis (m)	Tebal ( m )	Cu ( kN/m <sup>2</sup> )	Nilai $\alpha$ dari Grafik	fs (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m) (fs . T)	QS (kN) As . qs
2	2	12	1	12	24	38,40
4	2	28	0,89	24,92	49,84	79,74
6	2	20	1	20	40	64,00
8	2	48	0,78	37,44	74,88	119,81
10	2	52	0,74	38,48	76,96	123,14
12	2	200	0,5	100	200	320,00
14	2	240	0,5	120	240	320,00
16	2	200	0,5	100	200	320,00
$\Sigma Q_s =$						1385,09

3. Menghitung daya dukung ultmit  $Q_u$

$$Q_p = 288 \text{ kN}$$

$$Q_s = 1385,09 \text{ kN}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 1673,09 \text{ kN}$$

4. Menghitung daya dukung ijin  $Q_{all}$

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{1673,09}{2,5} \\ &= 669,24 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.4.1.3 Tiang Pancang Dimensi 0,5 meter

Pada perencanaan dimensi 0,5 m ujung tiang pancang berada di kedalaman 16 m sehingga Cu yang digunakan adalah 200.

1. Menghitung tahanan ujung tiang

$$\begin{aligned} q_p &= 9 \times C_u \\ &= 9 \times 200 \\ &= 1800 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

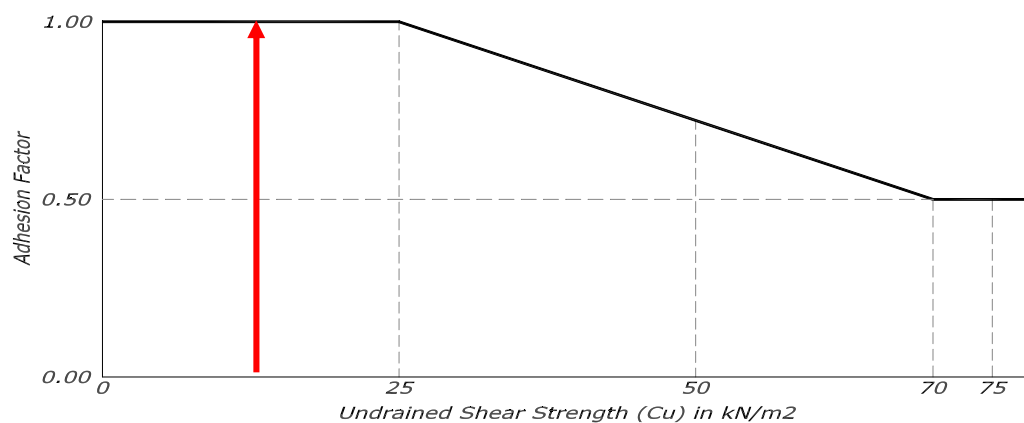
$$\begin{aligned}
 A_p &= D \times D \\
 &= 0,5 \times 0,5 \\
 &= 0,25 \text{ m}^2 \\
 Q_p &= q_p \times A_p \\
 &= 1800 \times 0,25 \\
 &= 450 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## 2. Menghitung tahanan selimut tiang

### a. Menghitung $Q_s$ kedalaman 0 – 2 meter

$$C_u = 12 \text{ kN/m}^2$$

Nilai  $\alpha$  tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.7 Metode *U.S. Army Corps* dibawah,



**Grafik 5.7 Kuat Geser Undrained Kedalaman 0-2 Meter Dimensi Tiang 0,5 m,  $C_u$  ( $\text{kN/m}^2$ )**

Dari grafik diatas mengacu pada nilai  $C_u$  didapatkan nilai  $\alpha$  sebesar 1

$$\begin{aligned}
 f_s &= \alpha \times C_u \text{ lapisan} \\
 &= 1 \times 12 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 12 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

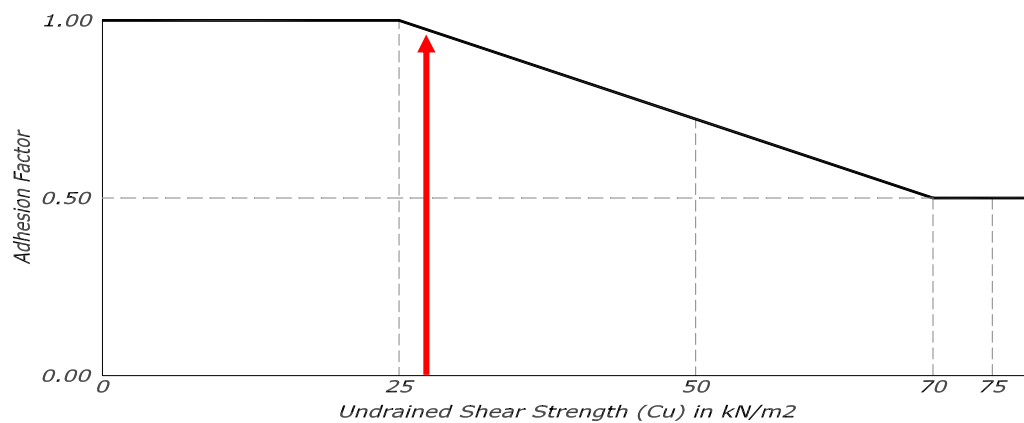
$$\begin{aligned}
 A_s &= 4 \times D \\
 &= 4 \times 0,5 \\
 &= 2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= f_s \times A_s \times t \text{ lapisan} \\
 &= 12 \times 2 \times 2 \\
 &= 48 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 2 – 4 meter

$$C_u = 28 \text{ kN/m}^2$$

Nilai  $\alpha$  tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.8 Metode *U.S. Army Corps* dibawah,



**Grafik 5.8 Kuat Geser Undrained Kedalaman 2-4 Meter Dimensi Tiang 0,5 m,  $C_u$  ( $\text{kN/m}^2$ )**

Dari grafik diatas mengacu pada nilai  $C_u$  didapatkan nilai  $\alpha$  sebesar 1

$$\begin{aligned}
 f_s &= \alpha \times C_u \text{ lapisan} \\
 &= 0,89 \times 28 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 24,92 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

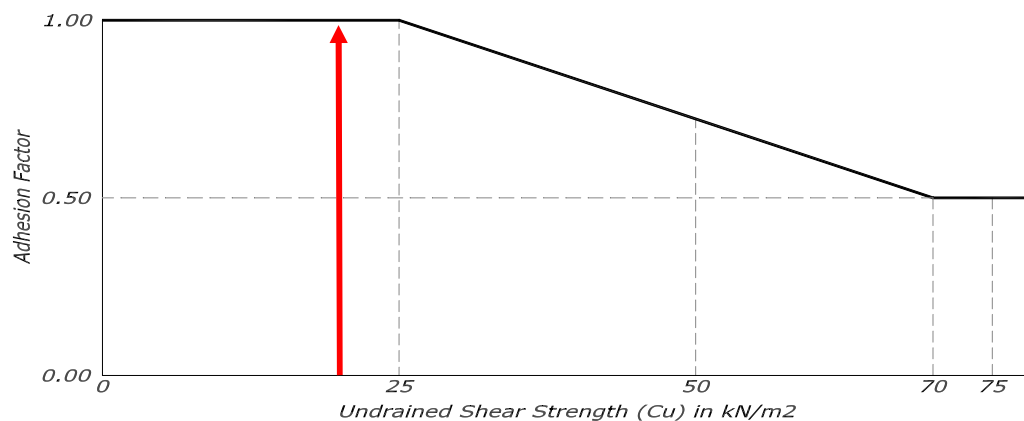
$$\begin{aligned}
 A_s &= 4 \times D \\
 &= 4 \times 0,5 \\
 &= 2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= f_s \times A_s \times t \text{ lapisan} \\
 &= 24,92 \times 2 \times 2 \\
 &= 99,68 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 4 – 6 meter

$$C_u = 20 \text{ kN/m}^2$$

Nilai  $\alpha$  tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.9 Metode *U.S. Army Corps* dibawah,



**Grafik 5.9 Kuat Geser Undrained Kedalaman 4-6 Meter Dimensi Tiang 0,5 m,  $C_u$  ( $\text{kN/m}^2$ )**

Dari grafik diatas mengacu pada nilai  $C_u$  didapatkan nilai  $\alpha$  sebesar 1

$$f_s = \alpha \times C_u \text{ lapisan}$$

$$= 1 \times 20 \text{ kN/m}^2$$

$$= 20 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = 4 \times D$$

$$= 4 \times 0,5$$

$$= 2 \text{ m}$$

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \text{ lapisan}$$

$$= 20 \times 2 \times 2$$

$$= 80 \text{ kN}$$

d. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 6 – 16 meter

Untuk perhitungan  $q_s$  kedalaman 6 -16 meter menggunakan metode perhitungan sesuai pada a, b dan c untuk hasil rekapitulasi perhitungan pada kedalaman 6 -16 meter dapat dilihat pada Tabel 5.7.

**Tabel 5.7 Rekapitulasi Perhitungan Qs dengan Dimensi 0.5m Pada Kedalaman 6 – 16m Metode U.S. Army Corps**

Lapis (m)	Tebal ( m )	Cu ( kN/m <sup>2</sup> )	Nilai $\alpha$ dari Grafik	fs (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m) FS(fs . T)	QS (kN) As . qs
2	2	12	1	12	24	48,00
4	2	28	0,89	24,92	49,84	99,68
6	2	20	1	20	40	80,00
8	2	48	0,78	37,44	74,88	149,76
10	2	52	0,74	38,48	76,96	153,92
12	2	200	0,5	100	200	400,00
14	2	240	0,5	120	240	400,00
16	2	200	0,5	100	200	400,00
$\Sigma Q_s =$						1731,36

3. Menghitung daya dukung ultmit  $Q_u$

$$Q_p = 450 \text{ kN}$$

$$Q_s = 1731,36 \text{ kN}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 2181,36 \text{ kN}$$

4. Menghitung daya dukung ijin  $Q_{all}$

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{2181,36}{2,5} \\ &= 872,54 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.4.2 Perhitungan Metode *Tomlinson*

5.4.2.1 Tiang Pancang Dimensi 0,3 m

Pada perencanaan dimensi 0,3 m ujung tiang pancang berada di kedalaman 16 m sehingga Cu yang digunakan adalah 200

1. Menghitung tahanan ujung tiang

$$q_p = 9 \times C_u$$



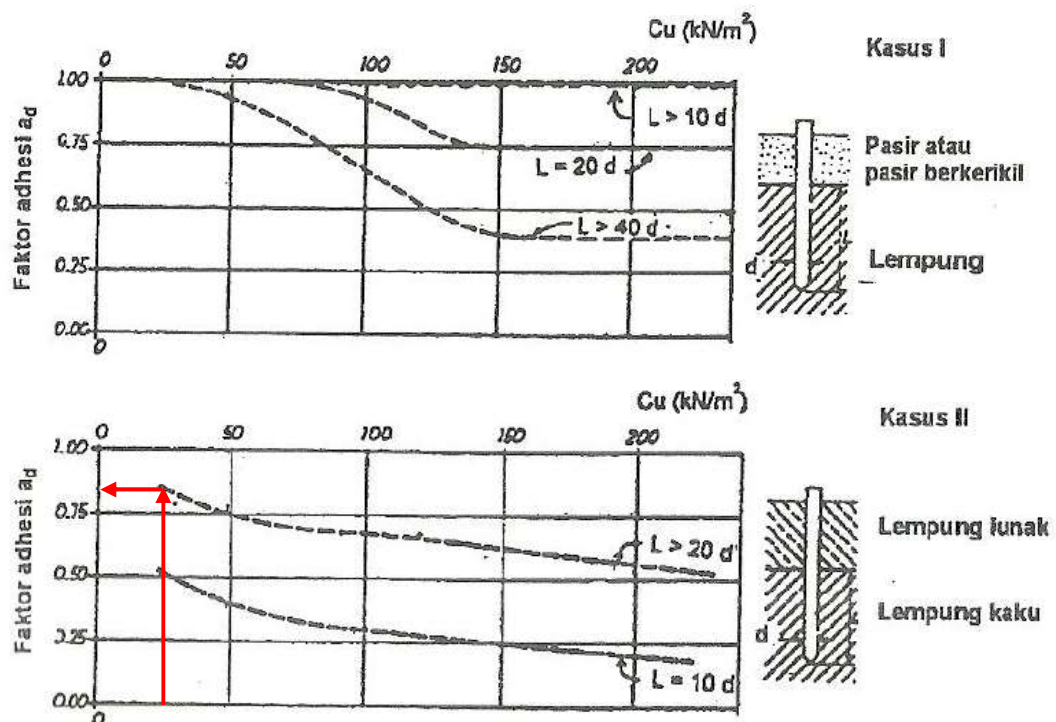
$$\begin{aligned}
 &= 9 \times 200 \\
 &= 1800 \text{ kN/m}^2 \\
 A_p &= D \times D \\
 &= 0,3 \times 0,3 \\
 &= 0,09 \text{ m}^2 \\
 Q_p &= q_p \times A_p \\
 &= 1800 \times 0,09 \\
 &= 162 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

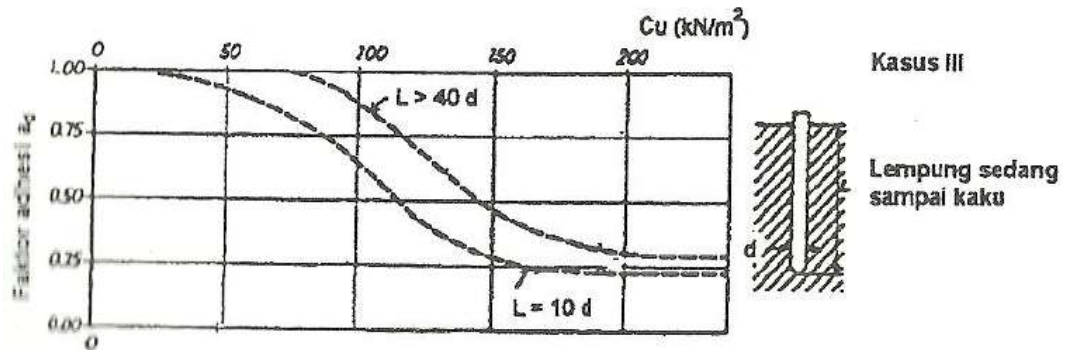
2. Menghitung tahanan selimut tiang

a. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 0 – 2 meter

$$C_u = 12 \text{ kN/m}^2$$

Nilai  $\alpha$  tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.10 Tomlinson, 1977 hubungan antara faktor adhesi dan kohesi untuk tiang pancang dalam tanah lempung dibawah,





**Grafik 5.10 Hubungan Antara Faktor Adhesi Dan Kohesi Untuk Tiang Pancang Dalam Tanah Lempung (Tomlinson,1977)**

Dari grafik diatas mengacu pada kasus yang sesuai dengan kondisi tanah yaitu kondisi II, sehingga berdasarkan nilai  $C_u$  dan  $L > 20d$  didapatkan nilai  $\alpha$  sebesar 0,8 pada lapisan tanah 0 – 2 meter

$$\begin{aligned} f_s &= \alpha \times C_u \text{ lapisan} \\ &= 0,8 \times 12 \text{ kN/m}^2 \\ &= 9,6 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

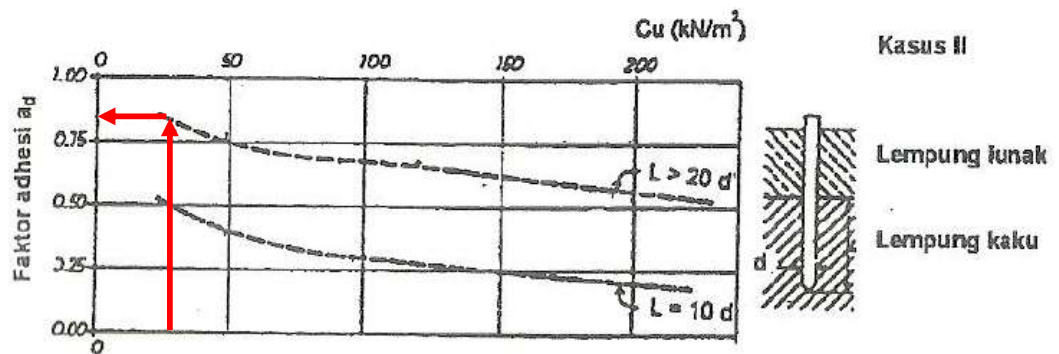
$$\begin{aligned} A_s &= 4 \times D \\ &= 4 \times 0,3 \\ &= 1,2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= f_s \times A_s \times t \text{ lapisan} \\ &= 9,6 \times 1,2 \times 2 \\ &= 23,04 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 2 – 4 meter

$$C_u = 28 \text{ kN/m}^2$$

Nilai  $\alpha$  tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.11 Tomlinson, 1977 hubungan antara faktor adhesi dan kohesi untuk tiang pancang dalam tanah lempung dibawah,



**Grafik 5.11 Nilai  $\alpha$  Pada Kedalaman 2-4 m Dimensi Tiang 0,3 m Berdasarkan Nilai  $C_u$**

Dari grafik mengacu pada kasus yang sesuai dengan kondisi tanah yaitu kondisi II, sehingga berdasarkan nilai  $C_u$  dan  $L > 20d$  didapatkan nilai  $\alpha$  sebesar 0,8 pada lapisan tanah 2 – 4 meter

$$f_s = \alpha \times C_u \text{ lapisan}$$

$$= 0,8 \times 28 \text{ kN/m}^2$$

$$= 22,4 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = 4 \times D$$

$$= 4 \times 0,3$$

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

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \text{ lapisan}$$

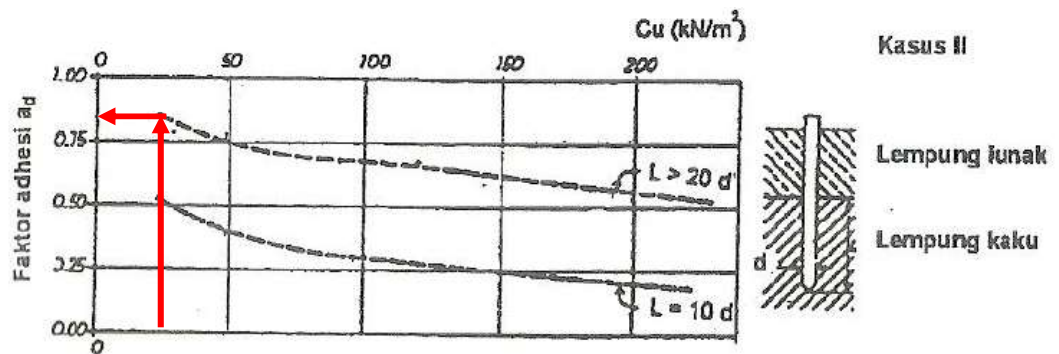
$$= 22,4 \times 1,2 \times 2$$

$$= 53,76 \text{ kN}$$

c. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 4 – 6 meter

$$C_u = 20 \text{ kN/m}^2$$

Nilai  $\alpha$  tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.12 Tomlinson, 1977 hubungan antara faktor adhesi dan kohesi untuk tiang pancang dalam tanah lempung dibawah,



**Grafik 5.12 Nilai  $\alpha$  Pada Kedalaman 4-6 m Dimensi Tiang 0,3 m Berdasarkan Nilai Cu**

Dari grafik diatas mengacu pada kasus yang sesuai dengan kondisi tanah yaitu kondisi II, sehingga berdasarkan nilai Cu dan  $L > 20d$  didapatkan nilai  $\alpha$  sebesar 0,8 pada lapisan tanah 4 – 6 meter

$$f_s = \alpha \times C_u \text{ lapisan}$$

$$= 0,8 \times 20 \text{ kN/m}^2$$

$$= 16 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = 4 \times D$$

$$= 4 \times 0,3$$

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

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \text{ lapisan}$$

$$= 16 \times 1,2 \times 2$$

$$= 38,40 \text{ kN}$$

d. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 6 – 16 m

Untuk perhitungan  $q_s$  kedalaman 6 - 16meter menggunakan metode perhitungan sesuai pada a, b dan c untuk hasil rekapitulasi perhitungan pada kedalaman 6 -16 meter dapat dilihat pada Tabel 5.8.

**Tabel 5.8 Rekapitulasi Perhitungan Qs dengan Dimensi 0.3m Pada Kedalaman 6 – 16m Metode Tomlinson**

Lapis (m)	Tebal ( m )	Cu ( kN/m <sup>2</sup> )	Dari Grafik Tomlinson $\alpha$	fs (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m) (fs . T)	QS (kN) As . qs
2	2	12	0,8	9,6	19,2	23,04
4	2	28	0,8	22,4	44,8	53,76
6	2	20	0,8	16	32	38,40
8	2	48	0,75	36	72	86,40
10	2	52	0,73	37,96	75,92	91,10
12	2	200	0,58	116	232	240,00
14	2	240	0,58	139,2	278,4	240,00
16	2	200	0,58	116	232	240,00
$\Sigma Q_s =$						1012,70

3. Menghitung daya dukung ultmit  $Q_u$

$$Q_p = 162 \text{ kN}$$

$$Q_s = 1012,70 \text{ kN}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 1174,70 \text{ kN}$$

4. Menghitung daya dukung ijin  $Q_{all}$

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{1174,70}{2,5} \\ &= 469,98 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.4.2.2 Tiang Pancang Dimensi 0,4 m

Pada perencanaan dimensi 0,4 m ujung tiang pancang berada di kedalaman 16 m sehingga Cu yang digunakan adalah 200

1. Menghitung tahanan ujung tiang

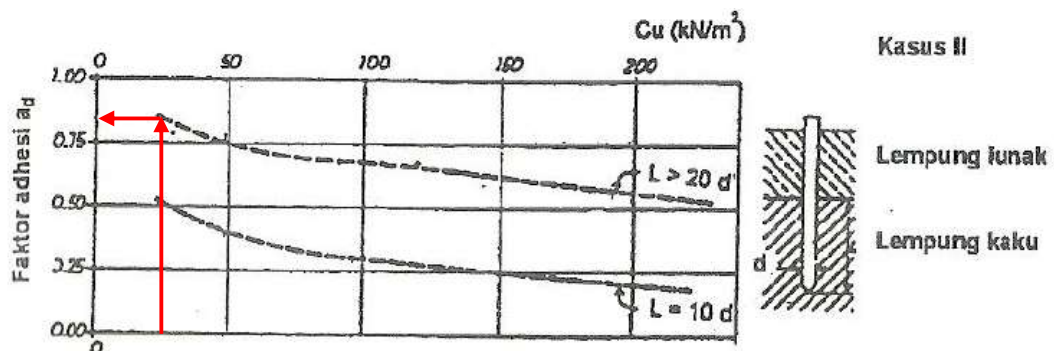
$$\begin{aligned} q_p &= 9 \times C_u \\ &= 9 \times 200 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1800 \text{ kN/m}^2 \\
 A_p &= D \times D \\
 &= 0,4 \times 0,4 \\
 &= 0,16 \text{ m}^2 \\
 Q_p &= q_p \times A_p \\
 &= 1800 \times 0,16 \\
 &= 288 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Menghitung tahanan selimut tiang
  - a. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 0 – 2 meter

$$C_u = 12 \text{ kN/m}^2$$

Nilai  $\alpha$  tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.13 Tomlinson, 1977 hubungan antara faktor adhesi dan kohesi untuk tiang pancang dalam tanah lempung dibawah,



**Grafik 5.13 Nilai  $\alpha$  Pada Kedalaman 0-2 m Dimensi Tiang 0,4 m Berdasarkan Nilai  $C_u$**

Dari grafik diatas mengacu pada kasus yang sesuai dengan kondisi tanah yaitu kondisi II, sehingga berdasarkan nilai  $C_u$  dan  $L > 20d$  didapatkan nilai  $\alpha$  sebesar 0,8 pada lapisan tanah 0 – 2 meter.

$$\begin{aligned}
 f_s &= \alpha \times C_u \text{ lapisan} \\
 &= 0,8 \times 12 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 9,6 \text{ kN/m}^2 \\
 A_s &= 4 \times D
 \end{aligned}$$

$$= 4 \times 0,4$$

$$= 1,6 \text{ m}$$

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \text{ lapisan}$$

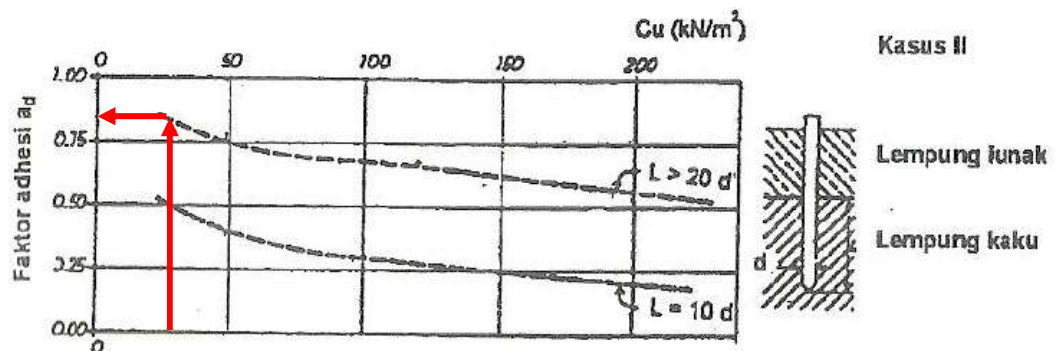
$$= 9,6 \times 1,6 \times 2$$

$$= 30,72 \text{ kN}$$

b. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 2 – 4 meter

$$C_u = 28 \text{ kN/m}^2$$

Nilai  $\alpha$  tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.14 Tomlinson, 1977 hubungan antara faktor adhesi dan kohesi untuk tiang pancang dalam tanah lempung dibawah,



**Grafik 5.14 Nilai  $\alpha$  Pada Kedalaman 2-4 m Dimensi Tiang 0,4 m Berdasarkan Nilai  $C_u$**

Dari grafik diatas mengacu pada kasus yang sesuai dengan kondisi tanah yaitu kondisi II, sehingga berdasarkan nilai  $C_u$  dan  $L > 20d$  didapatkan nilai  $\alpha$  sebesar 0,8 pada lapisan tanah 2 – 4 meter

$$f_s = \alpha \times C_u \text{ lapisan}$$

$$= 0,8 \times 28 \text{ kN/m}^2$$

$$= 22,4 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = 4 \times D$$

$$= 4 \times 0,4$$

$$= 1,6 \text{ m}$$

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \text{ lapisan}$$

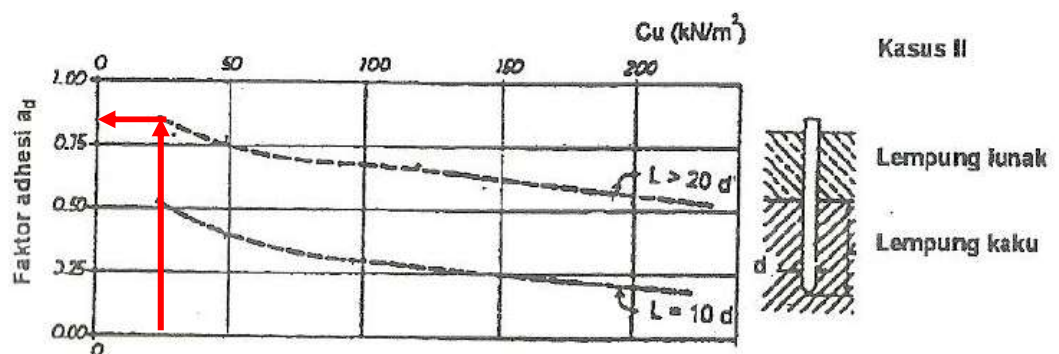
$$= 22,4 \times 1,2 \times 2$$

$$= 71,68 \text{ kN}$$

c. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 4 – 6 meter

$$C_u = 20 \text{ kN/m}^2$$

Nilai  $\alpha$  tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.15 Tomlinson, 1977 hubungan antara faktor adhesi dan kohesi untuk tiang pancang dalam tanah lempung dibawah,



**Grafik 5.15 Nilai  $\alpha$  Pada Kedalaman 4-6 m Dimensi Tiang 0,4 m Berdasarkan Nilai  $C_u$**

Dari grafik diatas mengacu pada kasus yang sesuai dengan kondisi tanah yaitu kondisi II, sehingga berdasarkan nilai  $C_u$  dan  $L > 20d$  didapatkan nilai  $\alpha$  sebesar 0,8 pada lapisan tanah 4 – 6 meter

$$f_s = \alpha \times C_u \text{ lapisan}$$

$$= 0,8 \times 20 \text{ kN/m}^2$$

$$= 16 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = 4 \times D$$

$$= 4 \times 0,4$$

$$= 1,6 \text{ m}$$

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \text{ lapisan}$$

$$= 16 \times 1,6 \times 2$$

$$= 51,20 \text{ kN}$$



d. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 6 – 16 m

Untuk perhitungan  $q_s$  kedalaman 6 - 16meter menggunakan metode perhitungan sesuai pada a, b dan c untuk hasil rekapitulasi perhitungan pada kedalaman 6 -16 meter dapat dilihat pada Tabel 5.9.

**Tabel 5.9 Rekapitulasi Perhitungan  $Q_s$  dengan Dimensi 0.4m Pada Kedalaman 6 – 16m Metode Tomlinson**

Lapis (m)	Tebal ( m )	$C_u$ ( kN/m <sup>2</sup> )	Dari Grafik Tomlinson $\alpha$	fs	$q_s$ (kN/m)	$Q_s$ (kN)
				(kN/m <sup>2</sup> )	(fs . T)	As . $q_s$
2	2	12	0,8	9,6	19,2	30,72
4	2	28	0,8	22,4	44,8	71,68
6	2	20	0,8	16	32	51,20
8	2	48	0,75	36	72	115,20
10	2	52	0,73	37,96	75,92	121,47
12	2	200	0,58	116	232	320,00
14	2	240	0,58	139,2	278,4	320,00
16	2	200	0,58	116	232	320,00
$\Sigma Q_s =$						1350,27

3. Menghitung daya dukung ultmit  $Q_u$

$$Q_p = 288 \text{ kN}$$

$$Q_s = 1350,72 \text{ kN}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 1638,27 \text{ kN}$$

4. Menghitung daya dukung ijin  $Q_{all}$

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{1638,27}{2,5} \\ &= 655,31 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### 5.4.2.3 Tiang Pancang Dimensi 0,5 m

Pada perencanaan dimensi 0,5 m ujung tiang pancang berada di kedalaman 16 m sehingga  $C_u$  yang digunakan adalah 200

## 1. Menghitung tahanan ujung tiang

$$\begin{aligned} q_p &= 9 \times C_u \\ &= 9 \times 200 \\ &= 1800 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_p &= D \times D \\ &= 0,5 \times 0,5 \\ &= 0,25 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

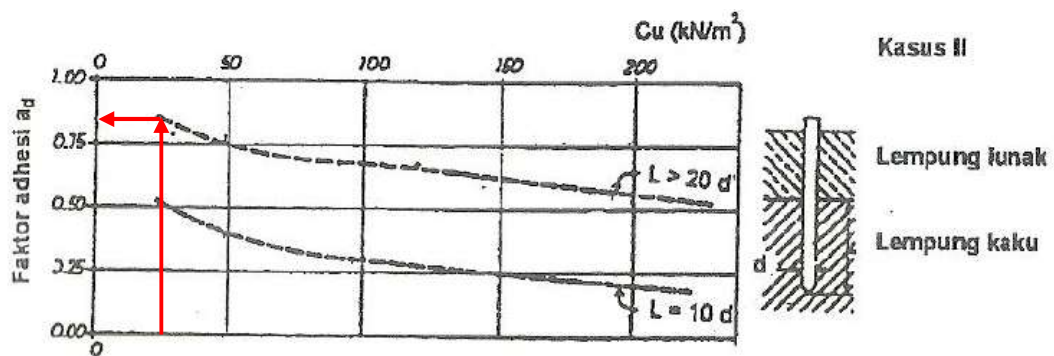
$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \times A_p \\ &= 1800 \times 0,25 \\ &= 450 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 2. Menghitung tahanan selimut tiang

a. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 0 – 2 meter

$$C_u = 12 \text{ kN/m}^2$$

Nilai  $\alpha$  tiap lapis didapatkan dari Grafik 5.16 Tomlinson, 1977 hubungan antara faktor adhesi dan kohesi untuk tiang pancang dalam tanah lempung dibawah,



**Grafik 5.16 Nilai  $\alpha$  Pada Kedalaman 0-2 m Dimensi Tiang 0,5 m Berdasarkan Nilai  $C_u$**

Dari grafik diatas mengacu pada kasus yang sesuai dengan kondisi tanah yaitu kondisi II, sehingga berdasarkan nilai  $C_u$  dan  $L > 20d$  didapatkan nilai  $\alpha$  sebesar 0,8 pada lapisan tanah 0 – 2 meter

$$f_s = \alpha \times C_u \text{ lapisan}$$

$$= 0,8 \times 12 \text{ kN/m}^2$$

$$= 9,6 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = 4 \times D$$

$$= 4 \times 0,5$$

$$= 2 \text{ m}$$

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \text{ lapisan}$$

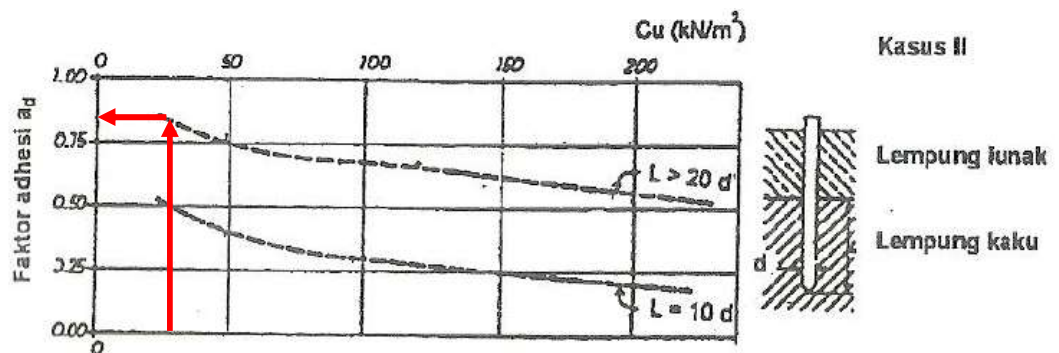
$$= 9,6 \times 2 \times 2$$

$$= 38,40 \text{ kN}$$

b. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 2 – 4 meter

$$C_u = 28 \text{ kN/m}^2$$

Nilai  $\alpha$  tiap lapisan didapatkan dari Grafik 5.17 Tomlinson, 1977 hubungan antara faktor adhesi dan kohesi untuk tiang pancang dalam tanah lempung dibawah,



**Grafik 5.17 Nilai  $\alpha$  Pada Kedalaman 2-4 m Dimensi Tiang 0,5 m Berdasarkan Nilai  $C_u$**

Dari grafik diatas mengacu pada kasus yang sesuai dengan kondisi tanah yaitu kondisi II, sehingga berdasarkan nilai  $C_u$  dan  $L > 20d$  didapatkan nilai  $\alpha$  sebesar 0,8 pada lapisan tanah 2 – 4 meter

$$f_s = \alpha \times C_u \text{ lapisan}$$

$$= 0,8 \times 28 \text{ kN/m}^2$$

$$= 22,4 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = 4 \times D$$

$$= 4 \times 0,5$$

$$= 2 \text{ m}$$

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \text{ lapisan}$$

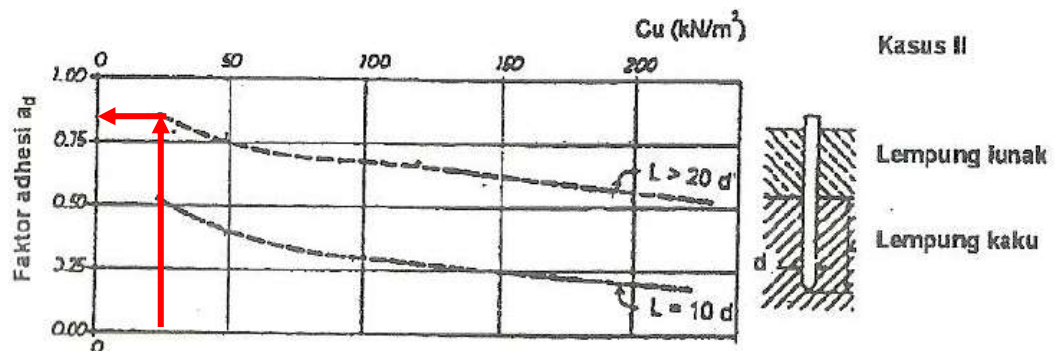
$$= 22,4 \times 2 \times 2$$

$$= 89,60 \text{ kN}$$

c. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 4 – 6 meter

$$C_u = 20 \text{ kN/m}^2$$

Nilai  $\alpha$  tiap lapisan didapatkan dari Grafik 5.18 Tomlinson, 1977 hubungan antara faktor adhesi dan kohesi untuk tiang pancang dalam tanah lempung dibawah,



**Grafik 5.18 Nilai  $\alpha$  Pada Kedalaman 2-4 m Dimensi Tiang 0,5 m Berdasarkan Nilai  $C_u$**

Dari grafik diatas mengacu pada kasus yang sesuai dengan kondisi tanah yaitu kondisi II, sehingga berdasarkan nilai  $C_u$  dan  $L > 20d$  didapatkan nilai  $\alpha$  sebesar 0,8 pada lapisan tanah 4 – 6 meter

$$f_s = \alpha \times C_u \text{ lapisan}$$

$$= 0,8 \times 20 \text{ kN/m}^2$$

$$= 16 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = 4 \times D$$

$$= 4 \times 0,5$$

$$= 2 \text{ m}$$

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \text{ lapisan}$$

$$= 16 \times 2 \times 2$$

$$= 64 \text{ kN}$$

d. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 6 – 16 m

Untuk perhitungan  $q_s$  kedalaman 6 - 16meter menggunakan metode perhitungan sesuai pada a, b dan c untuk hasil rekapitulasi perhitungan pada kedalaman 6 -16 meter dapat dilihat pada Tabel 5.10.

**Tabel 5.10 Rekapitulasi Perhitungan  $Q_s$  dengan Dimensi 0.5m Pada Kedalaman 6 – 16m Metode Tomlinson**

Lapis (m)	Tebal ( m )	$C_u$ ( kN/m <sup>2</sup> )	Dari Grafik Tomlison $\alpha$	fs	$q_s$ (kN/m)	QS (kN)
				(kN/m <sup>2</sup> )	(fs . T)	As . $q_s$
2	2	12	0,8	9,6	19,2	38,40
4	2	28	0,8	22,4	44,8	89,60
6	2	20	0,8	16	32	64,00
8	2	48	0,75	36	72	144,00
10	2	52	0,73	37,96	75,92	151,84
12	2	200	0,58	116	232	400,00
14	2	240	0,58	139,2	278,4	400,00
16	2	200	0,58	116	232	400,00
$\Sigma Q_s =$						1687,84

3. Menghitung daya dukung ultmit  $Q_u$

$$Q_p = 450 \text{ kN}$$

$$Q_s = 1687,84 \text{ kN}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 2137,84 \text{ kN}$$

4. Menghitung daya dukung ijin  $Q_{all}$

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

$$= \frac{2137,84}{2,5}$$

$$= 855,14 \text{ kN}$$

### 5.4.3 Perhitungan Metode *Randolph and Murphy*

#### 5.4.3.1 Perhitungan $\gamma_{\text{sat}}$ berdasarkan uji laboratorium

Nilai  $\gamma_{\text{sat}}$  didapatkan berdasarkan perhitungan menggunakan data uji laboratorium yakni GS (*Specific Gravity*) dan e (*Angka Pori*).

- a. Perhitungan  $\gamma_{\text{sat}}$  pada kedalaman 0 – 2 meter

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{sat}} &= \frac{2,451 + 1,5421}{1 + 1,5421} \times 9,81 \\ &= 15,41 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

- b. Perhitungan  $\gamma_{\text{sat}}$  pada kedalaman 2 – 4 meter

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{sat}} &= \frac{2,566 + 1,384}{1 + 1,384} \times 9,81 \\ &= 16,52 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

- c. Perhitungan  $\gamma_{\text{sat}}$  pada kedalaman 4 – 6 meter

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{sat}} &= \frac{2,489 + 1,6477}{1 + 1,6477} \times 9,81 \\ &= 15,33 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

- d. Perhitungan  $\gamma_{\text{sat}}$  pada kedalaman 6 – 16 meter

Nilai  $\gamma_{\text{sat}}$  pada kedalaman 6 – 16 meter sesuai perhitungan a, b, dan c diatas dapat dilihat pada hasil rekapitulasi perhitungan pada Tabel 5.11.

**Tabel 5.11 Rekapitulasi Nilai  $\gamma_{\text{sat}}$  Berdasarkan Data Uji Laboratorium**

Depth ( m )	L ( m ) Segmen	$\Upsilon_d$ (gr/cm3)	$\Upsilon_d$ (kN/m3)	GS	e	$\Upsilon_{\text{sat}}$ (kN/m3)
2	2	0,9643	9,459783	2,451	1,5421	15,41
4	2	1,0765	10,56047	2,566	1,384	16,25
6	2	0,9402	9,223362	2,489	1,6477	15,33
8	2			2,535	1,8478	15,10
10	2			2,598	2,1209	14,83
12	2			2,65	1,3328	16,75
14	2			2,578	1,1517	17,00
16	2			2,645	1,0398	17,72

#### 5.4.3.2 Perhitungan Tiang Pancang dimensi 0,3m

Pada perencanaan dimensi 0,3 m ujung tiang pancang berada di kedalaman 16 m sehingga  $C_u$  yang digunakan adalah 200

1. Menghitung tahanan ujung tiang

$$\begin{aligned} q_p &= 9 \times C_u \\ &= 9 \times 200 \\ &= 1800 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_p &= D \times D \\ &= 0,3 \times 0,3 \\ &= 0,09 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \times A_p \\ &= 1800 \times 0,09 \\ &= 162 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Menghitung tahanan selimut tiang

- a. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 0 – 2 meter

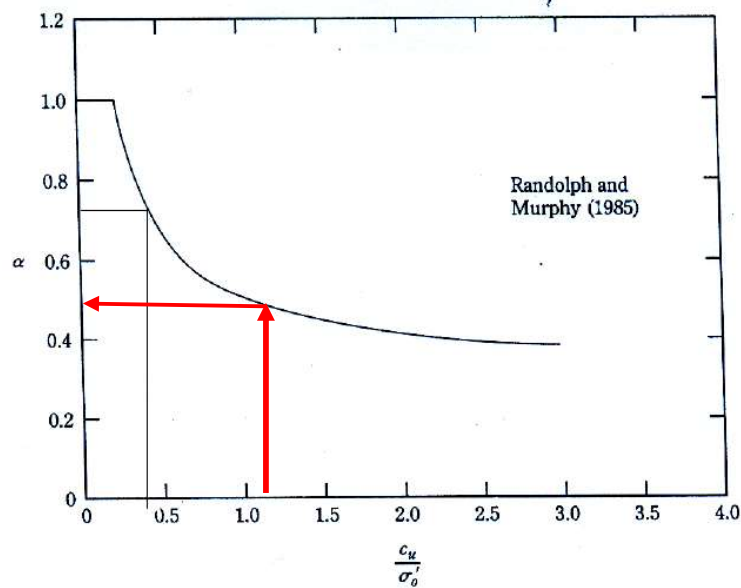
$$C_u = 12 \text{ kN/m}^2$$

- 1) Mencari  $\sigma'_v$

$$\begin{aligned} \sigma'_v &= \frac{9,4598 \times 2}{2} \\ &= 9,46 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2) \quad C_u/\sigma'_v &= \frac{12}{9,46} \\ &= 1,27 \end{aligned}$$

Berdasarkan nilai  $C_u/\sigma'_v$ , nilai  $\alpha$  kedalaman 0 - 2 meter dengan menggunakan Grafik Randolph and Murphy (1985) diperoleh nilai 0,5. Berikut ini ada cara mendapatkan nilai  $\alpha$  dengan menggunakan grafik Randolph and Murphy (1985) yang dapat dilihat pada Grafik 5.19.



**Grafik 5.19 Nilai Adhesi Berdasarkan  $C_u/\sigma'_v$  Kedalaman 0-2 m dengan Dimensi Tiang 0,3 m**

3) Menghitung nilai  $q_s$

$$\begin{aligned} f_s &= \alpha \times C_u \text{ lapisan} \\ &= 0,5 \times 12 \text{ kN/m}^2 \\ &= 6 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 4 \times D \\ &= 4 \times 0,3 \\ &= 1,2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= f_s \times A_s \times t \text{ lapisan} \\ &= 6 \times 1,2 \times 2 \\ &= 14,40 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 2 – 4 meter

$$C_u = 28 \text{ kN/m}^2$$

1) Mencari  $\sigma'_v$

$$\sigma'_v = (9,4598 \times 2) + \left( \frac{10,56 \times 2}{2} \right)$$

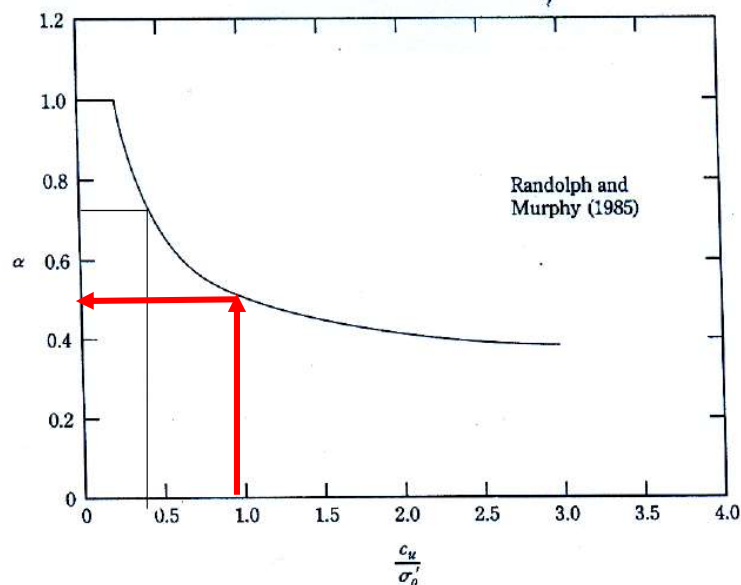


$$= 29,48 \text{ kN/m}^2$$

$$2) \text{ Cu}/\sigma'v = \frac{28}{29,48}$$

$$= 0,95$$

Berdasarkan nilai  $\text{Cu}/\sigma'v$ , nilai  $\alpha$  kedalaman 2 - 4 meter dengan menggunakan Grafik Randolph and Murphy (1985) diperoleh nilai 0,5. Berikut ini ada cara mendapatkan nilai  $\alpha$  dengan menggunakan grafik Randolph and Murphy (1985) yang dapat dilihat pada Grafik 5.20.



**Grafik 5. 20 Nilai Adhesi Berdasarkan  $\text{Cu}/\sigma'v$  Kedalaman 2-4 m dengan Dimensi Tiang 0,3 m**

3) Menghitung nilai  $q_s$

$$f_s = \alpha \times \text{Cu lapisan}$$

$$= 0,5 \times 28 \text{ kN/m}^2$$

$$= 14 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = 4 \times D$$

$$= 4 \times 0,3$$

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

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \text{ lapisan}$$

$$= 14 \times 1,2 \times 2$$

$$= 33,60 \text{ kN}$$

c. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 5 meter

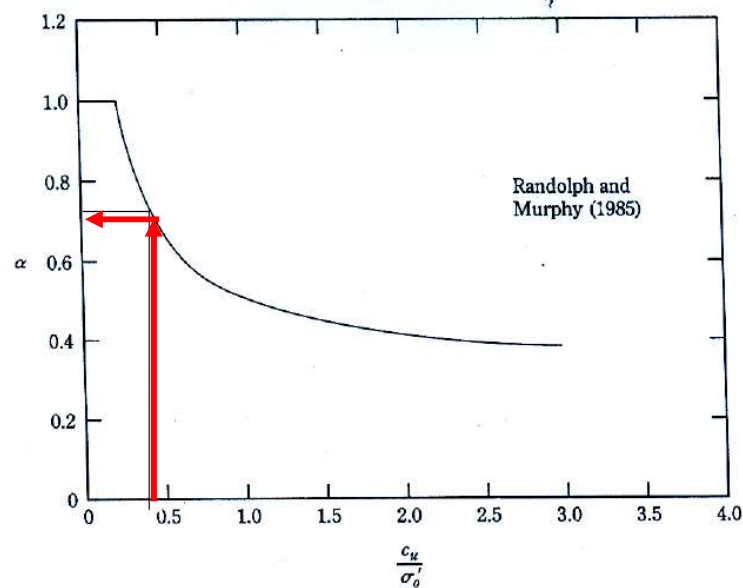
$$C_u = 20 \text{ kN/m}^2$$

1) Mencari  $\sigma'_v$

$$\begin{aligned} \sigma'_v &= (9,4598 \times 2) + (10,56 \times 2) + \left( \frac{9,2234 \times 1}{2} \right) \\ &= 44,65 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2) \quad C_u/\sigma'_v &= \frac{20}{44,65} \\ &= 0,45 \end{aligned}$$

Berdasarkan nilai  $C_u/\sigma'_v$ , nilai  $\alpha$  kedalaman 5 meter dengan menggunakan Grafik Randolph and Murphy (1985) diperoleh nilai 0,7. Berikut ini ada cara mendapatkan nilai  $\alpha$  dengan menggunakan grafik Randolph and Murphy (1985) yang dapat dilihat pada Grafik 5.21.



**Grafik 5.21 Nilai Adhesi Berdasarkan  $C_u/\sigma'_v$  Kedalaman 5 m dengan Dimensi Tiang 0,3 m**

3) Menghitung nilai  $q_s$

$$\begin{aligned} f_s &= \alpha \times C_u \text{ lapisan} \\ &= 0,7 \times 20 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$= 14 \text{ kN/m}^2$$

$$As = 4 \times D$$

$$= 4 \times 0,3$$

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

$$Qs = fs \times As \times t \text{ lapisan}$$

$$= 14 \times 1,2 \times 1$$

$$= 16,80 \text{ kN}$$

d. Menghitung  $Qs$  kedalaman 6 meter

Dikarenakan kedalaman permukaan air adalah 5 meter, maka untuk kedalaman berikutnya menggunakan  $\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = \gamma'$  sebagai perhitungan tegangan vertikal tanah.

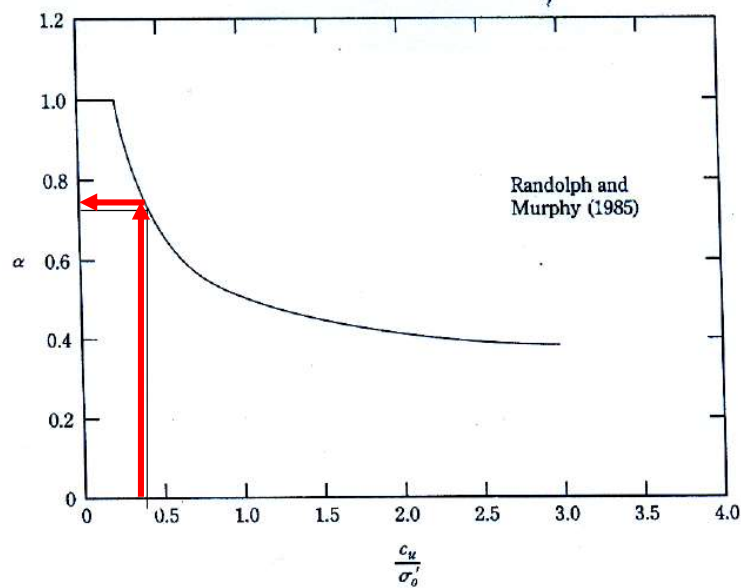
$$Cu = 20 \text{ kN/m}^2$$

1) Mencari  $\sigma'v$

$$\begin{aligned} \sigma'v &= (9,4598 \times 2) + (10,56 \times 2) + (9,2234 \times 1) + \left( \frac{5,52 \times 1}{2} \right) \\ &= 52,02 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2) \text{ Cu}/\sigma'v &= \frac{20}{52,02} \\ &= 0,38 \end{aligned}$$

Berdasarkan nilai  $Cu/\sigma'v$ , nilai  $\alpha$  kedalaman 6 meter dengan menggunakan Grafik Randolph and Murphy (1985) diperoleh nilai 0,75. Berikut ini ada cara mendapatkan nilai  $\alpha$  dengan menggunakan grafik Randolph and Murphy (1985) yang dapat dilihat pada Grafik 5.22



**Grafik 5.22 Nilai Adhesi Berdasarkan  $C_u/\sigma'_v$  Kedalaman 6 m dengan Dimensi Tiang 0,3 m**

3) Menghitung nilai  $q_s$

$$\begin{aligned} f_s &= \alpha \times C_u \text{ lapisan} \\ &= 0,75 \times 20 \text{ kN/m}^2 \\ &= 15 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 4 \times D \\ &= 4 \times 0,3 \\ &= 1,2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= f_s \times A_s \times t \text{ lapisan} \\ &= 15 \times 1,2 \times 1 \\ &= 18 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 6 – 16meter

Untuk perhitungan  $q_s$  kedalaman 6 - 16meter menggunakan metode perhitungan sesuai pada a, b, c dan d untuk hasil rekapitulasi perhitungan pada kedalaman 6 -16 meter dapat dilihat pada Tabel 5.12.

**Tabel 5.12 Rekapitulasi Perhitungan Qs dengan Dimensi 0.3m Pada Kedalaman 6 – 16m Metode Randolph and Murphy**

Lapis (m)	Tebal (m)	Cu (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$cu/\sigma'v$	Dari Grafik R n M $\alpha$	fs (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m) fs. T	QS (kN) As. Qs
2	2	12	9,46	1,27	0,50	6,00	12,00	14,40
4	2	28	29,48	0,95	0,50	14,00	28,00	33,60
5	1	20	44,65	0,45	0,70	14,00	14,00	16,80
6	1	20	52,02	0,38	0,75	15,00	15,00	18,00
8	2	48	60,07	0,80	0,55	26,40	52,80	63,36
10	2	52	70,38	0,74	0,56	29,12	58,24	69,89
12	2	200	82,34	2,43	0,40	80,00	160,00	192,00
14	2	240	96,47	2,49	0,40	96,00	192,00	230,40
16	2	200	111,58	1,79	0,41	82,00	164,00	196,80
		$\Sigma Qs=$						835,25

3. Menghitung daya dukung ultmit  $Q_u$

$$Q_p = 162 \text{ kN}$$

$$Q_s = 835,25 \text{ kN}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 997.25 \text{ kN}$$

4. Menghitung daya dukung ijin  $Q_{all}$

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

$$= \frac{997.28}{2,5}$$

$$= 398,90 \text{ kN}$$

#### 5.4.3.3 Perhitungan Tiang Pancang dimensi 0,4m

Pada perencanaan dimensi 0,4 m ujung tiang pancang berada di kedalaman 16 m sehingga Cu yang digunakan adalah 200

1. Menghitung tahanan ujung tiang

$$q_p = 9 \times C_u$$

$$\begin{aligned}
 &= 9 \times 200 \\
 &= 1800 \text{ kN/m}^2 \\
 Ap &= D \times D \\
 &= 0,4 \times 0,4 \\
 &= 0,16 \text{ m}^2 \\
 Qp &= qp \times Ap \\
 &= 1800 \times 0,16 \\
 &= 288 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Menghitung tahanan selimut tiang

a. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 0 – 2 meter

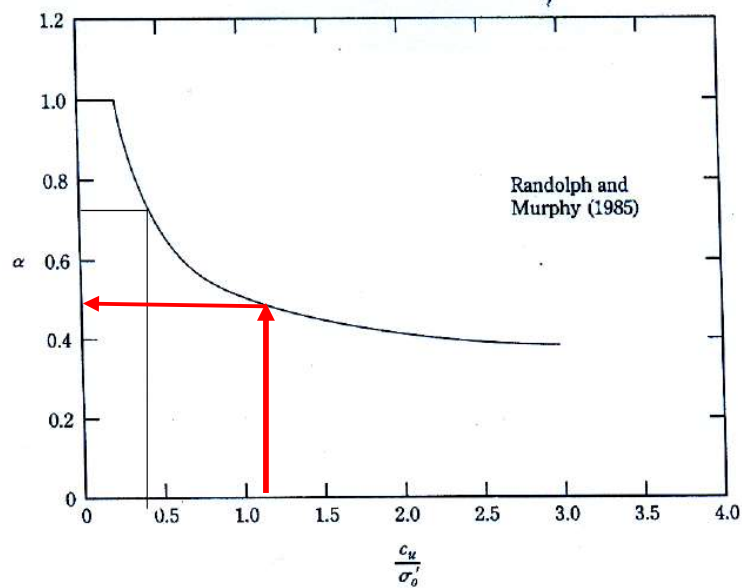
$$C_u = 12 \text{ kN/m}^2$$

1) Mencari  $\sigma'_v$

$$\begin{aligned}
 \sigma'_v &= \frac{9,4598 \times 2}{2} \\
 &= 9,46 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2) \quad C_u/\sigma'_v &= \frac{12}{9,46} \\
 &= 1,27
 \end{aligned}$$

Berdasarkan nilai  $C_u/\sigma'_v$ , nilai  $\alpha$  kedalaman 0 - 2 meter dengan menggunakan Grafik Randolph and Murphy (1985) diperoleh nilai 0,5. Berikut ini ada cara mendapatkan nilai  $\alpha$  dengan menggunakan grafik Randolph and Murphy (1985) yang dapat dilihat pada Grafik 5.23



**Grafik 5.23 Nilai Adhesi Berdasarkan  $C_u/\sigma'_v$  Kedalaman 0-2 m dengan Dimensi Tiang 0,4 m**

3) Menghitung nilai  $q_s$

$$\begin{aligned} f_s &= \alpha \times C_u \text{ lapisan} \\ &= 0,5 \times 12 \text{ kN/m}^2 \\ &= 6 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 4 \times D \\ &= 4 \times 0,4 \\ &= 1,6 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= 6 \times A_s \times t \text{ lapisan} \\ &= 16 \times 1,2 \times 2 \\ &= 19,20 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 2 – 4 meter

$$C_u = 28 \text{ kN/m}^2$$

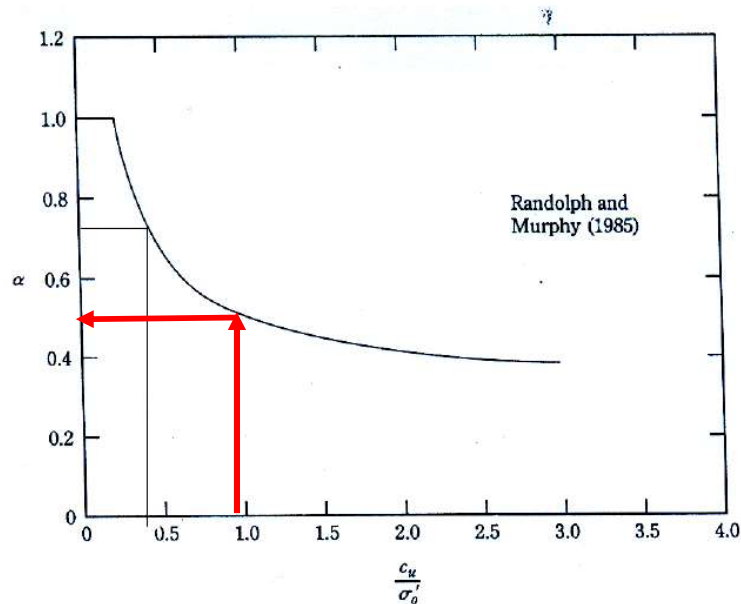
1) Mencari  $\sigma'_v$

$$\sigma'_v = (9,4598 \times 2) + \left( \frac{10,56 \times 2}{2} \right)$$

$$= 29,48 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} 2) \text{ Cu}/\sigma'v &= \frac{28}{29,48} \\ &= 0,95 \end{aligned}$$

Berdasarkan nilai  $\text{Cu}/\sigma'v$ , nilai  $\alpha$  kedalaman 2 - 4 meter dengan menggunakan Grafik Randolph and Murphy (1985) diperoleh nilai 0,5. Berikut ini ada cara mendapatkan nilai  $\alpha$  dengan menggunakan grafik Randolph and Murphy (1985) yang dapat dilihat pada Grafik 5.24



**Grafik 5.24 Nilai Adhesi Berdasarkan  $\text{Cu}/\sigma'v$  Kedalaman 2-4 m dengan Dimensi Tiang 0,4 m**

3) Menghitung nilai  $q_s$

$$\begin{aligned} fs &= \alpha \times Cu \text{ lapisan} \\ &= 0,5 \times 28 \text{ kN/m}^2 \\ &= 14 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As &= 4 \times D \\ &= 4 \times 0,4 \\ &= 1,6 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Q_s = fs \times As \times t \text{ lapisan}$$



$$= 14 \times 1,6 \times 2$$

$$= 44,80 \text{ kN}$$

c. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 5 meter

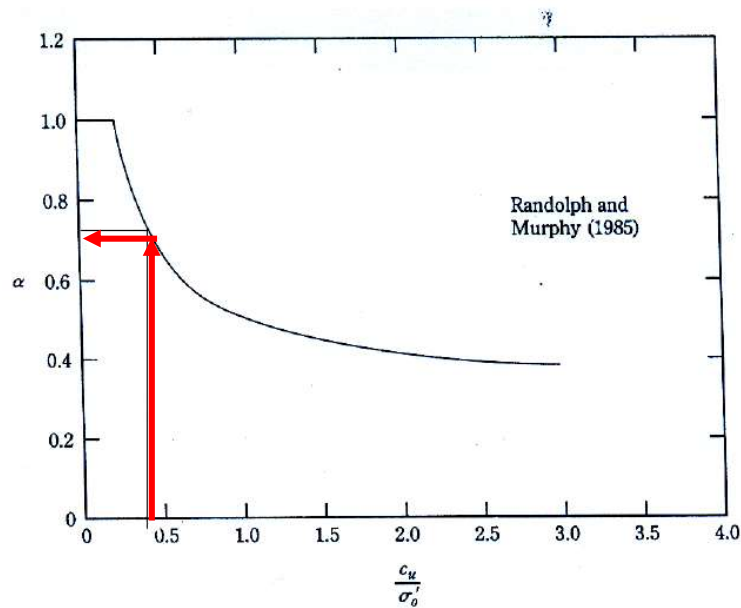
$$C_u = 20 \text{ kN/m}^2$$

1) Mencari  $\sigma'_v$

$$\begin{aligned} \sigma'_v &= (9,4598 \times 2) + (10,56 \times 2) + \left( \frac{9,2234 \times 1}{2} \right) \\ &= 44,65 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2) \text{ Cu}/\sigma'_v &= \frac{20}{44,65} \\ &= 0,45 \end{aligned}$$

Berdasarkan nilai  $C_u/\sigma'_v$ , nilai  $\alpha$  kedalaman 5 meter dengan menggunakan Grafik Randolph and Murphy (1985) diperoleh nilai 0,7. Berikut ini ada cara mendapatkan nilai  $\alpha$  dengan menggunakan grafik Randolph and Murphy (1985) yang dapat dilihat pada Grafik 5.25.



**Grafik 5.25 Nilai Adhesi Berdasarkan  $C_u/\sigma'_v$  Kedalaman 5 m dengan Dimensi Tiang 0,4 m**

3) Menghitung nilai  $q_s$

$$f_s = \alpha \times C_u \text{ lapisan}$$

$$= 0,7 \times 20 \text{ kN/m}^2$$

$$= 14 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = 4 \times D$$

$$= 4 \times 0,4$$

$$= 1,6 \text{ m}$$

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \text{ lapisan}$$

$$= 14 \times 1,2 \times 1$$

$$= 22,40 \text{ kN}$$

d. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 6 meter

Dikarenakan kedalaman permukaan air adalah 5 meter, maka untuk kedalaman berikutnya menggunakan  $\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = \gamma'$  sebagai perhitungan tegangan vertikal tanah.

$$C_u = 20 \text{ kN/m}^2$$

1) Mencari  $\sigma'_v$

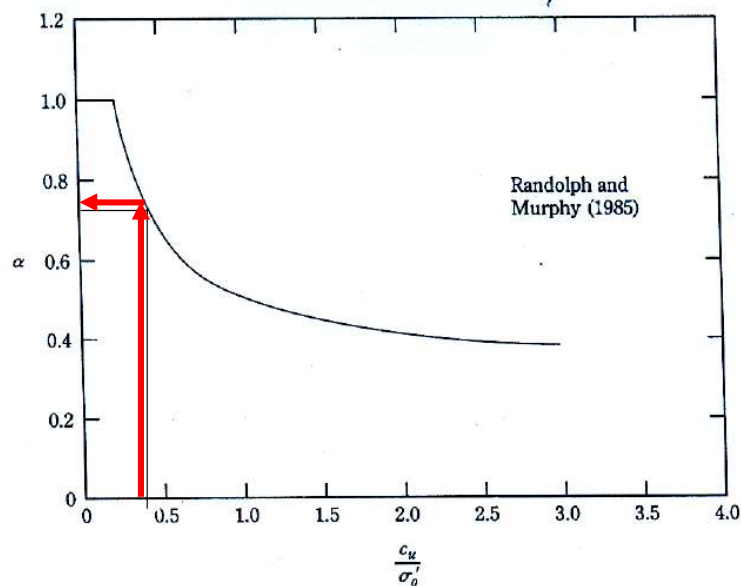
$$\sigma'_v = (9,4598 \times 2) + (10,56 \times 2) + (9,2234 \times 1) + \left( \frac{5,52 \times 1}{2} \right)$$

$$= 52,02 \text{ kN/m}^2$$

2)  $C_u/\sigma'_v = \frac{20}{52,02}$

$$= 0,38$$

Berdasarkan nilai  $C_u/\sigma'_v$ , nilai  $\alpha$  kedalaman 6 meter dengan menggunakan Grafik Randolph and Murphy (1985) diperoleh nilai 0,75. Berikut ini ada cara mendapatkan nilai  $\alpha$  dengan menggunakan grafik Randolph and Murphy (1985) yang dapat dilihat pada Grafik 5.26.



**Grafik 5.26 Nilai Adhesi Berdasarkan  $C_u/\sigma'_v$  Kedalaman 6 m dengan Dimensi Tiang 0,3 m**

3) Menghitung nilai  $q_s$

$$\begin{aligned} f_s &= \alpha \times C_u \text{ lapisan} \\ &= 0,75 \times 20 \text{ kN/m}^2 \\ &= 15 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 4 \times D \\ &= 4 \times 0,4 \\ &= 1,6 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= f_s \times A_s \times t \text{ lapisan} \\ &= 15 \times 1,6 \times 1 \\ &= 24 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 6 – 16meter

Untuk perhitungan  $q_s$  kedalaman 6 - 16meter menggunakan metode perhitungan sesuai pada a, b, c dan d untuk hasil rekapitulasi perhitungan pada kedalaman 6 -16 meter dapat dilihat pada Tabel 5.13.

**Tabel 5.13 Rekapitulasi Perhitungan Qs dengan Dimensi 0.4m Pada Kedalaman 6 – 16m Metode Randolph and Murphy**

Lapis (m)	Tebal (m)	Cu (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'v$ (kN/m <sup>2</sup> )	cu/ $\sigma'v$	Dari Grafik R n M $\alpha$	fs (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m) fs. T	QS (kN) As. qs
2	2	12	9,46	1,27	0,50	6,00	12,00	19,20
4	2	28	29,48	0,95	0,50	14,00	28,00	44,80
5	1	20	44,65	0,45	0,70	14,00	14,00	22,40
6	1	20	52,02	0,38	0,75	15,00	15,00	24,00
8	2	48	60,07	0,80	0,55	26,40	52,80	84,48
10	2	52	70,38	0,74	0,56	29,12	58,24	93,18
12	2	200	82,34	2,43	0,40	80,00	160,00	256,00
14	2	240	96,47	2,49	0,40	96,00	192,00	307,20
16	2	200	111,58	1,79	0,41	82,00	164,00	262,40
		$\Sigma Qs =$						1113,66

3. Menghitung daya dukung ultmit  $Q_u$

$$Q_p = 288 \text{ kN}$$

$$Q_s = 1113,65 \text{ kN}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 1401,66 \text{ kN}$$

4. Menghitung daya dukung ijin  $Q_{all}$

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{1401,66}{2,5} \\
 &= 560,67 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.4.3.4 Tiang Pancang Dimensi 0,5m

Pada perencanaan dimensi 0,5 m ujung tiang pancang berada di kedalaman 16 m sehingga Cu yang digunakan adalah 200

1. Menghitung tahanan ujung tiang

$$q_p = 9 \times C_u$$

$$\begin{aligned}
 &= 9 \times 200 \\
 &= 1800 \text{ kN/m}^2 \\
 Ap &= D \times D \\
 &= 0,5 \times 0,5 \\
 &= 0,25 \text{ m}^2 \\
 Qp &= qp \times Ap \\
 &= 1800 \times 0,25 \\
 &= 450 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Menghitung tahanan selimut tiang

a. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 0 – 2 meter

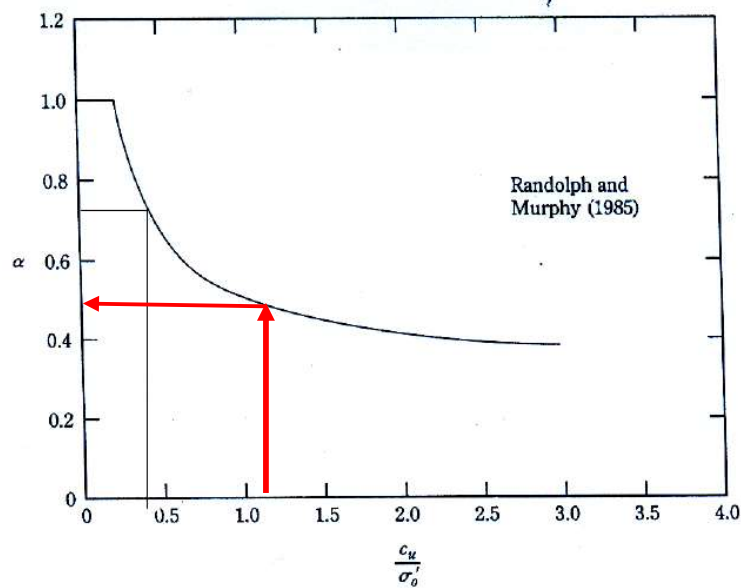
$$C_u = 12 \text{ kN/m}^2$$

1) Mencari  $\sigma'_v$

$$\begin{aligned}
 \sigma'_v &= \frac{9,4598 \times 2}{2} \\
 &= 9,46 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2) \quad C_u/\sigma'_v &= \frac{12}{9,46} \\
 &= 1,27
 \end{aligned}$$

Berdasarkan nilai  $C_u/\sigma'_v$ , nilai  $\alpha$  kedalaman 0 - 2 meter dengan menggunakan Grafik Randolph and Murphy (1985) diperoleh nilai 0,5. Berikut ini ada cara mendapatkan nilai  $\alpha$  dengan menggunakan grafik Randolph and Murphy (1985) yang dapat dilihat pada Grafik 5.27.



**Grafik 5. 27 Nilai Adhesi Berdasarkan  $C_u/\sigma'_v$  kedalaman 0-2 m dengan Dimensi Tiang 0,5 m**

3) Menghitung nilai  $q_s$

$$\begin{aligned} f_s &= \alpha \times C_u \text{ lapisan} \\ &= 0,5 \times 12 \text{ kN/m}^2 \\ &= 6 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 4 \times D \\ &= 4 \times 0,5 \\ &= 2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= 6 \times A_s \times t \text{ lapisan} \\ &= 16 \times 2 \times 2 \\ &= 24 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 2 – 4 meter

$$C_u = 28 \text{ kN/m}^2$$

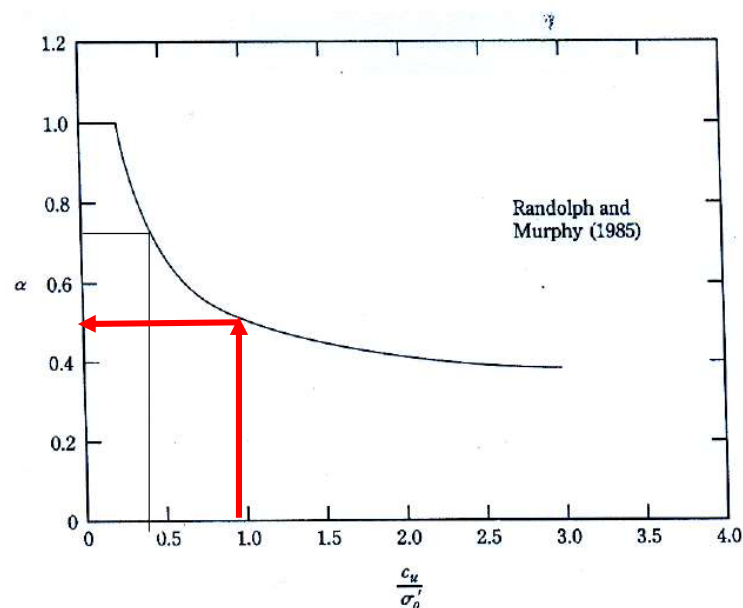
1) Mencari  $\sigma'_v$

$$\begin{aligned} \sigma'_v &= (9,4598 \times 2) + \left( \frac{10,56 \times 2}{2} \right) \\ &= 29,48 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$2) \quad Cu/\sigma'v = \frac{28}{29,48}$$

$$= 0,95$$

Berdasarkan nilai  $Cu/\sigma'v$ , nilai  $\alpha$  kedalaman 2 - 4 meter dengan menggunakan Grafik Randolph and Murphy (1985) diperoleh nilai 0,5. Berikut ini ada cara mendapatkan nilai  $\alpha$  dengan menggunakan grafik Randolph and Murphy (1985) yang dapat dilihat pada Grafik 5.28.



**Grafik 5.28 Nilai Adhesi Berdasarkan  $Cu/\sigma'v$  kedalaman 2-4 m dengan Dimensi Tiang 0,5 m**

3) Menghitung nilai  $q_s$

$$f_s = \alpha \times Cu \text{ lapisan}$$

$$= 0,5 \times 28 \text{ kN/m}^2$$

$$= 14 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = 4 \times D$$

$$= 4 \times 0,5$$

$$= 2 \text{ m}$$

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \text{ lapisan}$$

$$= 14 \times 2 \times 2$$

$$= 56 \text{ kN}$$

c. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 5 meter

$$C_u = 20 \text{ kN/m}^2$$

1) Mencari  $\sigma'v$

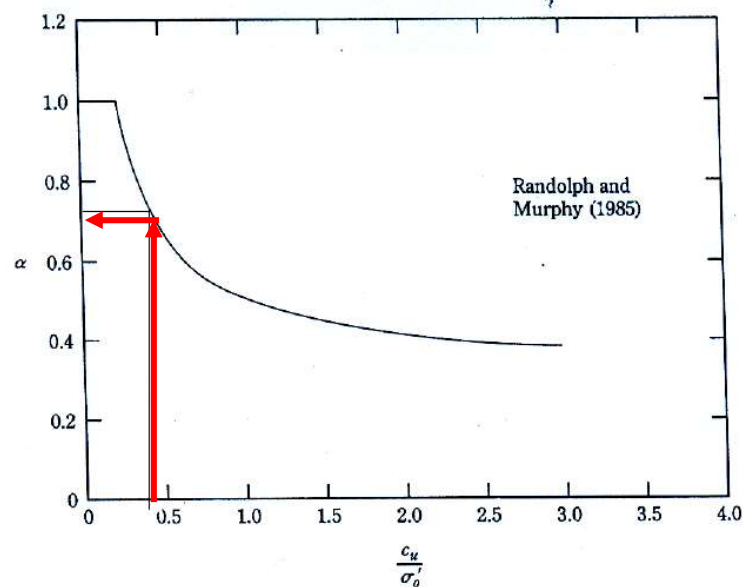
$$\sigma'v = (9,4598 \times 2) + (10,56 \times 2) + \left( \frac{9,2234 \times 1}{2} \right)$$

$$= 44,65 \text{ kN/m}^2$$

$$2) \text{ Cu}/\sigma'v = \frac{20}{44,65}$$

$$= 0,45$$

Berdasarkan nilai  $C_u/\sigma'v$ , nilai  $\alpha$  kedalaman 5 meter dengan menggunakan Grafik Randolph and Murphy (1985) diperoleh nilai 0,7. Berikut ini ada cara mendapatkan nilai  $\alpha$  dengan menggunakan grafik Randolph and Murphy (1985) yang dapat dilihat pada Grafik 5.29.



**Grafik 5.29 Nilai Adhesi Berdasarkan  $C_u/\sigma'v$  kedalaman 5 m dengan Dimensi Tiang 0,5 m**



3) Menghitung nilai  $q_s$

$$\begin{aligned} f_s &= \alpha \times C_u \text{ lapisan} \\ &= 0,7 \times 20 \text{ kN/m}^2 \\ &= 14 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 4 \times D \\ &= 4 \times 0,5 \\ &= 2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= f_s \times A_s \times t \text{ lapisan} \\ &= 14 \times 2 \times 1 \\ &= 28 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 6 meter

Dikarenakan kedalaman permukaan air adalah 5 meter, maka untuk kedalaman berikutnya menggunakan  $\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = \gamma'$  sebagai perhitungan tegangan vertikal tanah.

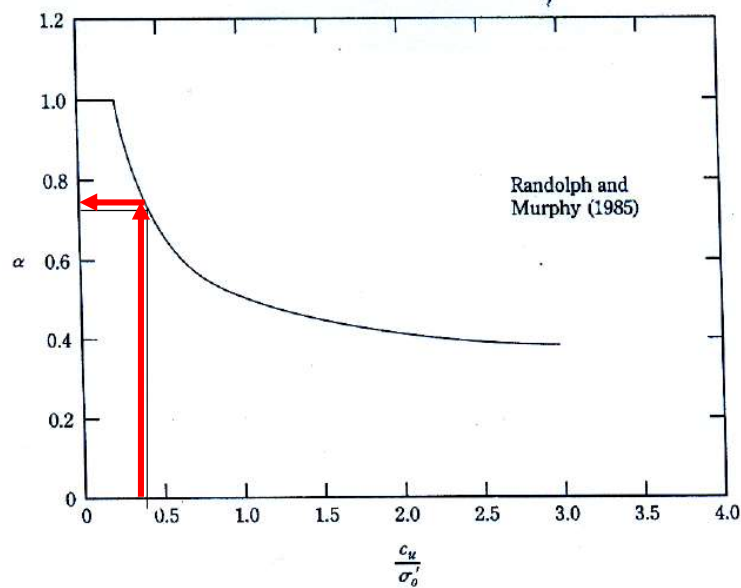
$$C_u = 20 \text{ kN/m}^2$$

1) Mencari  $\sigma'_v$

$$\begin{aligned} \sigma'_v &= (9,4598 \times 2) + (10,56 \times 2) + (9,2234 \times 1) + \left( \frac{5,52 \times 1}{2} \right) \\ &= 52,02 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2) \quad C_u/\sigma'_v &= \frac{20}{52,02} \\ &= 0,38 \end{aligned}$$

Berdasarkan nilai  $C_u/\sigma'_v$ , nilai  $\alpha$  kedalaman 6 meter dengan menggunakan Grafik Randolph and Murphy (1985) diperoleh nilai 0,75. Berikut ini ada cara mendapatkan nilai  $\alpha$  dengan menggunakan grafik Randolph and Murphy (1985) yang dapat dilihat pada Grafik 5.30.



**Grafik 5.30 Nilai Adhesi Berdasarkan  $C_u/\sigma'_v$  kedalaman 6 m dengan Dimensi Tiang 0,5 m**

3) Menghitung nilai  $q_s$

$$\begin{aligned} f_s &= \alpha \times C_u \text{ lapisan} \\ &= 0,75 \times 20 \text{ kN/m}^2 \\ &= 15 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 4 \times D \\ &= 4 \times 0,5 \\ &= 2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= f_s \times A_s \times t \text{ lapisan} \\ &= 15 \times 2 \times 1 \\ &= 30 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Menghitung  $Q_s$  kedalaman 6 – 16meter

Untuk perhitungan  $q_s$  kedalaman 6 - 16meter menggunakan metode perhitungan sesuai pada a, b, c dan d untuk hasil rekapitulasi perhitungan pada kedalaman 6 -16 meter dapat dilihat pada Tabel 5.14.

**Tabel 5.14 Rekapitulasi Perhitungan Qs dengan Dimensi 0.5m Pada Kedalaman 6 – 16m Metode Radnolph and Murphy**

Lapis (m)	Tebal (m)	Cu (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$cu/\sigma'v$	Dari Grafik R n M $\alpha$	fs (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m) fs. T	QS (kN) As. qs
2	2	12	9,46	1,27	0,50	6,00	12,00	24,00
4	2	28	29,48	0,95	0,50	14,00	28,00	56,00
5	1	20	44,65	0,45	0,70	14,00	14,00	28,00
6	1	20	52,02	0,38	0,75	15,00	15,00	30,00
8	2	48	60,07	0,80	0,55	26,40	52,80	105,60
10	2	52	70,38	0,74	0,56	29,12	58,24	116,48
12	2	200	82,34	2,43	0,40	80,00	160,00	320,00
14	2	240	96,47	2,49	0,40	96,00	192,00	384,00
16	2	200	111,58	1,79	0,41	82,00	164,00	328,00
		$\Sigma Qs=$						1392,08

3. Menghitung daya dukung ultmit  $Q_u$

$$Q_p = 450 \text{ kN}$$

$$Q_s = 1392,08 \text{ kN}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 1842,08 \text{ kN}$$

4. Menghitung daya dukung ijin  $Q_{all}$

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

$$= \frac{1842,08}{2,5}$$

$$= 736,83 \text{ kN}$$

### 5.5 Kebutuhan Tiang Pondasi

Berdasarkan data kombinasi pembebanan dan momen pada gedung perkuliahan kampus 2 IAIN Pekalongan didapatkan nilai pembebanan dan momen maksimal pada Tabel 5.15 berikut.

**Tabel 5.15 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Kolom K1**

No	Kombinasi	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	I	1075,5	45	26,25	178,5	117,5

### 5.5.1 Kebutuhan Tiang Metode *U.S. Army Corps*

#### 5.5.1.1 Tiang Pancang Dimensi 0,3 m

Dari perhitungan sebelumnya dengan variasi dimensi 0,3 m didapatkan nilai  $Q_{all}$  sebesar 480,33 kN.

#### 1. Menghitung Jumlah Tiang

$$\sum P_{max} = 1075,5 \text{ kN}$$

$$Q_{all} = 480,33 \text{ kN}$$

Nilai efisiensi grup 1 karena jarak antara tiang  $> 3D$  sehingga jumlah tiang yang dibutuhkan adalah sebagai berikut.

$$n = \frac{\sum P_{max}}{Q_{all}}$$

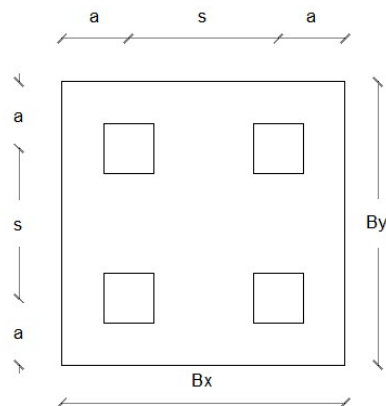
$$= \frac{1075,5}{480,33}$$

$$= 2,239 \text{ tiang}$$

$$= 4 \text{ tiang}$$

#### 2. Susunan Tiang Kelompok Rencana

Dari jumlah 4 tiang didapatkan desain rencana pondasi kelompok dapat dilihat Gambar 5.7 sebagai berikut:



**Gambar 5.7 Bentuk Pondasi Dimensi 0.3 m metode U.S. Army Corps**

Diketahui berdasarkan Gambar 5.7 sebagai berikut.

$$a = 0,4 \text{ m}$$

$$s = 0,9 \text{ m}$$

$$Bx = 1,7 \text{ m}$$

$$By = 1,7 \text{ m}$$

### 3. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

Berikut adalah perhitungan jumlah kebutuhan tiang dengan dimensi 0.3 m metode *U.S. Army Corps* dapat dilihat pada Tabel 5.16.

**Tabel 5.16 Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.3 m U.S Army Corps**

<b>Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.3 m U.S Army Corps</b>							
Susunan tiang pancang arah x :				Susunan tiang pancang arah y :			
No.	Jumlah n	x (m)	n * x <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	No.	Jumlah n	y (m)	n * y <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )
1	2	0,45	0,41	1	2	0,45	0,41
2	2	-0,45	0,41	2	2	-0,45	0,41
n =	4	$\Sigma x^2 =$	0,81	n =	4	$\Sigma y^2 =$	0,81

Lengan maksimum tiang pancang arah x terhadap pusat,  $X_{\max} = 0,45 \text{ m}$

Lengan maksimum tiang pancang arah y terhadap pusat,  $Y_{\max} = 0,45 \text{ m}$

Lengan minimum tiang pancang arah x terhadap pusat,  $X_{\min} = -0,45 \text{ m}$

Lengan minimum tiang pancang arah y terhadap pusat,  $Y_{\min} = -0,45 \text{ m}$

$$\begin{aligned} P_{\text{umax}} &= \frac{Pu}{n} + \frac{Muy \times X_{\text{max}}}{\Sigma x^2} + \frac{Mux \times Y_{\text{max}}}{\Sigma y^2} \\ &= \frac{1075,5}{4} + \frac{117,5 \times 0,45}{0,81} + \frac{178,5 \times 0,45}{0,81} \\ &= 433,32 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{umin}} &= \frac{Pu}{n} + \frac{Muy \times X_{\text{min}}}{\Sigma x^2} + \frac{Mux \times Y_{\text{min}}}{\Sigma y^2} \\ &= \frac{1075,5}{4} + \frac{117,5 \times -0,45}{0,81} + \frac{178,5 \times -0,45}{0,81} \\ &= 104,43 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan beban maksimum yang diterima oleh tiap tiang adalah sebesar  $433,32 \text{ kN} < Q_{\text{all}}$  sebesar  $480,33 \text{ kN}$ , maka pondasi aman terhadap beban rencana.

#### 4. Kontrol terhadap gaya lateral

Dimensi tiang (d)	= 0,3 meter
Kedalaman Tiang (L)	= 16 meter
Kapasitas momen tiang pancang $M_y$	= 9,34 Ton
	= 91,625 kNm
Kohesitas Tanah rata rata sepanjang tiang	= 100 kN/m <sup>2</sup>

Sehingga dengan (persamaan 3.37) nilai f didapatkan sebesar = 6,156 meter

$$\begin{aligned} H_u &= \frac{2 \cdot M_y}{(1,5 \cdot d + 0,5 \cdot f)} \\ &= \frac{2 \times 117,5}{(1,5 \times 0,3 + 0,5 \times 6,156)} \\ &= 103,878 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dengan nilai  $H_u$  kemudian didapatkan nilai Hall yang mana  $H_u$  dibagi dengan SF, nilai SF = 2,5

$$\begin{aligned}
 Hall &= \frac{Hu}{SF} \\
 &= \frac{103,878}{2,5} \\
 &= 41,551 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan pembebanan sebelumnya didapatkan nilai  $T_x = 45 \text{ kN}$  dan  $T_y = 26,25 \text{ kN}$  sehingga kontrol dapat diselesaikan berdasarkan jumlah tiang rencana  $n = 4$  tiang

$$\begin{aligned}
 Hx &= \frac{Tx}{n} \\
 &= \frac{45}{4} \\
 &= 11,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Hy &= \frac{Ty}{n} \\
 &= \frac{26,25}{4} \\
 &= 6,56 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan kontrol gaya lateral  $H_x < Hall$  dan  $H_y < Hall$  sehingga perencanaan pondasi tiang pancang rencana aman terhadap gaya lateral.

#### 5.5.1.2 Tiang Pancang Dimensi 0,4 m

Dari perhitungan sebelumnya dengan variasi dimensi 0,4 m didapatkan nilai  $Q_{all}$  sebesar 669,24 kN.

##### 1. Menghitung Jumlah Tiang

$$\sum P_{max} = 1075,5 \text{ kN}$$

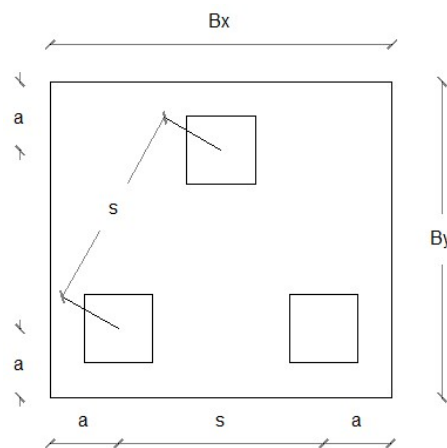
$$Q_{all} = 669,24 \text{ kN}$$

Nilai efisiensi grup 1 karena jarak antara tiang > 3D sehingga jumlah tiang yang dibutuhkan adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{\sum P_{\max}}{Q_{all}} \\
 &= \frac{1075,5}{480,33} \\
 &= 1,607 \text{ tiang} \\
 &= 3 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

## 2. Susunan Tiang Kelompok Rencana

Dari jumlah 3 tiang didapatkan desain rencana pondasi kelompok dapat dilihat Gambar 5.8 sebagai berikut:



**Gambar 5.8 Bentuk Pondasi Dimensi 0.4 m metode U.S. Army Corps**

Diketahui berdasarkan Gambar 5.8 sebagai berikut.

$$a = 0,4 \text{ m}$$

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

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

$$B_y = 1,84 \text{ m}$$



### 3. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

Berikut adalah perhitungan jumlah kebutuhan tiang dengan dimensi 0,4 m metode *U.S. Army Corps* dapat dilihat pada Tabel 5.17.

**Tabel 5.17 Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.4 m U.S Army Corps**

<b>Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.4 m U.S Army Corps</b>							
Susunan tiang pancang arah x :				Susunan tiang pancang arah y :			
No.	Jumlah	x	n * x <sup>2</sup>	No.	Jumlah	y	n * y <sup>2</sup>
	n	(m)	(m <sup>2</sup> )		n	(m)	(m <sup>2</sup> )
1	1	0,60	0,36	1	1	0,80	0,64
2	1	0,00	0,00	2	2	-0,40	0,32
3	1	-0,60	0,36				
n =	3	Σ x <sup>2</sup> =	0,72	n =	3	Σ y <sup>2</sup> =	0,96

Lengan maksimum tiang pancang arah x terhadap pusat,  $X_{\max} = 0,6$  m

Lengan maksimum tiang pancang arah y terhadap pusat,  $Y_{\max} = 0,8$  m

Lengan minimum tiang pancang arah x terhadap pusat,  $X_{\min} = -0,6$  m

Lengan minimum tiang pancang arah y terhadap pusat,  $Y_{\min} = -0,4$  m

$$\begin{aligned}
 p_{\max} &= \frac{Pu}{n} + \frac{Muy \times X_{\max}}{\Sigma x^2} + \frac{Mux \times Y_{\max}}{\Sigma y^2} \\
 &= \frac{1075,5}{3} + \frac{117,5 \times 0,6}{0,72} + \frac{178,5 \times 0,8}{0,96} \\
 &= 605,17 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p_{\min} &= \frac{Pu}{n} + \frac{Muy \times X_{\min}}{\Sigma x^2} + \frac{Mux \times Y_{\min}}{\Sigma y^2} \\
 &= \frac{1075,5}{3} + \frac{117,5 \times -0,6}{0,72} + \frac{178,5 \times -0,4}{0,96} \\
 &= 160,79 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan beban maksimum yang diterima oleh tiap tiang adalah sebesar 605,17 kN < Qall sebesar 669,24 kN, maka pondasi aman terhadap beban rencana.

## 4. Kontrol terhadap gaya lateral

Dimensi tiang (d)	= 0,4 meter
Kedalaman Tiang (L)	= 16 meter
Kapasitas momen tiang pancang My	= 22,42 Ton
	= 219,94 kNm
Kohesitas Tanah rata rata sepanjang tiang	= 100 kN/m <sup>2</sup>

Sehingga dengan (persamaan 3.37) nilai f didapatkan sebesar = 5,989 meter

$$\begin{aligned}
 Hu &= \frac{2 \cdot My}{(1,5 \cdot d + 0,5 \cdot f)} \\
 &= \frac{2 \times 219,94}{(1,5 \times 0,4 + 0,5 \times 5,989)} \\
 &= 244,742 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dengan nilai Hu kemudian didapatkan nilai Hall yang mana Hu dibagi dengan SF, nilai SF = 2,5

$$\begin{aligned}
 Hall &= \frac{Hu}{SF} \\
 &= \frac{244,742}{2,5} \\
 &= 97,897 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan pembebanan sebelumnya didapatkan nilai Tx = 45 kN dan Ty = 26,25 kN sehingga kontrol dapat diselesaikan berdasarkan jumlah tiang rencana n = 3 tiang

$$\begin{aligned}
 Hx &= \frac{Tx}{n} \\
 &= \frac{45}{3} \\
 &= 15 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Hy &= \frac{Ty}{n} \\
 &= \frac{26,25}{3}
 \end{aligned}$$

$$= 8,75 \text{ kN}$$

Berdasarkan hasil perhitungan kontrol gaya lateral  $H_x < H_{all}$  dan  $H_y < H_{all}$  sehingga perencanaan pondasi tiang pancang rencana aman terhadap gaya lateral.

#### 5.5.1.3 Tiang Pancang Dimensi 0,5 m

Dari perhitungan sebelumnya dengan variasi dimensi 0,5 m didapatkan nilai  $Q_{all}$  sebesar 872,54 kN.

##### 1. Menghitung Jumlah Tiang

$$\sum P_{max} = 1075,5 \text{ kN}$$

$$Q_{all} = 872,54 \text{ kN}$$

Nilai efisiensi grup 1 karena jarak antara tiang  $> 3D$  sehingga jumlah tiang yang dibutuhkan adalah sebagai berikut.

$$n = \frac{\sum P_{max}}{Q_{all}}$$

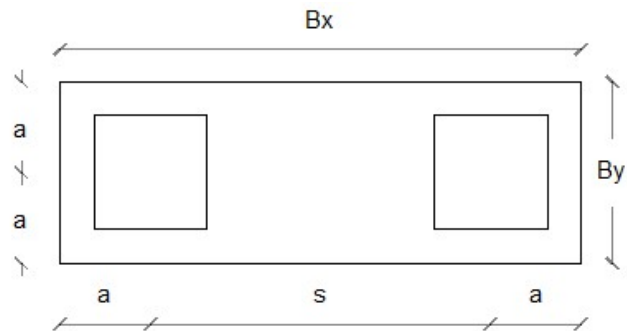
$$= \frac{1075,5}{872,54}$$

$$= 1,233 \text{ tiang}$$

$$= 2 \text{ tiang}$$

##### 2. Susunan Tiang Kelompok Rencana

Dari jumlah 2 tiang didapatkan desain rencana pondasi kelompok dapat dilihat Gambar 5.9 sebagai berikut:



**Gambar 5.9 Bentuk Pondasi Dimensi 0.5 m metode U.S. Army Corps**

Diketahui berdasarkan Gambar 5.9 sebagai berikut.

$$a = 0,4 \text{ m}$$

$$s = 1,5 \text{ m}$$

$$Bx = 2,3 \text{ m}$$

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

### 3. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

Berikut adalah perhitungan jumlah kebutuhan tiang dengan dimensi 0,5 m metode *U.S. Army Corps* dapat dilihat pada Tabel 5.18.

**Tabel 5.18 Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.5 m U.S Army Corps**

Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.5 m U.S Army Corps							
Susunan tiang pancang arah x :				Susunan tiang pancang arah y :			
No.	Jumlah	x	n * x <sup>2</sup>	No.	Jumlah	y	n * y <sup>2</sup>
	n	(m)	(m <sup>2</sup> )		n	(m)	(m <sup>2</sup> )
1	1	0,75	0,56	1	1	0,00	0,00
2	1	-0,75	0,56				
n =	2	$\Sigma x^2 =$	1,13	n =	1	$\Sigma y^2 =$	0,00

Lengan maksimum tiang pancang arah x terhadap pusat,  $X_{\max} = 0,75 \text{ m}$

Lengan maksimum tiang pancang arah y terhadap pusat,  $Y_{\max} = 0,00 \text{ m}$

Lengan minimum tiang pancang arah x terhadap pusat,  $X_{\min} = -0,75 \text{ m}$

Lengan minimum tiang pancang arah y terhadap pusat,  $Y_{\min} = 0,00 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{umax}} &= \frac{Pu}{n} + \frac{Muy \times X_{\text{max}}}{\Sigma x^2} + \frac{Mux \times Y_{\text{max}}}{\Sigma y^2} \\
 &= \frac{1075,5}{2} + \frac{117,5 \times 0,75}{1,13} + \frac{178,5 \times 0,00}{0,00} \\
 &= 616,083 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{umin}} &= \frac{Pu}{n} + \frac{Muy \times X_{\text{min}}}{\Sigma x^2} + \frac{Mux \times Y_{\text{min}}}{\Sigma y^2} \\
 &= \frac{1075,5}{2} + \frac{117,5 \times -0,75}{1,13} + \frac{178,5 \times 0,00}{0,00} \\
 &= 418,75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan beban maksimum yang diterima oleh tiap tiang adalah sebesar 616,083 kN < Qall sebesar 872,54 kN, maka pondasi aman terhadap beban rencana.

#### 4. Kontrol terhadap gaya lateral

Dimensi tiang (d)	= 0,5 meter
Kedalaman Tiang (L)	= 16 meter
Kapasitas momen tiang pancang My	= 28,02 Ton
	= 274,876 kNm
Kohesitas Tanah rata rata sepanjang tiang	= 100 kN/m <sup>2</sup>

Sehingga dengan (persamaan 3.37) nilai f didapatkan sebesar = 5,848 meter

$$\begin{aligned}
 Hu &= \frac{2 \cdot My}{(1,5 \cdot d + 0,5 \cdot f)} \\
 &= \frac{2 \times 274,876}{(1,5 \times 0,5 + 0,5 \times 5,848)} \\
 &= 299,256 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dengan nilai Hu kemudian didapatkan nilai Hall yang mana Hu dibagi dengan SF, nilai SF = 2,5

$$Hall = \frac{Hu}{SF}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{299,256}{2,5} \\
 &= 119,702 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan pembebanan sebelumnya didapatkan nilai  $T_x = 45 \text{ kN}$  dan  $T_y = 26,25 \text{ kN}$  sehingga kontrol dapat diselesaikan berdasarkan jumlah tiang rencana  $n = 2$  tiang

$$\begin{aligned}
 H_x &= \frac{T_x}{n} \\
 &= \frac{45}{2} \\
 &= 22,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_y &= \frac{T_y}{n} \\
 &= \frac{26,25}{2} \\
 &= 13,125 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan kontrol gaya lateral  $H_x < H_{all}$  dan  $H_y < H_{all}$  sehingga perencanaan pondasi tiang pancang rencana aman terhadap gaya lateral.

### 5.5.2 Kebutuhan Tiang Metode *Tomlinson*

#### 5.5.2.1 Tiang Pancang Dimensi 0,3 m

Dari perhitungan sebelumnya dengan variasi dimensi 0,3 m didapatkan nilai  $Q_{all}$  sebesar 480,33 kN.

#### 1. Menghitung Jumlah Tiang

$$\sum P_{max} = 1075,5 \text{ kN}$$

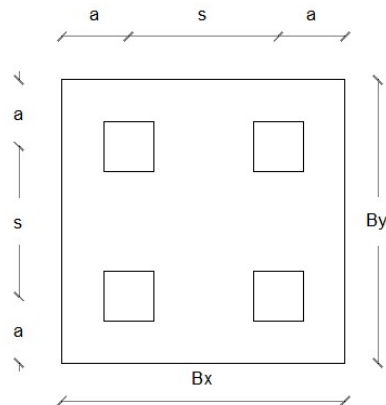
$$Q_{all} = 469,88 \text{ kN}$$

Nilai efisiensi grup 1 karena jarak antara tiang  $> 3D$  sehingga jumlah tiang yang dibutuhkan adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{\sum P_{\max}}{Q_{all}} \\
 &= \frac{1075,5}{469,88} \\
 &= 2,289 \text{ tiang} \\
 &= 4 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

## 2. Susunan Tiang Kelompok Rencana

Dari jumlah 4 tiang didapatkan desain rencana pondasi kelompok dapat dilihat Gambar 5.10 sebagai berikut:



**Gambar 5.10 Bentuk Pondasi Dimensi 0.3 m metode Tomlinson**

Diketahui berdasarkan Gambar 5.10 sebagai berikut.

$$a = 0,4 \text{ m}$$

$$s = 0,9 \text{ m}$$

$$B_x = 1,7 \text{ m}$$

$$B_y = 1,7 \text{ m}$$

## 3. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

Berikut adalah perhitungan jumlah kebutuhan tiang dengan dimensi 0.3 m metode *Tomlinson* dapat dilihat pada Tabel 5.19.

Tabel 5.19 Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.3 m Tomlinson

Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.3 m U.S Tomlinson							
Susunan tiang pancang arah x :				Susunan tiang pancang arah y :			
No.	Jumlah n	x (m)	n * x <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	No.	Jumlah n	y (m)	n * y <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )
1	2	0,45	0,41	1	2	0,45	0,41
2	2	-0,45	0,41	2	2	-0,45	0,41
n =	4	Σx <sup>2</sup> =	0,81	n =	4	Σy <sup>2</sup> =	0,81

Lengan maksimum tiang pancang arah x terhadap pusat,  $X_{\max} = 0,45$  m

Lengan maksimum tiang pancang arah y terhadap pusat,  $Y_{\max} = 0,45$  m

Lengan minimum tiang pancang arah x terhadap pusat,  $X_{\min} = -0,45$  m

Lengan minimum tiang pancang arah y terhadap pusat,  $Y_{\min} = -0,45$  m

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= \frac{Pu}{n} + \frac{Muy \times X_{\max}}{\Sigma x^2} + \frac{Mux \times Y_{\max}}{\Sigma y^2} \\
 &= \frac{1075,5}{4} + \frac{117,5 \times 0,45}{0,81} + \frac{178,5 \times 0,45}{0,81} \\
 &= 433,32 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\min} &= \frac{Pu}{n} + \frac{Muy \times X_{\min}}{\Sigma x^2} + \frac{Mux \times Y_{\min}}{\Sigma y^2} \\
 &= \frac{1075,5}{4} + \frac{117,5 \times -0,45}{0,81} + \frac{178,5 \times -0,45}{0,81} \\
 &= 104,43 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan beban maksimum yang diterima oleh tiap tiang adalah sebesar 433,32 kN < Qall sebesar 469,88 kN, maka pondasi aman terhadap beban rencana.

#### 4. Kontrol terhadap gaya lateral

Dimensi tiang (d) = 0,3 meter

Kedalaman Tiang (L) = 16 meter

Kapasitas momen tiang pancang My = 9,34 Ton



$$= 91,625 \text{ kNm}$$

Kohesitas Tanah rata rata sepanjang tiang = 100 kN/m<sup>2</sup>

Sehingga dengan (persamaan 3.37) nilai f didapatkan sebesar = 6,156

meter

$$\begin{aligned} H_u &= \frac{2 \cdot My}{(1,5 \cdot d + 0,5 \cdot f)} \\ &= \frac{2 \times 117,5}{(1,5 \times 0,3 + 0,5 \times 6,156)} \\ &= 103,878 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dengan nilai  $H_u$  kemudian didapatkan nilai Hall yang mana  $H_u$  dibagi dengan SF, nilai SF = 2,5

$$\begin{aligned} H_{all} &= \frac{H_u}{SF} \\ &= \frac{103,878}{2,5} \\ &= 41,551 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan pembebanan sebelumnya didapatkan nilai  $T_x = 45 \text{ kN}$  dan  $T_y = 26,25 \text{ kN}$  sehingga kontrol dapat diselesaikan berdasarkan jumlah tiang rencana  $n = 4$  tiang

$$\begin{aligned} H_x &= \frac{T_x}{n} \\ &= \frac{45}{4} \\ &= 11,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_y &= \frac{T_y}{n} \\ &= \frac{26,25}{4} \\ &= 6,56 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan kontrol gaya lateral  $H_x < H_{all}$  dan  $H_y < H_{all}$  sehingga perencanaan pondasi tiang pancang rencana aman terhadap gaya lateral.

### 5.5.2.2 Tiang Pancang Dimensi 0,4 m

Dari perhitungan sebelumnya dengan variasi dimensi 0,4 m didapatkan nilai  $Q_{all}$  sebesar 669,24 kN.

#### 1. Menghitung Jumlah Tiang

$$\sum P_{max} = 1075,5 \text{ kN}$$

$$Q_{all} = 655,31 \text{ kN}$$

Nilai efisiensi grup 1 karena jarak antara tiang  $> 3D$  sehingga jumlah tiang yang dibutuhkan adalah sebagai berikut.

$$n = \frac{\sum P_{max}}{Q_{all}}$$

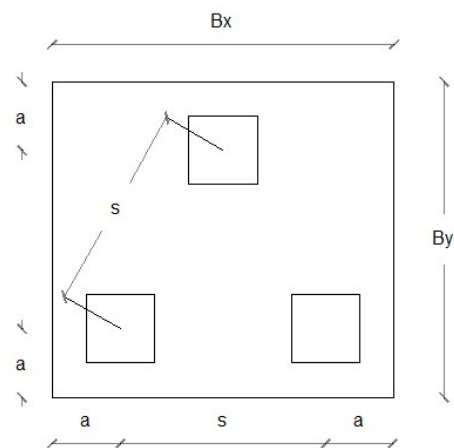
$$= \frac{1075,5}{655,31}$$

$$= 1,641 \text{ tiang}$$

$$= 3 \text{ tiang}$$

#### 2. Susunan Tiang Kelompok Rencana

Dari jumlah 3 tiang didapatkan desain rencana pondasi kelompok dapat dilihat Gambar 5.11 sebagai berikut:



**Gambar 5.11 Bentuk Pondasi Dimensi 0.4 m metode Tomlinson**

$$a = 0,4 \text{ m}$$

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

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

$$By = 1,84 \text{ m}$$

### 3. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

Berikut adalah perhitungan jumlah kebutuhan tiang dengan dimensi 0,4 m metode *Tomlinson* dapat dilihat pada Tabel 5.20.

**Tabel 5.20 Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.4 m Tomlinson**

Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.4 m Tomlinson							
Susunan tiang pancang arah x :				Susunan tiang pancang arah y :			
No.	Jumlah	x	n * x <sup>2</sup>	No.	Jumlah	y	n * y <sup>2</sup>
	n	(m)	(m <sup>2</sup> )		n	(m)	(m <sup>2</sup> )
1	1	0,60	0,36	1	1	0,80	0,64
2	1	0,00	0,00	2	2	-0,40	0,32
3	1	-0,60	0,36				
n =	3	$\Sigma x^2 =$	0,72	n =	3	$\Sigma y^2 =$	0,96

Lengan maksimum tiang pancang arah x terhadap pusat,  $X_{\max} = 0,6 \text{ m}$

Lengan maksimum tiang pancang arah y terhadap pusat,  $Y_{\max} = 0,8 \text{ m}$

Lengan minimum tiang pancang arah x terhadap pusat,  $X_{\min} = -0,6 \text{ m}$

Lengan minimum tiang pancang arah y terhadap pusat,  $Y_{\min} = -0,4 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= \frac{Pu}{n} + \frac{Muy \times X_{\max}}{\Sigma x^2} + \frac{Mux \times Y_{\max}}{\Sigma y^2} \\
 &= \frac{1075,5}{3} + \frac{117,5 \times 0,6}{0,72} + \frac{178,5 \times 0,8}{0,96} \\
 &= 605,17 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\min} &= \frac{Pu}{n} + \frac{Muy \times X_{\min}}{\Sigma x^2} + \frac{Mux \times Y_{\min}}{\Sigma y^2} \\
 &= \frac{1075,5}{3} + \frac{117,5 \times -0,60}{0,72} + \frac{178,5 \times -0,40}{0,96} \\
 &= 160,79 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan beban maksimum yang diterima oleh tiap tiang adalah sebesar  $605,17 \text{ kN} < Q_{all}$  sebesar  $655,31 \text{ kN}$ , maka pondasi aman terhadap beban rencana.

4. Kontrol terhadap gaya lateral

Diamensi tiang (d)	= 0,4 meter
Kedalaman Tiang (L)	= 16 meter
Kapasitas momen tiang pancang My	= 22,42 Ton = 219,94 kNm
Kohesitas Tanah rata rata sepanjang tiang	= 100 kN/m <sup>2</sup>

Sehingga dengan (persamaan 3.37) nilai f didapatkan sebesar = 5,989 meter

$$\begin{aligned}
 H_u &= \frac{2 \cdot My}{(1,5 \cdot d + 0,5 \cdot f)} \\
 &= \frac{2 \times 219,94}{(1,5 \times 0,4 + 0,5 \times 5,989)} \\
 &= 244,742 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dengan nilai  $H_u$  kemudian didapatkan nilai Hall yang mana  $H_u$  dibagi dengan SF, nilai SF = 2,5

$$\begin{aligned}
 H_{all} &= \frac{H_u}{SF} \\
 &= \frac{244,742}{2,5} \\
 &= 97,897 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan pembebanan sebelumnya didapatkan nilai  $T_x = 45 \text{ kN}$  dan  $T_y = 26,25 \text{ kN}$  sehingga kontrol dapat diselesaikan berdasarkan jumlah tiang rencana  $n = 3$  tiang

$$H_x = \frac{T_x}{n}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{45}{3} \\
 &= 15 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_y &= \frac{T_y}{n} \\
 &= \frac{26,25}{3} \\
 &= 8,75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan kontrol gaya lateral  $H_x < H_{all}$  dan  $H_y < H_{all}$  sehingga perencanaan pondasi tiang pancang rencana aman terhadap gaya lateral.

#### 5.5.2.3 Tiang Pancang Dimensi 0,5 m

Dari perhitungan sebelumnya dengan variasi dimensi 0,5 m didapatkan nilai  $Q_{all}$  sebesar 855,14 kN.

##### 1. Menghitung Jumlah Tiang

$$\sum P_{max} = 1075,5 \text{ kN}$$

$$Q_{all} = 855,14 \text{ kN}$$

Nilai efisiensi grup 1 karena jarak antara tiang  $> 3D$  sehingga jumlah tiang yang dibutuhkan adalah sebagai berikut.

$$n = \frac{\sum P_{max}}{Q_{all}}$$

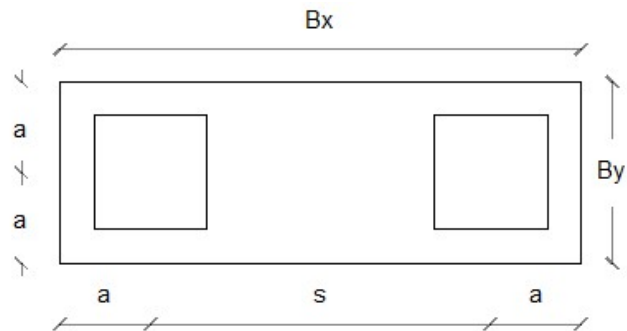
$$= \frac{1075,5}{855,15}$$

$$= 1,258 \text{ tiang}$$

$$= 2 \text{ tiang}$$

##### 2. Susunan Tiang Kelompok Rencana

Dari jumlah 2 tiang didapatkan desain rencana pondasi kelompok dapat dilihat Gambar 5.12 sebagai berikut:



**Gambar 5.12 Bentuk Pondasi Dimensi 0.5 m metode Tomlinson**

Diketahui berdasarkan Gambar 5.12 sebagai berikut.

$$a = 0,4 \text{ m}$$

$$s = 1,5 \text{ m}$$

$$Bx = 2,3 \text{ m}$$

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

### 3. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

Berikut adalah perhitungan jumlah kebutuhan tiang dengan dimensi 0,5 m metode *Tomlinson* dapat dilihat pada Tabel 5.21.

**Tabel 5.21 Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.5 m Tomlinson**

Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.5 m Tomlinson							
Susunan tiang pancang arah x :				Susunan tiang pancang arah y :			
No.	Jumlah	x	n * x <sup>2</sup>	No.	Jumlah	y	n * y <sup>2</sup>
	n	(m)	(m <sup>2</sup> )		n	(m)	(m <sup>2</sup> )
1	1	0,75	0,56	1	1	0,00	0,00
2	1	-0,75	0,56				
n =	2	$\Sigma x^2 =$	1,13	n =	1	$\Sigma y^2 =$	0,00

Lengan maksimum tiang pancang arah x terhadap pusat,  $X_{\max} = 0,75 \text{ m}$

Lengan maksimum tiang pancang arah y terhadap pusat,  $Y_{\max} = 0,00 \text{ m}$

Lengan minimum tiang pancang arah x terhadap pusat,  $X_{\min} = -0,75 \text{ m}$

Lengan minimum tiang pancang arah y terhadap pusat,  $Y_{\min} = 0,00 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{umax}} &= \frac{Pu}{n} + \frac{Muy \times X_{\text{max}}}{\Sigma x^2} + \frac{Mux \times Y_{\text{max}}}{\Sigma y^2} \\
 &= \frac{1075,5}{2} + \frac{117,5 \times 0,75}{1,13} + \frac{178,5 \times 0,00}{0,00} \\
 &= 616,083 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{umin}} &= \frac{Pu}{n} + \frac{Muy \times X_{\text{min}}}{\Sigma x^2} + \frac{Mux \times Y_{\text{min}}}{\Sigma y^2} \\
 &= \frac{1075,5}{2} + \frac{117,5 \times -0,75}{0,81} + \frac{178,5 \times 0,00}{0,00} \\
 &= 418,75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan beban maksimum yang diterima oleh tiap tiang adalah sebesar 616,083 kN < Qall sebesar 872,54 kN, maka pondasi aman terhadap beban rencana.

#### 4. Kontrol terhadap gaya lateral

Dimensi tiang (d)	= 0,5 meter
Kedalaman Tiang (L)	= 16 meter
Kapasitas momen tiang pancang My	= 28,02 Ton
	= 274,876 kNm
Kohesitas Tanah rata rata sepanjang tiang	= 100 kN/m <sup>2</sup>

Sehingga dengan (persamaan 3.37) nilai f didapatkan sebesar = 5,848 meter

$$\begin{aligned}
 Hu &= \frac{2 \cdot My}{(1,5 \cdot d + 0,5 \cdot f)} \\
 &= \frac{2 \times 274,876}{(1,5 \times 0,5 + 0,5 \times 5,848)} \\
 &= 299,256 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dengan nilai Hu kemudian didapatkan nilai Hall yang mana Hu dibagi dengan SF, nilai SF = 2,5

$$Hall = \frac{Hu}{SF}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{299,256}{2,5} \\
 &= 119,702 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan pembebanan sebelumnya didapatkan nilai  $T_x = 45 \text{ kN}$  dan  $T_y = 26,25 \text{ kN}$  sehingga kontrol dapat diselesaikan berdasarkan jumlah tiang rencana  $n = 2$  tiang

$$\begin{aligned}
 H_x &= \frac{T_x}{n} \\
 &= \frac{45}{2} \\
 &= 22,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_y &= \frac{T_y}{n} \\
 &= \frac{26,25}{2} \\
 &= 13,125 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan kontrol gaya lateral  $H_x < H_{all}$  dan  $H_y < H_{all}$  sehingga perencanaan pondasi tiang pancang rencana aman terhadap gaya lateral.

### 5.5.3 Kebutuhan Tiang Metode *Randolph and Murphy*

#### 5.5.3.1 Tiang Pancang Dimensi 0,3 m

Dari perhitungan sebelumnya dengan variasi dimensi 0,3 m didapatkan nilai  $Q_{all}$  sebesar 398,90 kN.

#### 1. Menghitung Jumlah Tiang

$$\sum P_{max} = 1075,5 \text{ kN}$$

$$Q_{all} = 398,90 \text{ kN}$$

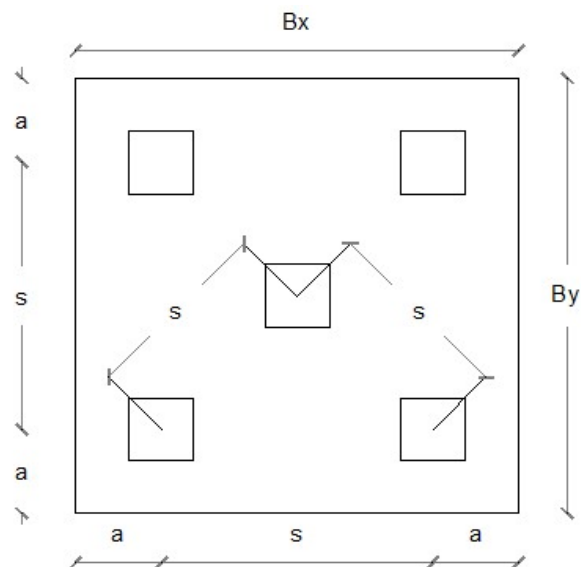
Nilai efisiensi grup 1 karena jarak antara tiang  $> 3D$  sehingga jumlah tiang yang dibutuhkan adalah sebagai berikut.



$$\begin{aligned}
 n &= \frac{\sum P_{\max}}{Q_{all}} \\
 &= \frac{1075,5}{398,90} \\
 &= 2,696 \text{ tiang} \\
 &= 5 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

## 2. Susunan Tiang Kelompok Rencana

Dari jumlah 5 tiang didapatkan desain rencana pondasi kelompok dapat dilihat Gambar 5.13 sebagai berikut:



**Gambar 5.13 Bentuk Pondasi Dimensi 0.3 m metode Randolph and Murphy**

Diketahui berdasarkan Gambar 5.13 sebagai berikut.

$$a = 0,4 \text{ m}$$

$$s = 0,9 \text{ m}$$

$$B_x = 2,07 \text{ m}$$

$$B_y = 2,07 \text{ m}$$

### 3. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

Berikut adalah perhitungan jumlah kebutuhan tiang dengan dimensi 0,3 m metode *Randolph and Murphy* dapat dilihat pada Tabel 5.22.

**Tabel 5.22 Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.3 m Randolph and Murphy**

Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.3m Randolph and Murphy							
Susunan tiang pancang arah x :				Susunan tiang pancang arah y :			
No.	Jumlah n	x (m)	n * x <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	No.	Jumlah n	y (m)	n * y <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )
1	2	0,45	0,41	1	2	0,45	0,41
2	1	0,00	0,00	2	1	0,00	0,00
3	2	-0,45	0,41	3	2	-0,45	0,41
n =	5	Σ x <sup>2</sup> =	0,81	n =	5	Σ y <sup>2</sup> =	0,81

Lengan maksimum tiang pancang arah x terhadap pusat,  $X_{\max} = 0,45$  m

Lengan maksimum tiang pancang arah y terhadap pusat,  $Y_{\max} = 0,45$  m

Lengan minimum tiang pancang arah x terhadap pusat,  $X_{\min} = -0,45$  m

Lengan minimum tiang pancang arah y terhadap pusat,  $Y_{\min} = -0,45$  m

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= \frac{Pu}{n} + \frac{Muy \times X_{\max}}{\Sigma x^2} + \frac{Mux \times Y_{\max}}{\Sigma y^2} \\
 &= \frac{1075,5}{5} + \frac{117,5 \times 0,45}{0,81} + \frac{178,5 \times 0,45}{0,81} \\
 &= 379,54 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\min} &= \frac{Pu}{n} + \frac{Muy \times X_{\min}}{\Sigma x^2} + \frac{Mux \times Y_{\min}}{\Sigma y^2} \\
 &= \frac{1075,5}{5} + \frac{117,5 \times -0,45}{0,81} + \frac{178,5 \times -0,45}{0,81} \\
 &= 50,66 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan beban maksimum yang diterima oleh tiap tiang adalah sebesar 379,54 kN < Qall sebesar 398,90 kN, maka pondasi aman terhadap beban rencana.

## 4. Kontrol terhadap gaya lateral

Dimensi tiang (d)	= 0,3 meter
Kedalaman Tiang (L)	= 16 meter
Kapasitas momen tiang pancang My	= 9,34 Ton
	= 91.625 kNm
Kohesitas Tanah rata rata sepanjang tiang	= 100 kN/m <sup>2</sup>

Sehingga dengan (persamaan 3.37) nilai f didapatkan sebesar = 6,156 meter

$$\begin{aligned}
 Hu &= \frac{2 \cdot My}{(1,5 \cdot d + 0,5 \cdot f)} \\
 &= \frac{2 \times 91,625}{(1,5 \times 0,3 + 0,5 \times 6,156)} \\
 &= 103,878 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dengan nilai Hu kemudian didapatkan nilai Hall yang mana Hu dibagi dengan SF, nilai SF = 2,5

$$\begin{aligned}
 Hall &= \frac{Hu}{SF} \\
 &= \frac{103,878}{2,5} \\
 &= 41,551 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan pembebanan sebelumnya didapatkan nilai Tx = 45 kN dan Ty = 26,25 kN sehingga kontrol dapat diselesaikan berdasarkan jumlah tiang rencana n = 5 tiang

$$\begin{aligned}
 Hx &= \frac{Tx}{n} \\
 &= \frac{45}{5} \\
 &= 9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Hy &= \frac{Ty}{n} \\
 &= \frac{26,25}{5} \\
 &= 13,125 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan kontrol gaya lateral  $H_x < H_{all}$  dan  $H_y < H_{all}$  sehingga perencanaan pondasi tiang pancang rencana aman terhadap gaya lateral.

#### 5.5.3.2 Tiang Pancang Dimensi 0,4 m

Dari perhitungan sebelumnya dengan variasi dimensi 0,4 m didapatkan nilai  $Q_{all}$  sebesar 560,67 kN.

##### 1. Menghitung Jumlah Tiang

$$\sum P_{max} = 1075,5 \text{ kN}$$

$$Q_{all} = 560,67 \text{ kN}$$

Nilai efisiensi grup 1 karena jarak antara tiang  $> 3D$  sehingga jumlah tiang yang dibutuhkan adalah sebagai berikut.

$$n = \frac{\sum P_{max}}{Q_{all}}$$

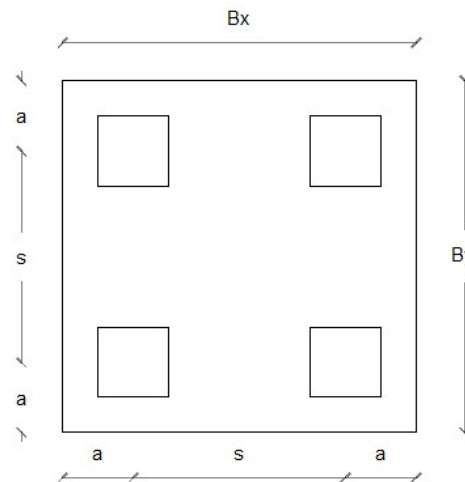
$$= \frac{1075,5}{560,67}$$

$$= 1,918 \text{ tiang}$$

$$= 4 \text{ tiang}$$

##### 2. Susunan Tiang Kelompok Rencana

Dari jumlah 4 tiang didapatkan desain rencana pondasi kelompok dapat dilihat Gambar 5.14 sebagai berikut:



**Gambar 5.14 Bentuk Pondasi Dimensi 0.4 m metode Randolph and Murphy**

Diketahui berdasarkan gambar 5.14 sebagai berikut.

$$a = 0,4 \text{ m}$$

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

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

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

3. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

Berikut adalah perhitungan jumlah kebutuhan tiang dengan dimensi 0,4 m metode *Randolph and Murphy* dapat dilihat pada Tabel 5.23.

**Tabel 5.23 Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.4 m Randolph and Murphy**

Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.4 m Randolph and Murphy							
Susunan tiang pancang arah x :				Susunan tiang pancang arah y :			
No.	Jumlah n	x (m)	n * x <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	No.	Jumlah n	y (m)	n * y <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )
1	2	0.60	0.72	1	2	0.60	0.72
2	2	-0.60	0.72	2	2	-0.60	0.72
n =	4	$\Sigma x^2 =$	1,44	n =	4	$\Sigma y^2 =$	1,44

Lengan maksimum tiang pancang arah x terhadap pusat,  $X_{\max} = 0,6 \text{ m}$

Lengan maksimum tiang pancang arah y terhadap pusat,  $Y_{\max} = 0,6 \text{ m}$

Lengan minimum tiang pancang arah x terhadap pusat,  $X_{\min} = -0,6 \text{ m}$

Lengan minimum tiang pancang arah y terhadap pusat,  $Y_{\min} = -0,6 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{umax}} &= \frac{Pu}{n} + \frac{Muy \times X_{\text{max}}}{\Sigma x^2} + \frac{Mux \times Y_{\text{max}}}{\Sigma y^2} \\
 &= \frac{1075,5}{4} + \frac{117,5 \times 0,6}{1,44} + \frac{178,5 \times 0,6}{1,44} \\
 &= 392,21 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{umin}} &= \frac{Pu}{n} + \frac{Muy \times X_{\text{min}}}{\Sigma x^2} + \frac{Mux \times Y_{\text{min}}}{\Sigma y^2} \\
 &= \frac{1075,5}{4} + \frac{117,5 \times -0,6}{1,44} + \frac{178,5 \times -0,6}{1,44} \\
 &= 145,54 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan beban maksimum yang diterima oleh tiap tiang adalah sebesar 392,21 kN < Qall sebesar 560,67 kN, maka pondasi aman terhadap beban rencana.

#### 4. Kontrol terhadap gaya lateral

Dimensi tiang (d)	= 0,4 meter
Kedalaman Tiang (L)	= 16 meter
Kapasitas momen tiang pancang My	= 22,42 Ton
	= 219,94 kNm
Kohesitas Tanah rata rata sepanjang tiang	= 100 kN/m <sup>2</sup>

Sehingga dengan (persamaan 3.37) nilai f didapatkan sebesar = 5,989 meter

$$\begin{aligned}
 Hu &= \frac{2 \cdot My}{(1,5 \cdot d + 0,5 \cdot f)} \\
 &= \frac{2 \times 219,94}{(1,5 \times 0,4 + 0,5 \times 5,989)} \\
 &= 244,742 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dengan nilai Hu kemudian didapatkan nilai Hall yang mana Hu dibagi dengan SF, nilai SF = 2,5

$$Hall = \frac{Hu}{SF}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{244,742}{2,5} \\
 &= 97,897 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan pembebanan sebelumnya didapatkan nilai  $T_x = 45 \text{ kN}$  dan  $T_y = 26,25 \text{ kN}$  sehingga kontrol dapat diselesaikan berdasarkan jumlah tiang rencana  $n = 4$  tiang

$$\begin{aligned}
 H_x &= \frac{T_x}{n} \\
 &= \frac{45}{4} \\
 &= 11,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_y &= \frac{T_y}{n} \\
 &= \frac{26,25}{4} \\
 &= 6,56 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan kontrol gaya lateral  $H_x < H_{all}$  dan  $H_y < H_{all}$  sehingga perencanaan pondasi tiang pancang rencana aman terhadap gaya lateral.

### 5.5.3.3 Tiang Pancang Dimensi 0,5 m

Dari perhitungan sebelumnya dengan variasi dimensi 0,5 m didapatkan nilai  $Q_{all}$  sebesar 736,83 kN.

#### 1. Menghitung Jumlah Tiang

$$\sum P_{max} = 1075,5 \text{ kN}$$

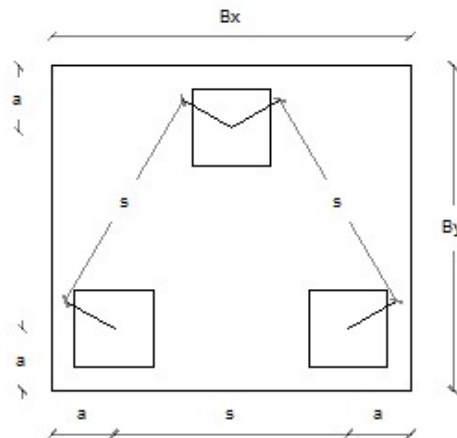
$$Q_{all} = 736,83 \text{ kN}$$

Nilai efisiensi grup 1 karena jarak antara tiang  $> 3D$  sehingga jumlah tiang yang dibutuhkan adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{\sum P_{\max}}{Q_{all}} \\
 &= \frac{1075,5}{736,83} \\
 &= 1,460 \text{ tiang} \\
 &= 3 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

## 2. Susunan Tiang Kelompok Rencana

Dari jumlah 2 tiang didapatkan desain rencana pondasi kelompok dapat dilihat Gambar 5.15 sebagai berikut:



**Gambar 5.15 Bentuk Pondasi Dimensi 0.5 m metode Randolph and Murphy**

Diketahui berdasarkan gambar sebagai berikut.

$$a = 0,4 \text{ m}$$

$$s = 1,5 \text{ m}$$

$$Bx = 2,3 \text{ m}$$

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

## 3. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

Berikut adalah perhitungan jumlah kebutuhan tiang dengan dimensi 0,5 m metode *Randolph and Murphy* dapat dilihat pada Tabel 5.24.



Tabel 5.24 Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.5 m Randolph and Murphy

Susunan Tiang Pancang Dimensi 0.5 m Randolph and Murphy							
Susunan tiang pancang arah x :				Susunan tiang pancang arah y :			
No.	Jumlah n	x (m)	n * x <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	No.	Jumlah n	y (m)	n * y <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )
1	1	0,75	0,56	1	1	1,00	1,00
2	1	0,00	0,00	2	2	-0,50	0,50
3	1	-0,75	0,56				
n =	3	Σ x <sup>2</sup> =	1,13	n =	3	Σ y <sup>2</sup> =	1,50

Lengan maksimum tiang pancang arah x terhadap pusat,  $X_{\max} = 0,75$  m

Lengan maksimum tiang pancang arah y terhadap pusat,  $Y_{\max} = 1,0$  m

Lengan minimum tiang pancang arah x terhadap pusat,  $X_{\min} = 0$  m

Lengan minimum tiang pancang arah y terhadap pusat,  $Y_{\min} = -0,5$  m

$$\begin{aligned}
 P_{\text{umax}} &= \frac{Pu}{n} + \frac{Muy \times X_{\max}}{\Sigma x^2} + \frac{Mux \times Y_{\max}}{\Sigma y^2} \\
 &= \frac{1075,5}{3} + \frac{117,5 \times 0,75}{1,13} + \frac{178,5 \times 1}{1,50} \\
 &= 555,83 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{umax}} &= \frac{Pu}{n} + \frac{Muy \times X_{\min}}{\Sigma x^2} + \frac{Mux \times Y_{\min}}{\Sigma y^2} \\
 &= \frac{1075,5}{3} + \frac{117,5 \times 0,00}{1,13} + \frac{178,5 \times -0,5}{1,50} \\
 &= 319,33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan beban maksimum yang diterima oleh tiap tiang adalah sebesar 555,83 kN < Qall sebesar 736,83 kN, maka pondasi aman terhadap beban rencana.

#### 4. Kontrol terhadap gaya lateral

Dimensi tiang (d) = 0,5 meter

Kedalaman Tiang (L) = 16 meter

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas momen tiang pancang } My &= 28,02 \text{ Ton} \\ &= 274,876 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Kohesitas Tanah rata rata sepanjang tiang} = 100 \text{ kN/m}^2$$

Sehingga dengan (persamaan 3.37) nilai  $f$  didapatkan sebesar = 5,848 meter

$$\begin{aligned} Hu &= \frac{2 \cdot My}{(1,5 \cdot d + 0,5 \cdot f)} \\ &= \frac{2 \times 274,876}{(1,5 \times 0,5 + 0,5 \times 5,848)} \\ &= 299,256 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dengan nilai  $Hu$  kemudian didapatkan nilai  $Hall$  yang mana  $Hu$  dibagi dengan  $SF$ , nilai  $SF = 2,5$

$$\begin{aligned} Hall &= \frac{Hu}{SF} \\ &= \frac{299,256}{2,5} \\ &= 119,702 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan pembebanan sebelumnya didapatkan nilai  $T_x = 45 \text{ kN}$  dan  $T_y = 26,25 \text{ kN}$  sehingga kontrol dapat diselesaikan berdasarkan jumlah tiang rencana  $n = 3$  tiang

$$\begin{aligned} Hx &= \frac{T_x}{n} \\ &= \frac{45}{3} \\ &= 22,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Hy &= \frac{T_y}{n} \\ &= \frac{26,25}{3} \\ &= 13,125 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan kontrol gaya lateral  $H_x < Hall$  dan  $H_y < Hall$  sehingga perencanaan pondasi tiang pancang rencana aman terhadap gaya lateral.

## 5.6 Cek Daya Dukung Tiang Kelompok

Berikut perhitungan daya dukung sesuai pernyataan Terzaghi dan Peck pada (persamaan 3.38) keruntuhan blok jenis tiang pancang.

### 5.6.1 Cek daya dukung tiang kelompok blok dengan metode *U.S. Army Cops*

#### 5.6.1.1 Tiang Pancang Dimensi 0,3 m

Dari data kebutuhan perencanaan tiang pancang kelompok yang diperlukan sesuai (persamaan 3.38) sebagai berikut.

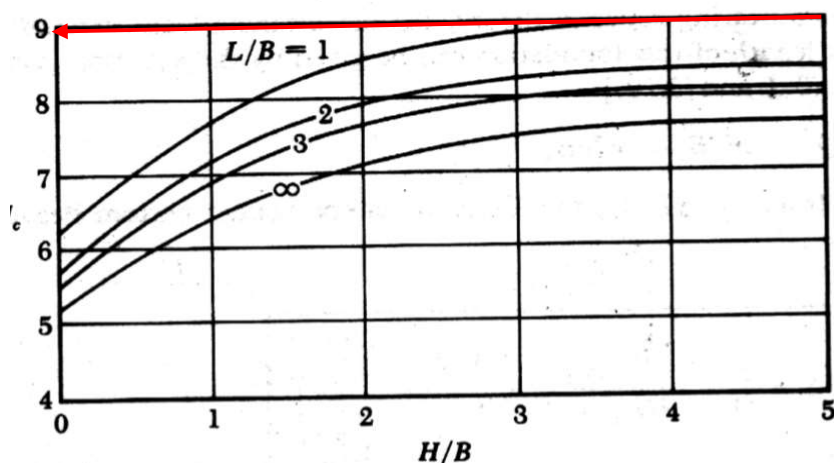
$L_g$  (Panjang blok atau  $B_x$ ) = 1,7 meter

$B_g$  (Lebar blok atau  $B_y$ ) = 1,7 meter

$C_u$  (ujung recana pondasi) = 200 kN/m<sup>2</sup>

$\sum C_u \times \Delta L$  = 1600 kN/m<sup>2</sup>

Dengan nilai  $N^*c$  Grafik 5.31 berdasarkan nilai  $H/B_g$  dan  $L_g/B_g$  berikut.



**Grafik 5.31 Faktor Kapasitas Dukung Nilai  $N^*c$  Tiang Pancang Dimensi 0,3 m Metode U.S. Army**

Dari grafik  $H/B_g = 9,41$  dan  $L_g/B_g = 1$  sehingga didapatkan nilai  $N^*c = 9$

$$\begin{aligned} \sum Q_{\text{blok}} &= L_g \times B_g \times C_u \times N^*c + 2 \times (L_g + B_g) \times \sum C_u \times \Delta L \\ &= 1,7 \times 1,7 \times 200 \times 9 + 2 \times (1,7 + 1,7) \times 1600 \\ &= 16082 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Total Pondasi Dimensi 0,3 m metode *U.S. Army* :

$$L = 1,7 \text{ m}$$

$$B = 1,7 \text{ m}$$

$$h \text{ pilecap} = 1 \text{ m}$$

$$h \text{ tanah} = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Panjang tiang} = 16 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah tiang} = 4$$

$$\gamma_{\text{beton}} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{tanah}} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Dimensi Tiang} = 0,3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Pilecap} &= L \times B \times h \text{ pilecap} \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= 1,7 \times 1,7 \times 1 \times 24 \\ &= 69,36 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Tanah} &= L \times B \times h \text{ tanah} \times \gamma_{\text{tanah}} \\ &= 1,7 \times 1,7 \times 1,5 \times 18 \\ &= 78,03 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Tiang} &= \text{Luas Tiang} \times \text{Panjang Tiang} \times \text{Jumlah Tiang} \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= 0,09 \times 16 \times 4 \times 24 \\ &= 138,24 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P \text{ Aksial Kolom} = 1075,5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \sum P \text{ total} &= \text{Beban Pilecap} + \text{Beban Tanah} + \text{Beban Tiang} + P \text{ Kolom} \\ &= 69,36 + 78,03 + 138,24 + 1075,5 \\ &= 1361,13 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan  $\sum Q_{\text{blok}} = 16082 \text{ kN} > \sum P = 1361,13 \text{ kN}$  sehingga pondasi tiang pancang kelompok mampu menahan beban vertikal.

### 5.6.1.2 Tiang Pancang Dimensi 0,4 m

Dari data kebutuhan perencanaan tiang pancang kelompok yang diperlukan sesuai (persamaan 3.38) sebagai berikut.

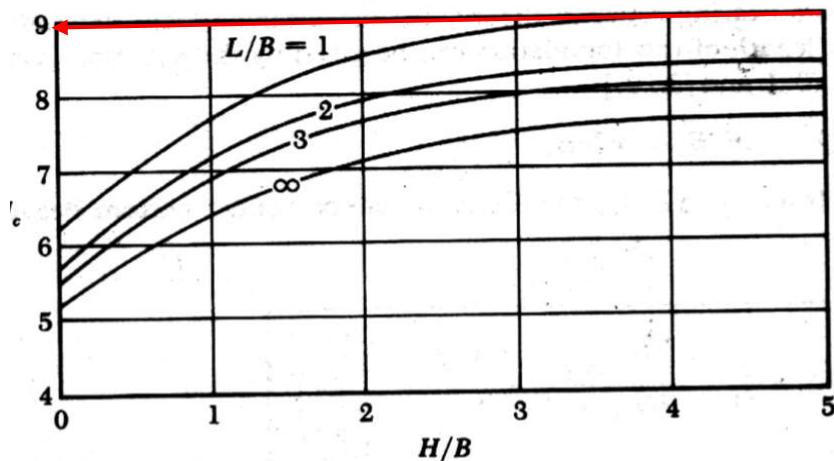
$$L_g \text{ (Panjang blok atau } B_x) = 2 \text{ meter}$$

$$B_g \text{ (Lebar blok atau } B_y) = 1,84 \text{ meter}$$

$$C_u \text{ (ujung recana pondasi)} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\sum C_u \times \Delta L = 1600 \text{ kN/m}^2$$

Dengan nilai  $N^*c$  Grafik 5.32 berdasarkan nilai  $H/B_g$  dan  $L_g/B_g$  berikut.



**Grafik 5.32 Faktor Kapasitas Dukung Nilai  $N^*c$  Tiang Pancang Dimensi 0,4 m Metode U.S. Army**

Dari grafik  $H/B_g = 9,41$  dan  $L_g/B_g = 1,086$  sehingga didapatkan nilai  $N^*c = 9$

$$\begin{aligned} \sum Q_{\text{blok}} &= L_g \times B_g \times C_u \times N^*c + 2 \times (L_g + B_g) \sum C_u \times \Delta L \\ &= 2 \times 1,84 \times 200 \times 9 + 2 \times (2 + 1,84) \times 1600 \\ &= 18912 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Total Pondasi Dimensi 0,4 m metode *U.S. Army* :

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

$$B = 1,84 \text{ m}$$

$$h \text{ pilecap} = 1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 h \text{ tanah} &= 1,5 \text{ m} \\
 \text{Panjang tiang} &= 16 \text{ m} \\
 \text{Jumlah tiang} &= 3 \\
 \gamma_{\text{beton}} &= 24 \text{ kN/m}^3 \\
 \gamma_{\text{tanah}} &= 18 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Dimensi Tiang} &= 0,4 \text{ m} \\
 \text{Beban Pilecap} &= L \times B \times h \text{ pilecap} \times \gamma_{\text{beton}} \\
 &= 2 \times 1,84 \times 1 \times 24 \\
 &= 88,32 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban Tanah} &= L \times B \times h \text{ tanah} \times \gamma_{\text{tanah}} \\
 &= 2 \times 1,84 \times 1,5 \times 18 \\
 &= 99,36 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban Tiang} &= \text{Luas Tiang} \times \text{Panjang Tiang} \times \text{Jumlah Tiang} \times \gamma_{\text{beton}} \\
 &= 0,16 \times 16 \times 3 \times 24 \\
 &= 184,32 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$P \text{ Aksial Kolom} = 1075,5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \sum P \text{ total} &= \text{Beban Pilecap} + \text{Beban Tanah} + \text{Beban Tiang} + P \text{ Kolom} \\
 &= 88,32 + 99,36 + 184,32 + 1075,5 \\
 &= 1447,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan  $\sum Q_{\text{blok}} = 18912 \text{ kN} > \sum P = 1447,5 \text{ kN}$  sehingga pondasi tiang pancang kelompok mampu menahan beban vertikal.

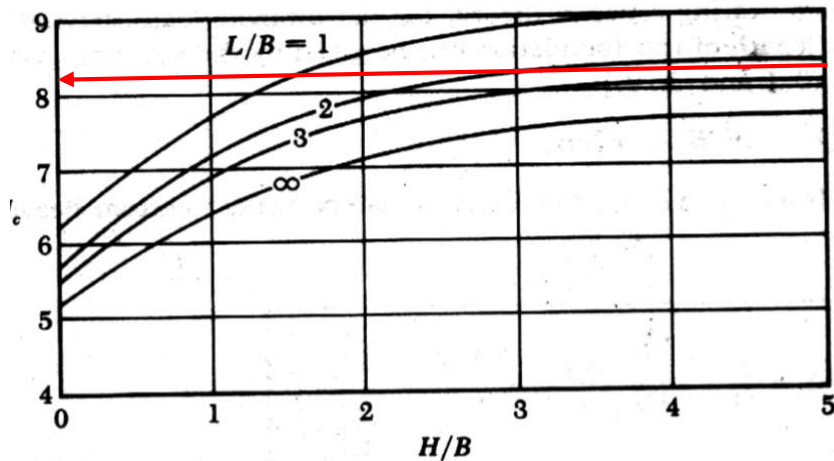
### 5.6.1.3 Tiang Pancang Dimensi 0,5 m

Dari data kebutuhan perencanaan tiang pancang kelompok yang diperlukan sesuai (persamaan 3.38) sebagai berikut.

$$L_g \text{ (Panjang blok atau } B_x) = 2,3 \text{ meter}$$

$$\begin{aligned} B_g \text{ (Lebar blok atau } B_y) &= 1,8 \text{ meter} \\ C_u \text{ (ujung rencana pondasi)} &= 200 \text{ kN/m}^2 \\ \sum C_u \times \Delta L &= 1600 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Dengan nilai  $N^*c$  Grafik 5.33 berdasarkan nilai  $H/B_g$  dan  $L_g/B_g$  berikut.



**Grafik 5.33 Faktor Kapasitas Dukung Nilai  $N^*c$  Tiang Pancang Dimensi 0,5 m Metode U.S. Army**

Dari grafik  $H/B_g = 20$  dan  $L_g/B_g = 2,87$  sehingga didapatkan nilai  $N^*c = 8,2$

$$\begin{aligned} \sum Q_{\text{blok}} &= L_g \times B_g \times C_u \times N^*c + 2 \times (L_g + B_g) \times \sum C_u \times \Delta L \\ &= 2,3 \times 0,8 \times 200 \times 9 + 2 \times (2,3 + 0,8) \times 1600 \\ &= 12937,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Total Pondasi Dimensi 0,5 m metode *U.S. Army* :

$$\begin{aligned} L &= 2,3 \text{ m} \\ B &= 0,8 \text{ m} \\ h \text{ pilecap} &= 1 \text{ m} \\ h \text{ tanah} &= 1,5 \text{ m} \\ \text{Panjang tiang} &= 16 \text{ m} \\ \text{Jumlah tiang} &= 2 \\ \gamma_{\text{beton}} &= 24 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_{\text{tanah}} &= 18 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Dimensi Tiang} = 0,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Pilecap} &= L \times B \times h \text{ pilecap} \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= 2,3 \times 0,8 \times 1 \times 24 \\ &= 44,16 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Tanah} &= L \times B \times h \text{ tanah} \times \gamma_{\text{tanah}} \\ &= 2,3 \times 0,8 \times 1,5 \times 18 \\ &= 49,68 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Tiang} &= \text{Luas Tiang} \times \text{Panjang Tiang} \times \text{Jumlah Tiang} \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= 0,25 \times 16 \times 2 \times 24 \\ &= 192 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P \text{ Aksial Kolom} = 1075,5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \sum P \text{ total} &= \text{Beban Pilecap} + \text{Beban Tanah} + \text{Beban Tiang} + P \text{ Kolom} \\ &= 44,16 + 49,68 + 192 + 1075,5 \\ &= 1361,34 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan  $\sum Q_{\text{blok}} = 12937,6 \text{ kN} > \sum P = 1361,34 \text{ kN}$  sehingga pondasi tiang pancang kelompok mampu menahan beban vertikal.

## 5.6.2 Cek daya dukung tiang kelompok blok dengan metode *Tomlinson*

### 5.6.2.1 Tiang Pancang Dimensi 0,3 m

Dari data kebutuhan perencanaan tiang pancang kelompok yang diperlukan sesuai (persamaan 3.38) sebagai berikut.

$$L_g \text{ (Panjang blok atau } B_x) = 1,7 \text{ meter}$$

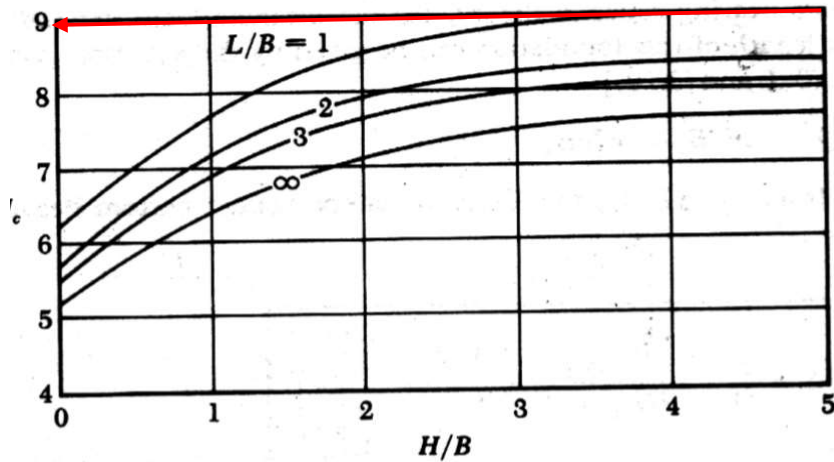
$$B_g \text{ (Lebar blok atau } B_y) = 1,7 \text{ meter}$$

$$C_u \text{ (ujung rencana pondasi)} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\sum C_u \times \Delta L = 1600 \text{ kN/m}^2$$



Dengan nilai  $N^*c$  Grafik 5.34 berdasarkan nilai  $H/Bg$  dan  $Lg/Bg$  berikut.



**Grafik 5.34 Faktor Kapasitas Dukung Nilai  $N^*c$  Tiang Pancang Dimensi 0,3 m Metode Tomlinson**

Dari grafik  $H/Bg = 9,41$  dan  $Lg/Bg = 1$  sehingga didapatkan nilai  $N^*c = 9$

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{\text{blok}} &= Lg \times Bg \times Cu \times N^*c + 2 \times (Lg + Bg) \Sigma Cu \times \Delta L \\ &= 1,7 \times 1,7 \times 200 \times 9 + 2 \times (1,7 + 1,7) 1600 \\ &= 16082 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Total Pondasi Dimensi 0,3 m metode *Tomlinson* :

$$L = 1,7 \text{ m}$$

$$B = 1,7 \text{ m}$$

$$h \text{ pilecap} = 1 \text{ m}$$

$$h \text{ tanah} = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Panjang tiang} = 16 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah tiang} = 4$$

$$\gamma_{\text{beton}} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{tanah}} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Dimensi Tiang} = 0,3 \text{ m}$$

$$\text{Beban Pilecap} = L \times B \times h \text{ pilecap} \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$= 1,7 \times 1,7 \times 1 \times 24$$

$$= 69,36 \text{ kN}$$

$$\text{Beban Tanah} = L \times B \times h \text{ tanah} \times \gamma_{\text{tanah}}$$

$$= 1,7 \times 1,7 \times 1,5 \times 18$$

$$= 78,03 \text{ kN}$$

$$\text{Beban Tiang} = \text{Luas Tiang} \times \text{Panjang Tiang} \times \text{Jumlah Tiang} \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$= 0,09 \times 16 \times 4 \times 24$$

$$= 138,24 \text{ kN}$$

$$P \text{ Aksial Kolom} = 1075,5 \text{ kN}$$

$$\sum P \text{ total} = \text{Beban Pilecap} + \text{Beban Tanah} + \text{Beban Tiang} + P \text{ Kolom}$$

$$= 69,36 + 78,03 + 138,24 + 1075,5$$

$$= 1361,13 \text{ kN}$$

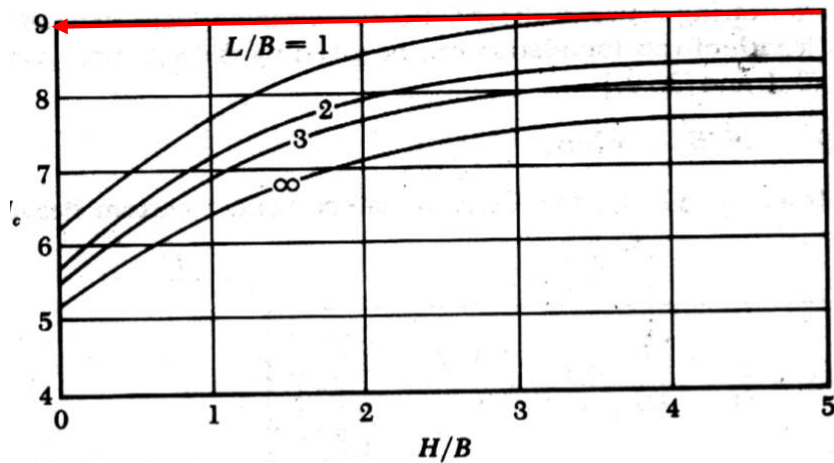
Dari hasil perhitungan  $\sum Q_{\text{blok}} = 16082 \text{ kN} > \sum P = 1361,13 \text{ kN}$  sehingga pondasi tiang pancang kelompok mampu menahan beban vertikal.

#### 5.6.2.2 Tiang Pancang Dimensi 0,4 m

Dari data kebutuhan perencanaan tiang pancang kelompok yang diperlukan sesuai (persamaan 3.38) sebagai berikut.

$$\begin{aligned} L_g \text{ (Panjang blok atau } B_x) &= 2 \text{ meter} \\ B_g \text{ (Lebar blok atau } B_y) &= 1,84 \text{ meter} \\ C_u \text{ (ujung rencana pondasi)} &= 200 \text{ kN/m}^2 \\ \sum C_u \times \Delta L &= 1600 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Dengan nilai  $N^*c$  Grafik 5.35 berdasarkan nilai  $H/B_g$  dan  $L_g/B_g$  berikut.



**Grafik 5.35 Faktor Kapasitas Dukung Nilai  $N^*c$  Tiang Pancang Dimensi 0,4 m Metode Tomlinson**

Dari grafik  $H/B_g = 9,41$  dan  $L_g/B_g = 1,086$  sehingga didapatkan nilai  $N^*c = 9$

$$\begin{aligned}\Sigma Q_{\text{blok}} &= L_g \times B_g \times C_u \times N^*c + 2 \times (L_g + B_g) \Sigma C_u \times \Delta L \\ &= 2 \times 1,84 \times 200 \times 9 + 2 \times (2 + 1,84) 1600 \\ &= 18912 \text{ kN}\end{aligned}$$

Beban Total Pondasi Dimensi 0,4 m metode *Tomlinson* :

L	= 2 m
B	= 1,84 m
h pilecap	= 1 m
h tanah	= 1,5 m
Panjang tiang	= 16 m
Jumlah tiang	= 3
$\gamma_{\text{beton}}$	= 24 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{\text{tanah}}$	= 18 kN/m <sup>3</sup>
Dimensi Tiang	= 0,4 m

$$\begin{aligned}\text{Beban Pilecap} &= L \times B \times h_{\text{pilecap}} \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= 2 \times 1,84 \times 1 \times 24\end{aligned}$$

$$= 88,32 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Tanah} &= L \times B \times h \text{ tanah} \times \gamma_{\text{tanah}} \\ &= 2 \times 1,84 \times 1,5 \times 18 \\ &= 99,36 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Tiang} &= \text{Luas Tiang} \times \text{Panjang Tiang} \times \text{Jumlah Tiang} \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= 0,16 \times 16 \times 3 \times 24 \\ &= 184,32 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P \text{ Aksial Kolom} = 1075,5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \sum P \text{ total} &= \text{Beban Pilecap} + \text{Beban Tanah} + \text{Beban Tiang} + P \text{ Kolom} \\ &= 88,32 + 78,03 + 138,24 + 1075,5 \\ &= 1447,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

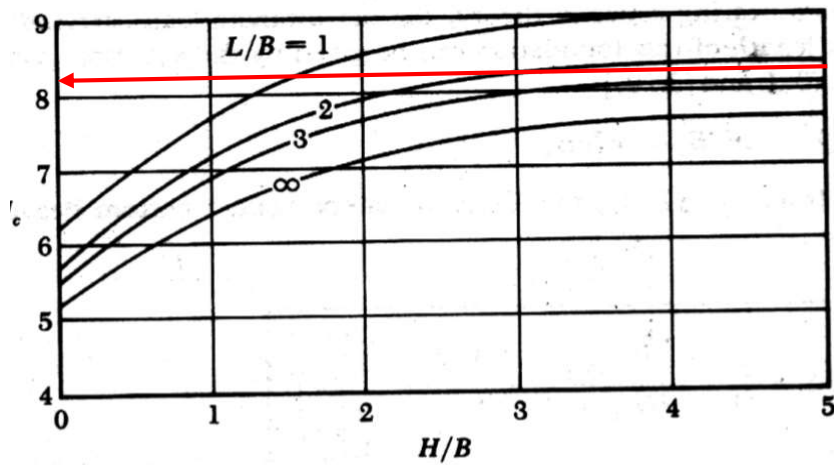
Dari hasil perhitungan  $\sum Q_{\text{blok}} = 18912 \text{ kN} > \sum P = 1447,5 \text{ kN}$  sehingga pondasi tiang pancang kelompok mampu menahan beban vertikal.

#### 5.6.2.3 Tiang Pancang Dimensi 0,5 m

Dari data kebutuhan perencanaan tiang pancang kelompok yang diperlukan sesuai (persamaan 3.38) sebagai berikut.

$$\begin{aligned} L_g \text{ (Panjang blok atau } B_x) &= 2,3 \text{ meter} \\ B_g \text{ (Lebar blok atau } B_y) &= 1,8 \text{ meter} \\ C_u \text{ (ujung rencana pondasi)} &= 200 \text{ kN/m}^2 \\ \sum C_u \times \Delta L &= 1600 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Dengan nilai  $N^*c$  Grafik 5.36 berdasarkan nilai  $H/B_g$  dan  $L_g/B_g$  berikut.



**Grafik 5.36 Faktor Kapasitas Dukung Nilai  $N^*c$  Tiang Pancang Dimensi 0,5 m Metode Tomlinson**

Dari grafik  $H/B_g = 20$  dan  $L_g/B_g = 2,87$  sehingga didapatkan nilai  $N^*c = 8,2$

$$\begin{aligned}\Sigma Q_{\text{blok}} &= L_g \times B_g \times C_u \times N^*c + 2 \times (L_g + B_g) \Sigma C_u \times \Delta L \\ &= 2,3 \times 0,8 \times 200 \times 9 + 2 \times (2,3 + 0,8) 1600 \\ &= 12937,6 \text{ kN}\end{aligned}$$

Beban Total Pondasi Dimensi 0,5 m metode *Tomlinson* :

$$L = 2,3 \text{ m}$$

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

$$h \text{ pilecap} = 1 \text{ m}$$

$$h \text{ tanah} = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Panjang tiang} = 16 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah tiang} = 2$$

$$\gamma_{\text{beton}} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{tanah}} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Dimensi Tiang} = 0,5 \text{ m}$$

$$\text{Beban Pilecap} = L \times B \times h \text{ pilecap} \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$= 2,3 \times 0,8 \times 1 \times 24$$

$$= 44,16 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Tanah} &= L \times B \times h \text{ tanah} \times \gamma_{\text{tanah}} \\ &= 2,3 \times 0,8 \times 1,5 \times 18 \\ &= 49,68 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Tiang} &= \text{Luas Tiang} \times \text{Panjang Tiang} \times \text{Jumlah Tiang} \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= 0,25 \times 16 \times 2 \times 24 \\ &= 192 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P \text{ Aksial Kolom} = 1075,5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \sum P \text{ total} &= \text{Beban Pilecap} + \text{Beban Tanah} + \text{Beban Tiang} + P \text{ Kolom} \\ &= 44,16 + 49,68 + 192 + 1075,5 \\ &= 1361,13 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan  $\sum Q_{\text{blok}} = 12937,6 \text{ kN} > \sum P = 1361,34 \text{ kN}$  sehingga pondasi tiang pancang kelompok mampu menahan beban vertikal.

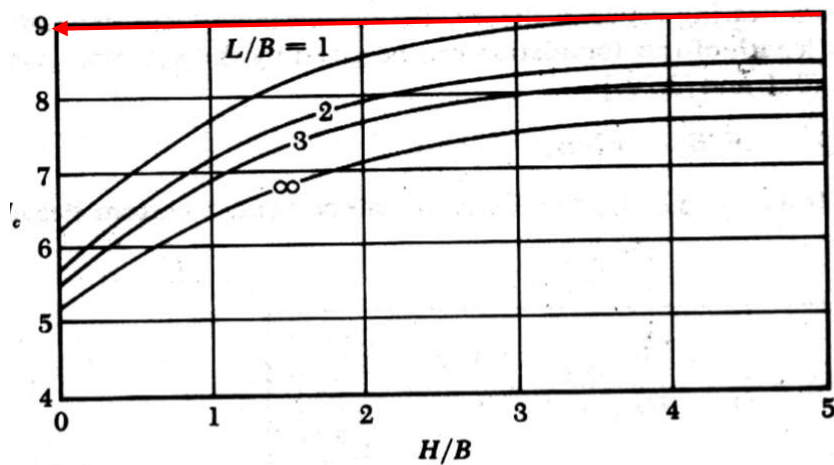
### 5.6.3 Cek daya dukung tiang kelompok blok dengan metode *Randolph and Murphy*

#### 5.6.3.1 Tiang Pancang Dimensi 0,3 m

Dari data kebutuhan perencanaan tiang pancang kelompok yang diperlukan sesuai (persamaan 3.38) sebagai berikut.

$$\begin{aligned} L_g \text{ (Panjang blok atau } B_x) &= 2,07 \text{ meter} \\ B_g \text{ (Lebar blok atau } B_y) &= 2,07 \text{ meter} \\ C_u \text{ (ujung rencana pondasi)} &= 200 \text{ kN/m}^2 \\ \sum C_u \times \Delta L &= 1600 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Dengan nilai  $N^*c$  Grafik 5.37 berdasarkan nilai  $H/B_g$  dan  $L_g/B_g$  berikut.



**Grafik 5.37 Faktor Kapasitas Dukung Nilai  $N^*c$  Tiang Pancang Dimensi 0,3 m Randolph and Murphy**

Dari grafik  $H/B_g = 7,72$  dan  $L_g/B_g = 1$  sehingga didapatkan nilai  $N^*c = 9$

$$\begin{aligned}\Sigma Q_{\text{blok}} &= L_g \times B_g \times C_u \times N^*c + 2 \times (L_g + B_g) \Sigma C_u \times \Delta L \\ &= 2,07 \times 2,07 \times 200 \times 9 + 2 \times (2,07 + 2,07) 1600 \\ &= 20960,82 \text{ kN}\end{aligned}$$

Beban Total Pondasi Dimensi 0,3 m metode *Randolph and Murphy* :

$$L = 2,07 \text{ m}$$

$$B = 2,07 \text{ m}$$

$$h \text{ pilecap} = 1 \text{ m}$$

$$h \text{ tanah} = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Panjang tiang} = 16 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah tiang} = 5$$

$$\gamma_{\text{beton}} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{tanah}} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Dimensi Tiang} = 0,3 \text{ m}$$

$$\text{Beban Pilecap} = L \times B \times h \text{ pilecap} \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$= 2,07 \times 2,07 \times 1 \times 24$$

$$= 102,84 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Tanah} &= L \times B \times h \text{ tanah} \times \gamma_{\text{tanah}} \\ &= 2,07 \times 2,07 \times 1,5 \times 18 \\ &= 115,70 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Tiang} &= \text{Luas Tiang} \times \text{Panjang Tiang} \times \text{Jumlah Tiang} \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= 0,09 \times 16 \times 5 \times 24 \\ &= 172,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P \text{ Aksial Kolom} = 1075,5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \sum P \text{ total} &= \text{Beban Pilecap} + \text{Beban Tanah} + \text{Beban Tiang} + P \text{ Kolom} \\ &= 102,84 + 115,70 + 172,8 + 1075,5 \\ &= 1466,83 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan  $\sum Q_{\text{blok}} = 20960,82 \text{ kN} > \sum P = 1446,83 \text{ kN}$  sehingga pondasi tiang pancang kelompok mampu menahan beban vertikal.

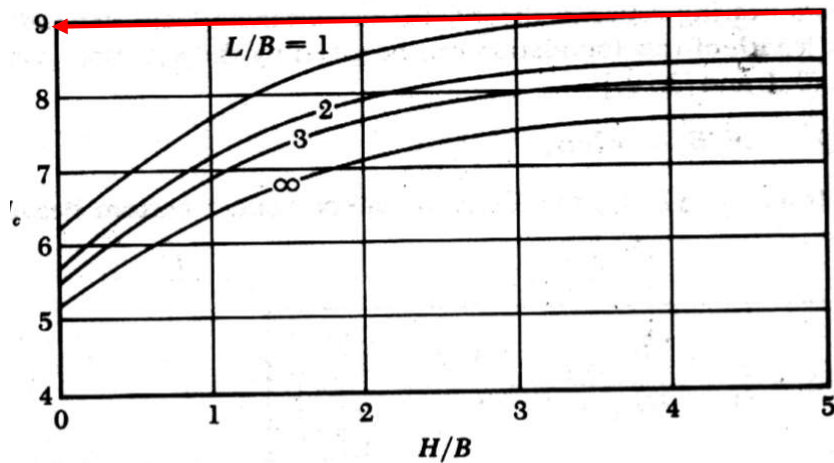
#### 5.6.3.2 Tiang Pancang Dimensi 0,4 m

Dari data kebutuhan perencanaan tiang pancang kelompok yang diperlukan sesuai (persamaan 3.38) sebagai berikut.

$$\begin{aligned} L_g \text{ (Panjang blok atau } B_x) &= 2 \text{ meter} \\ B_g \text{ (Lebar blok atau } B_y) &= 2 \text{ meter} \\ C_u \text{ (ujung rencana pondasi)} &= 200 \text{ kN/m}^2 \\ \sum C_u \times \Delta L &= 1600 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Dengan nilai  $N^*c$  Grafik 5.38 berdasarkan nilai  $H/B_g$  dan  $L_g/B_g$  berikut.





**Grafik 5.38 Faktor Kapasitas Dukung Nilai  $N^*c$  Tiang Pancang Dimensi 0,4 m Metode Randolph and Murphy**

Dari grafik  $H/Bg = 8$  dan  $Lg/Bg = 1$  sehingga didapatkan nilai  $N^*c = 9$

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{\text{blok}} &= Lg \times Bg \times Cu \times N^*c + 2 \times (Lg + Bg) \Sigma Cu \times \Delta L \\ &= 2 \times 2 \times 200 \times 9 + 2 \times (2 + 2) 1600 \\ &= 20000 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Total Pondasi Dimensi 0,4 m metode *Randolph and Murphy* :

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

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

$$h \text{ pilecap} = 1 \text{ m}$$

$$h \text{ tanah} = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Panjang tiang} = 16 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah tiang} = 4$$

$$\gamma_{\text{beton}} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{tanah}} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Dimensi Tiang} = 0,4 \text{ m}$$

$$\text{Beban Pilecap} = L \times B \times h \text{ pilecap} \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$= 2 \times 2 \times 1 \times 24$$

$$= 96 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Tanah} &= L \times B \times h \text{ tanah} \times \gamma_{\text{tanah}} \\ &= 2 \times 2 \times 1,5 \times 18 \\ &= 108 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Tiang} &= \text{Luas Tiang} \times \text{Panjang Tiang} \times \text{Jumlah Tiang} \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= 0,16 \times 16 \times 4 \times 24 \\ &= 245,76 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P \text{ Aksial Kolom} = 1075,5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \sum P \text{ total} &= \text{Beban Pilecap} + \text{Beban Tanah} + \text{Beban Tiang} + P \text{ Kolom} \\ &= 96 + 108 + 245,76 + 1075,5 \\ &= 1525,26 \text{ kN} \end{aligned}$$

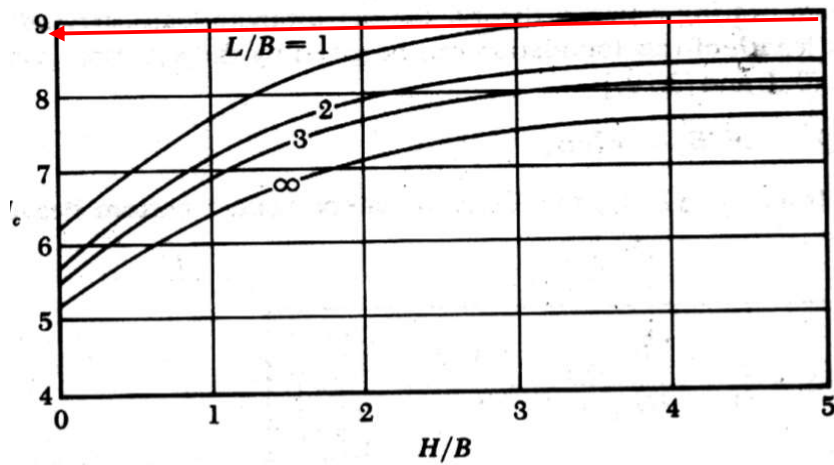
Dari hasil perhitungan  $\sum Q_{\text{blok}} = 20000 \text{ kN} > \sum P = 1525,26 \text{ kN}$  sehingga pondasi tiang pancang kelompok mampu menahan beban vertikal.

#### 5.6.3.3 Tiang Pancang Dimensi 0,5 m

Dari data kebutuhan perencanaan tiang pancang kelompok yang diperlukan sesuai (persamaan 3.38) sebagai berikut.

$$\begin{aligned} L_g \text{ (Panjang blok atau } B_x) &= 2,3 \text{ meter} \\ B_g \text{ (Lebar blok atau } B_y) &= 2,1 \text{ meter} \\ C_u \text{ (ujung rencana pondasi)} &= 200 \text{ kN/m}^2 \\ \sum C_u \times \Delta L &= 1600 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Dengan nilai  $N^*c$  Grafik 5.39 berdasarkan nilai  $H/B_g$  dan  $L_g/B_g$  berikut.



**Grafik 5.39 Faktor Kapasitas Dukung Nilai  $N^*c$  Tiang Pancang Dimensi 0,5 m Metode Randolph and Murphy**

Dari grafik  $H/B_g = 7,61$  dan  $L_g/B_g = 1,09$  sehingga didapatkan nilai  $N^*c=9$

$$\begin{aligned}\sum Q_{\text{blok}} &= L_g \times B_g \times C_u \times N^*c + 2 \times (L_g + B_g) \sum C_u \times \Delta L \\ &= 2,3 \times 2,1 \times 200 \times 9 + 2 \times (2,3 + 2,1) 1600 \\ &= 22774 \text{ kN}\end{aligned}$$

Beban Total Pondasi Dimensi 0,5 m metode *Randolph and Murphy* :

$$L = 2,3 \text{ m}$$

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

$$h \text{ pilecap} = 1 \text{ m}$$

$$h \text{ tanah} = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Panjang tiang} = 16 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah tiang} = 3$$

$$\gamma_{\text{beton}} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{tanah}} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Dimensi Tiang} = 0,5 \text{ m}$$

$$\text{Beban Pilecap} = L \times B \times h \text{ pilecap} \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$= 2,3 \times 2,1 \times 1 \times 24$$

$$= 115,92 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Tanah} &= L \times B \times h \text{ tanah} \times \gamma_{\text{tanah}} \\ &= 2,3 \times 2,1 \times 1,5 \times 18 \\ &= 130,41 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Tiang} &= \text{Luas Tiang} \times \text{Panjang Tiang} \times \text{Jumlah Tiang} \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= 0,25 \times 16 \times 3 \times 24 \\ &= 288 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P \text{ Aksial Kolom} = 1075,5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \sum P \text{ total} &= \text{Beban Pilecap} + \text{Beban Tanah} + \text{Beban Tiang} + P \text{ Kolom} \\ &= 115,92 + 130,41 + 288 + 1075,5 \\ &= 1609,83 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan  $\sum Q_{\text{blok}} = 22774 \text{ kN} > \sum P = 1609,83 \text{ kN}$  sehingga pondasi tiang pancang kelompok mampu menahan beban vertikal.

## 5.7 Pembahasan

Merencanakan suatu konstruksi bangunan tidak lepas dari perencanaan pondasi. Pondasi adalah bagian dari struktur bangunan yang memiliki fungsi untuk meneruskan beban struktur atas ke lapisan tanah keras di bawahnya yang cukup kuat menahan beban tanpa terjadi kerusakan tanah dan penurunan bangunan di luar batas toleransinya. Pondasi dirancang agar mampu mendukung beban yang mungkin terjadi.

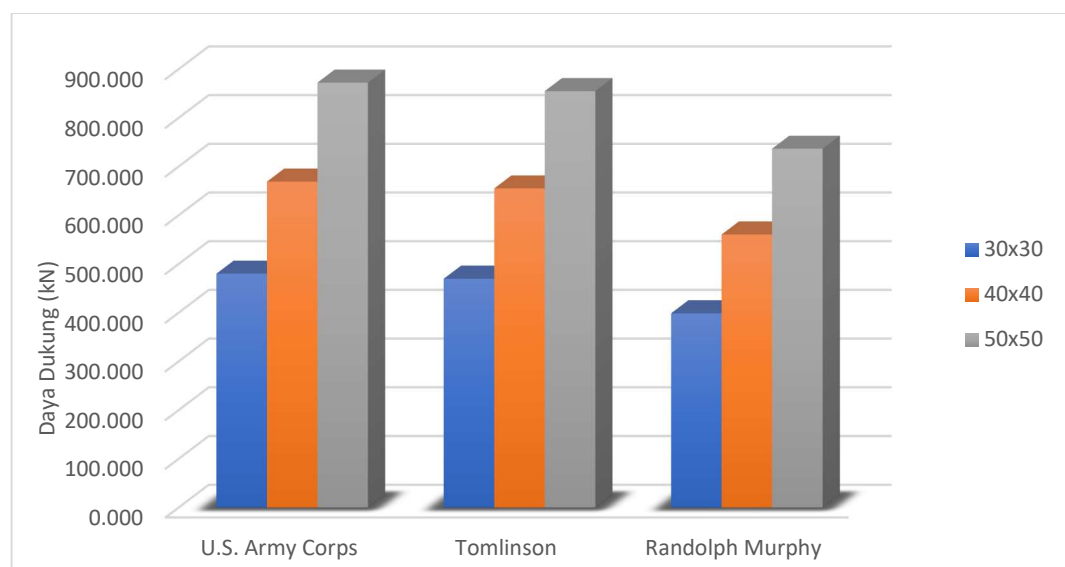
Pada pembangunan Gedung perkuliahan kampus 2 IAIN Pekalongan dilakukan penyelidikan tanah untuk menentukan sifat fisik tanah, sehingga hasil yang diperoleh dapat digunakan untuk perencanaan agar menghasilkan daya dukung pondasi yang lebih akurat.

### 5.7.1 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi

Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dibandingkan antara dimensi 30 cm yakni pondasi eksisting pada proyek dengan variasi dimensi 40 cm, dan 50 cm agar dapat diambil kesimpulan dari hasil analisis kapasitas daya dukung pondasi tiang. Dari hasil yang didapatkan dari perhitungan sebelumnya, nilai dari setiap tipe pondasi serta dimensinya dapat dilihat pada Tabel 5.25 dan Grafik 5.40.

**Tabel 5.25 Rekapitulasi Daya Dukung Ijin Pondasi Tiang Pancang**

Dimensi (cm)	Daya Dukung Aksial Tiang (kN)		
	U.S. Army Corps	Tomlinson	Randolph murphy
30x30	480,326	469,882	398,899
40x40	669,235	655,309	560,666
50x50	872,544	855,136	736,832



**Grafik 5.40 Daya Dukung Ijin Tunggal Pondasi**

Berdasarkan Tabel 5.26 di atas kapasitas dukung ijin (Qall) tiang pancang metode *U.S. Army Corps* dimensi 30 cm, 40 cm, dan 50 cm, diperoleh masing-masing sebesar 480,326 kN, 669,235 kN, dan 872,544 kN, metode *Tomlinson* dimensi 30 cm, 40 cm, dan 50 cm, diperoleh hasil 469,882 kN, 655,309 kN, dan

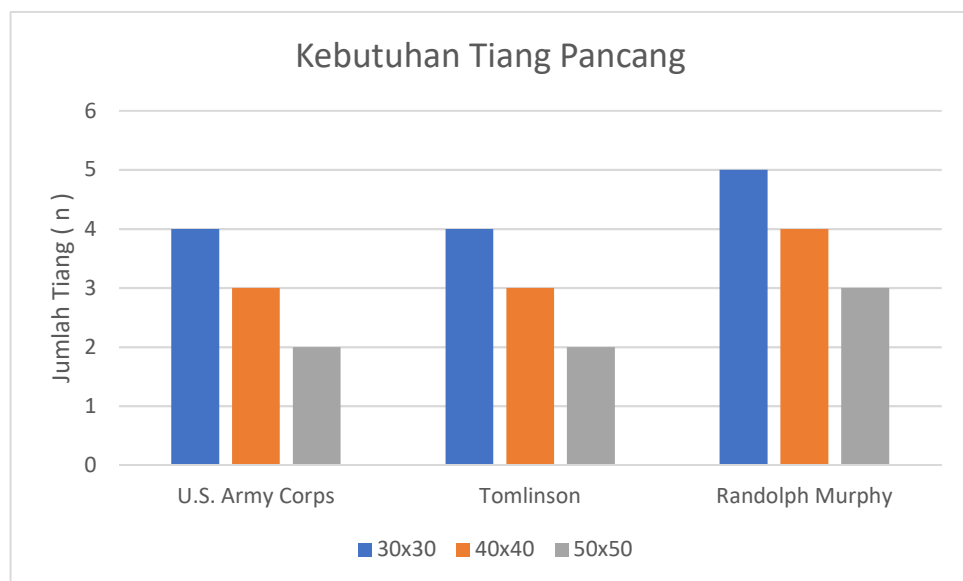
855,136 kN, serta metode *Randolph and Murphy* dimensi 30 cm, 40 cm, dan 50 cm, diperoleh masing-masing sebesar 398,899 kN, 560,666 kN, dan 736,832 kN.

### 5.7.2 Analisis Kebutuhan Pile

Dari data pembebanan sebelumnya yang digunakan berikut hasil jumlah pondasi yang dibutuhkan berdasarkan tipe dan metode pondasi pada Tabel 5.26 berikut.

**Tabel 5.26 Kebutuhan Tiang Pondasi**

Dimensi (cm)	Kebutuhan Jumlah Tiang (n)		
	U.S. Army Corps	Tomlinson	Randolph Murphy
30x30	4	4	5
40x40	3	3	4
50x50	2	2	3



**Grafik 5.41 Grafik Kebutuhan Tiang Pondasi**

Dari grafik diatas kebutuhan tiang metode *U.S Army Corps* dan *Tomlinson* dengan dimensi 30 cm, 40 cm, dan 50 cm masing-masing menggunakan 4 tiang, 3 tiang, dan 2 tiang sedangkan kebutuhan tiang metode *Randolph Murphy* dengan

dimensi 30 cm, 40 cm, dan 50 cm membutuhkan lebih banyak tiang masing-masing 5 tiang, 4 tiang, dan 3 tiang.

### 5.7.3 Analisis Kekuatan Gaya Lateral

Perhitungan gaya lateral atau gaya horizontal yang terjadi pada tiang pancang dapat dilihat pada Tabel 5.27 berikut ini.

**Tabel 5.27 Gaya Lateral Pada Tiang Pancang**

Dimensi ( cm )	U.S Army		Tomlinson		Randolph Murphy		Hall (kN)	Keterangan
	Hx (kN)	Hy (kN)	Hx (kN)	Hy (kN)	Hx (kN)	Hy (kN)		
30 x 30	11.25	6.56	11.25	6.56	9	5.25	41.55	aman
40 x 40	15	8.75	15	8.75	11.25	6.56	97.90	aman
50 x 50	22.5	13.13	22.5	13.13	15	8.75	119.70	aman

Dari Tabel 5.27 perhitungan gaya lateral diatas dapat dilihat bahwa nilai Hall lebih besar dari nilai Hx dan Hy sehingga pondasi tiang pancang aman terhadap gaya lateral yang terjadi.

### 5.7.4 Analisis Daya Dukung Kelompok Blok

Dengan didapatkannya daya dukung tunggal dan kebutuhan tiang maka diperoleh daya dukung pondasi kelompok blok dikarenakan kondisi tanah jenis lempung sehingga daya dukung kelompok blok oleh masing-masing metode dapat dilihat pada Tabel 5.28, Tabel 5.29, Tabel 5.30 berikut.

**Tabel 5.28 Daya Dukung Kelompok Blok Tiang Metode *U.S. Army Corps***

Dimensi ( cm )	Daya Dukung Kelompok Tiang	Beban Total Pondasi (kN)	Jumlah Tiang	Keterangan
	U.S. Army Corps (kN)			
30 x 30	16082.00	1361.13	4	aman
40 x 40	18912.00	1447.5	3	aman
50 x 50	12937.60	1361.34	2	aman

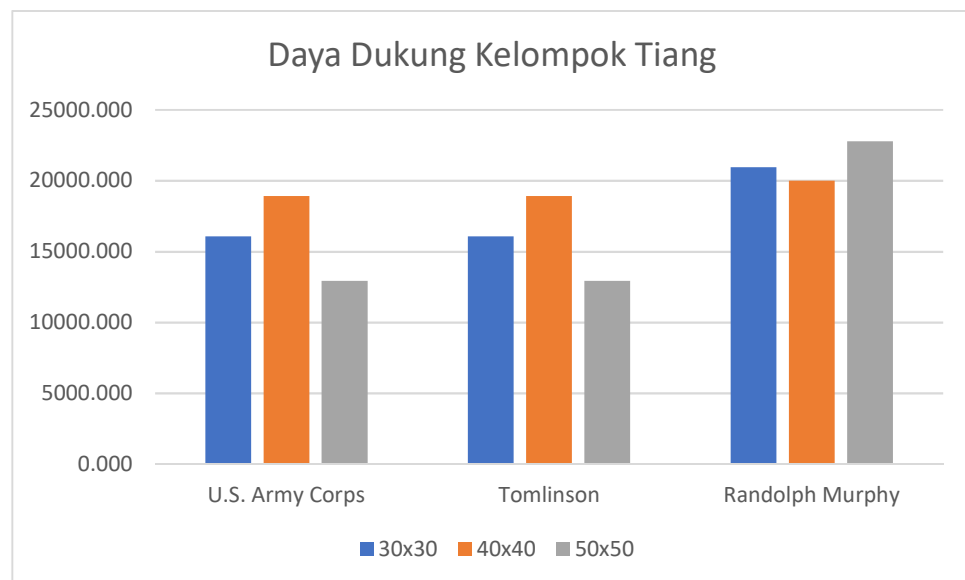
**Tabel 5.29 Daya Dukung Kelompok Blok Tiang Metode Tomlinson**

Dimensi ( cm)	Daya Dukung Kelompok Tiang	Beban Total Pondasi (kN)	Jumlah Tiang	Keterangan
	Tomlinson (kN)			
30 x 30	16082.00	1361.13	4	aman
40 x 40	18912.00	1447.5	3	aman
50 x 50	12937.60	1361.34	2	aman

**Tabel 5.30 Daya Dukung Kelompok Blok Tiang Metode Randolph Murphy**

Dimensi ( cm)	Daya Dukung Kelompok Tiang	Beban Total Pondasi (kN)	Jumlah Tiang	Keterangan
	Randolph and Murphy (kN)			
30 x 30	20960.82	1466.83	5	aman
40 x 40	20000.00	1525.26	4	aman
50 x 50	22774.00	1609.83	3	aman

Dari tabel diatas dapat digambarkan Grafik 5.42 sebagai perbandingan dimensi dan metode daya dukung tiang kelompok yang diperlukan pondasi tiang gedung perkuliahan kampus 2 IAIN pekalongan sebagai berikut.

**Grafik 5.42 Grafik Daya Dukung Kelompok Blok Pondasi Tiang**



Dapat dilihat dari grafik diatas pondasi dengan jumlah tiang yang lebih banyak untuk kondisi tanah lempung dapat meningkatkan daya dukung kelompok tiang dikarenakan semakin banyak tiang kelompok maka semakin besar juga luasan penampang kelompok tiang blok. Namun, pemilihan tipe pondasi yang menggunakan banyak tiang kurang optimal dikarenakan dari dapat menambah segi waktu maupun biaya.

Dengan berbagai alternatif yakni dimensi 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m, diambil alternatif ke-3 dimensi 0,5 m dengan metode *U.S. Army* dikarenakan menghasilkan daya dukung tunggal yang tinggi dibanding metode lainnya serta hanya menggunakan 2 tiang dalam 1 kelompok tiang hal ini dapat menghemat waktu pengerjaan dan biaya konstruksi yang dikeluarkan.

Selain itu, hasil kapasitas dukung kelompok tiang lebih besar daripada beban total yang diterima sehingga beban struktur gedung diatas pondasi mampu ditahan oleh kelompok pondasi tiang.

## BAB VI

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 6.1 Kesimpulan

Berdasarkan analisis kapasitas dukung pondasi tiang didapatkan beberapa kesimpulan, yakni sebagai berikut:

1. Hasil kapasitas dukung ijin (Qall) tiang pancang eksisting dimensi 0,3 m metode *U.S. Army* adalah sebesar 480,326 kN.
2. Hasil kapasitas dukung ijin (Qall) tiang pancang eksisting dimensi 0,3 m metode *Tomlinson* adalah sebesar 469,882 kN.
3. Hasil kapasitas dukung ijin (Qall) tiang pancang eksisting dimensi 0,3 m metode *Randolph and Murphy* adalah sebesar 398,89 kN.
4. Hasil kapasitas dukung ijin (Qall) tiang pancang dengan variasi dimensi 0,4 m dan 0,5 m metode *U.S. Army* masing-masing sebesar 669,235 kN dan 872,544 kN.
5. Hasil kapasitas dukung ijin (Qall) tiang pancang dengan variasi dimensi 0,4 m dan 0,5 m metode *Tomlinson* masing-masing sebesar 655,309 kN dan 855,136 kN.
6. Hasil kapasitas dukung ijin (Qall) tiang pancang dengan variasi dimensi 0,4 m dan 0,5 m metode *Randolph and Murphy* masing-masing sebesar 560,666 kN dan 736,832 kN.
7. Kelompok tiang pancang metode *U.S. Army Corps* dengan dimensi 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m membutuhkan tiang pancang masing-masing dengan jumlah 4 tiang, 3 tiang, dan 2 tiang dalam satu kelompok tiang. Daya dukung kelompok tiang metode *U.S. Army Corps* dimensi 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m masing-masing adalah sebesar 16082,00 kN, 18912,00 kN, dan 12937,60 kN secara keseluruhan aman terhadap beban total yang akan diterima.
8. Kelompok tiang pancang metode *Tomlinson* dengan dimensi 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m membutuhkan tiang pancang masing-masing dengan jumlah 4 tiang, 3 tiang,

dan 2 tiang dalam satu kelompok tiang. Daya dukung kelompok tiang metode *Tomlinson* dimensi 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m masing-masing adalah sebesar 16082,00 kN, 18912,00 kN, dan 12937,60 kN secara keseluruhan aman terhadap beban total yang akan diterima.

9. Kelompok tiang pancang metode *Randolph and Murphy* dengan dimensi 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m membutuhkan tiang pancang masing-masing dengan jumlah 5 tiang, 4 tiang, dan 4 tiang dalam satu kelompok tiang. Daya dukung kelompok tiang metode *Randolph and Murphy* dimensi 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m masing-masing adalah sebesar 20960,82 kN, 20000 kN, dan 22774,00 kN secara keseluruhan aman terhadap beban total yang akan diterima.
10. Kekuatan tiang terhadap gaya lateral pondasi tiang pancang metode *U.S. Army Corps* dimensi 0,3 m, 0,4 m, dan 0,5 m aman dikarenakan secara keseluruhan nilai Hall lebih besar dari gaya lateral tanah baik itu gaya  $H_x$  maupun  $H_y$ .
11. Kekuatan tiang terhadap gaya lateral pondasi tiang pancang metode *Tomlinson* dimensi 0,3 m, 0,4 m, dan 0,5 m aman dikarenakan secara keseluruhan nilai Hall lebih besar dari gaya lateral tanah baik itu gaya  $H_x$  maupun  $H_y$ .
12. Kekuatan tiang terhadap gaya lateral pondasi tiang pancang metode *Randolph and Murphy* dimensi 0,3 m, 0,4 m, dan 0,5 m aman dikarenakan secara keseluruhan nilai Hall lebih besar dari gaya lateral tanah baik itu gaya  $H_x$  maupun  $H_y$ .

## 6.2 Saran

Berdasarkan hasil kesimpulan diatas, maka dapat disimpulkan beberapa saran agar diperoleh hasil yang lebih optimal dalam perencanaan pondasi tiang pancang, perlu dilakukan analisis-analisis lebih lanjut sebagai berikut:

1. Membandingkan hasil analisis pondasi tiang pancang secara numerik lainnya, seperti dengan program *plaxis*, *open sees*, dan *florida pier*, dll.
2. Menghitung penurunan yang terjadi pada pondasi.

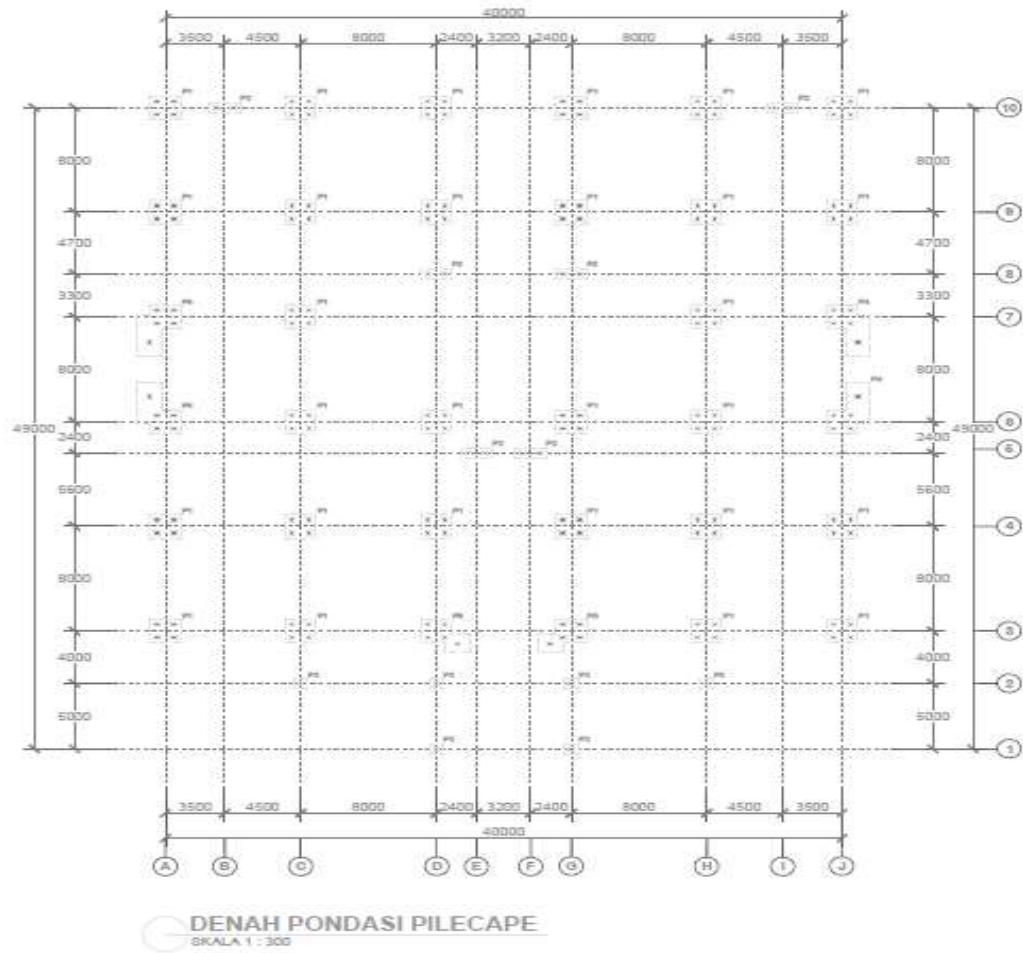
## DAFTAR PUSTAKA

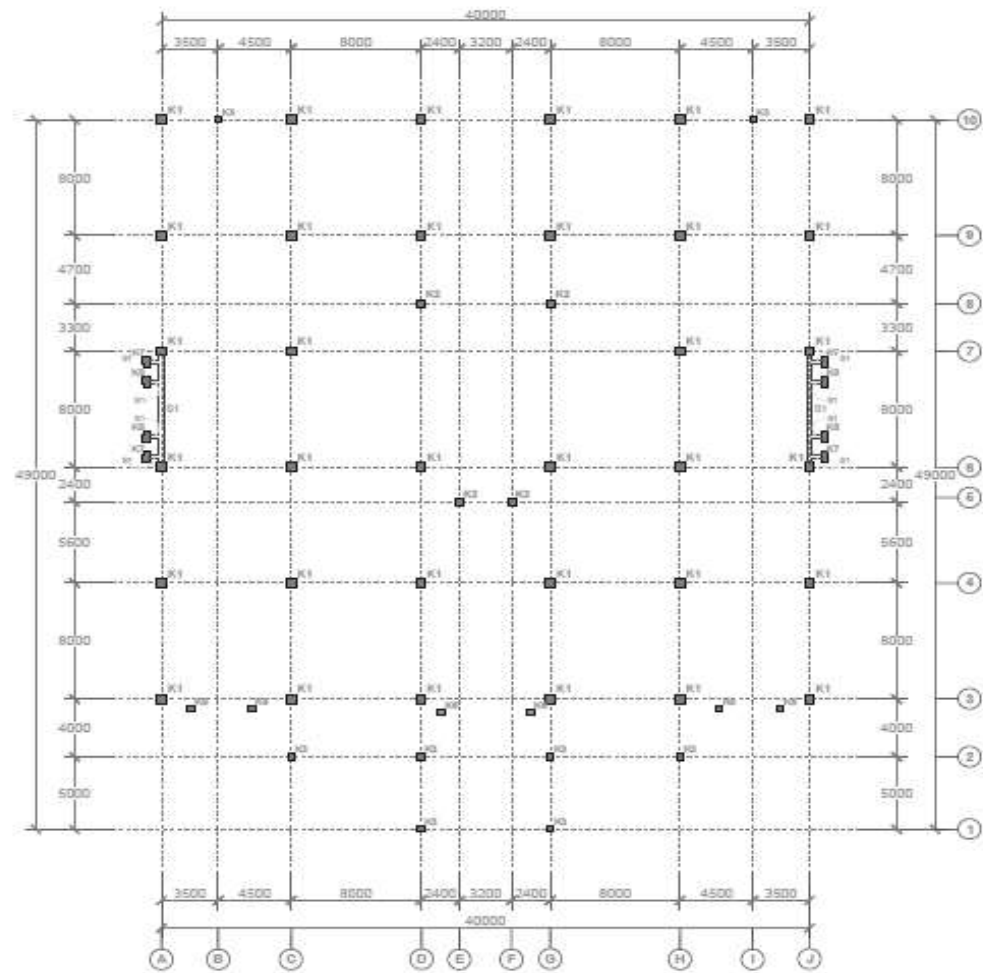
- Afriyanto A. 2017. *Analisa Perbandingan Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Menggunakan Berbagai Macam Metode Pada Proyek Apartemen The Frontage Surabaya*. Tugas Akhir. (Tidak Diterbitkan). Institut Teknologi Sepuluh November. Surabaya.
- Arifta A. 2016. *Redisain Fondasi Tiang Pancang pada Proyek Pembangunan Gedung B Fakultas Biologi UGM*. Tugas Akhir. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. *SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. *SNI 03-2847-2013 Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Bertulang untuk Bangunan Gedung*. Jakarta.
- Bowles, J. E. 1997. *Foundation Analysis and Design, Fifth Edition*. Washington D.C.
- Dirgananta, M.F. 2018. *Perencanaan Ulang Pondasi Tiang Pancang Dengan Variasi Diameter Menggunakan Metode Meyerhoff, Aoki & De Alencar, Dan Luciano Decourt*. Tugas Akhir. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C. 2002. *Teknik Pondasi 2*. Bagian II. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C. 2010. *Mekanika Tanah 2*. Gajah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C. 2011. *Analisis dan Perancangan Fondasi 1*. Gajah Mada University Press. Yogyakarta.
- Karisma N. 2012. *Tinjauan Perencanaan Substruktur Gedung Universitas Patria Artha*. (Tidak Diterbitkan). Tugas Akhir. Universitas Hasanuddin. Makassar.
- Nurmawaty. 2017. *Perencanaan Ulang Struktur Bawah Dengan Pondasi Bored Pile*. Tugas Akhir. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Sardjono, H. S. 1988. *Pondasi Tiang Pancang, Jilid 1*. Sinar Jaya Wijaya. Surabaya.

- Setiyono, A.T. 2012. *Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Gedung Rusunawa Universitas Pembangunan Nasional —Veteran Jawa Timur*. Tugas Akhir. (Tidak Diterbitkan). Universitas Pembangunan Nasional —Veteran Jawa Timur. Jawa Timur.
- Wahyudi, H.W. 2019. *Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Dan Tiang Bor Pada Tanah Lempung Berdasarkan Pembebanan Jembatan SNI 1726:2016*. Tugas Akhir. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

# LAMPIRAN

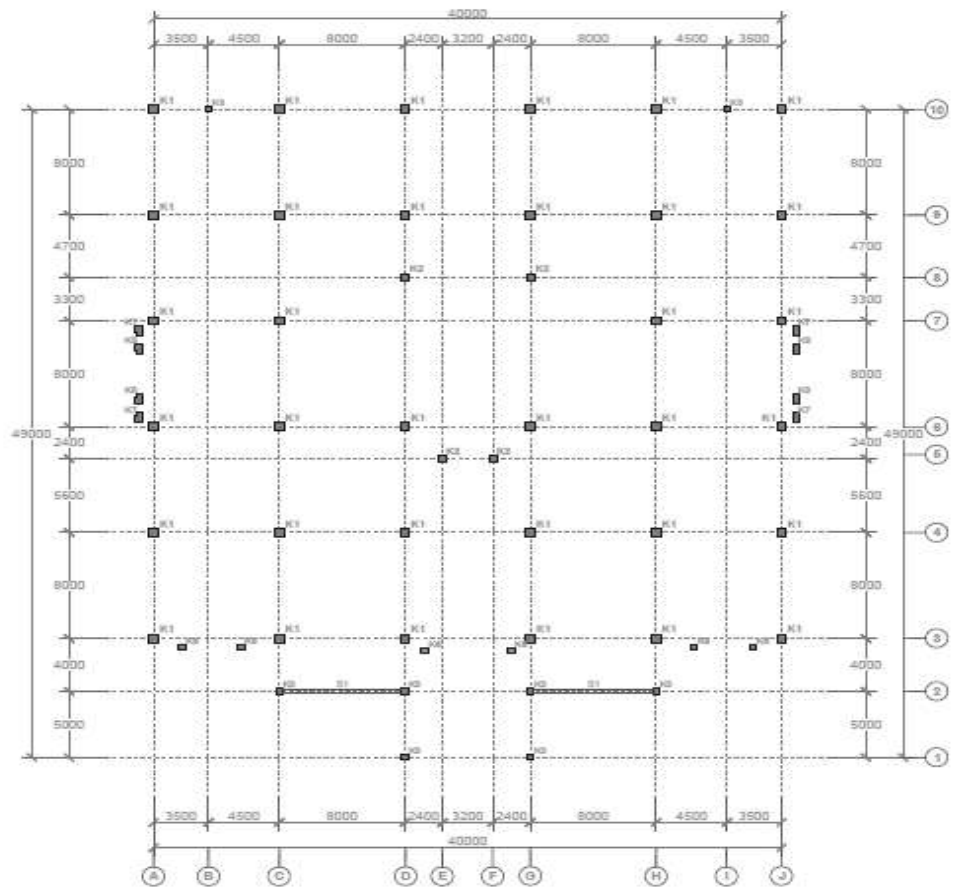
### Lampiran 1. Gambar Denah Bangunan



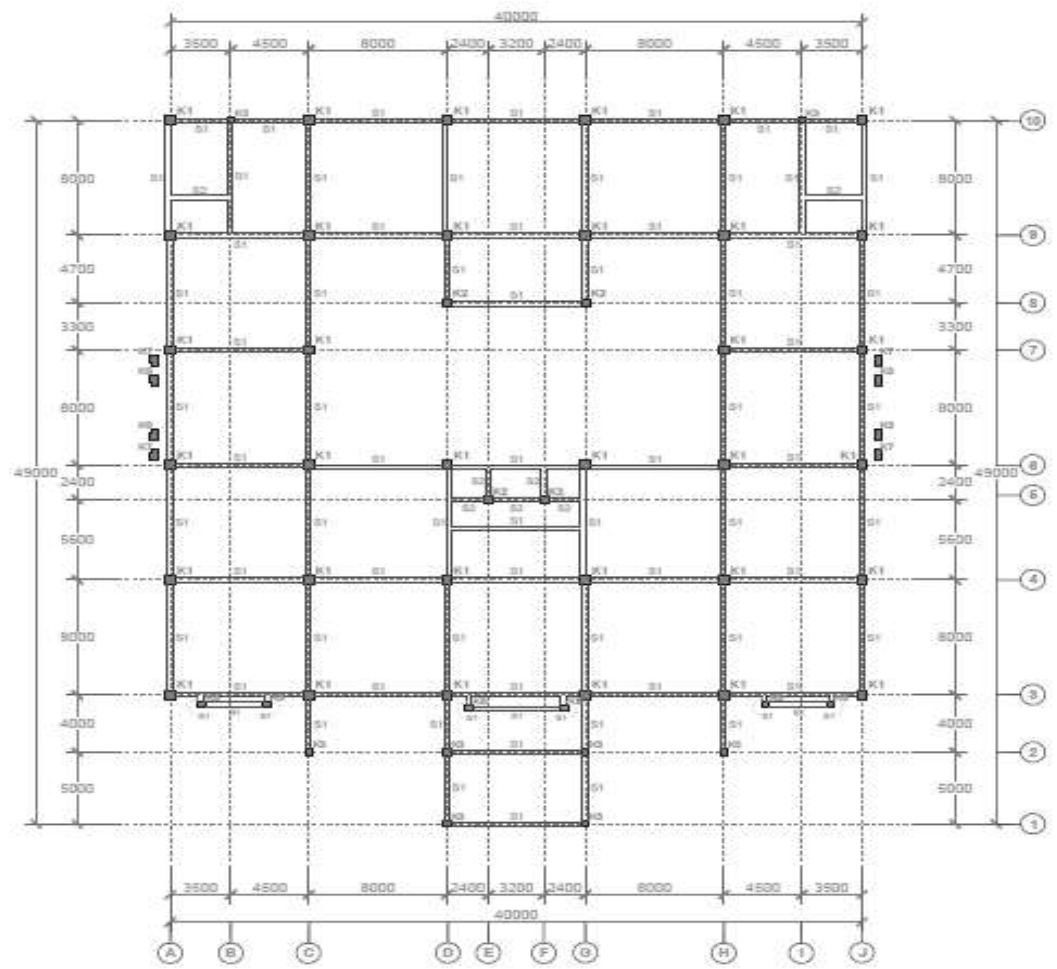


**DENAH KOLOM & BALOK SLOOF ELV. - 1.500**  
 SKALA 1 : 300

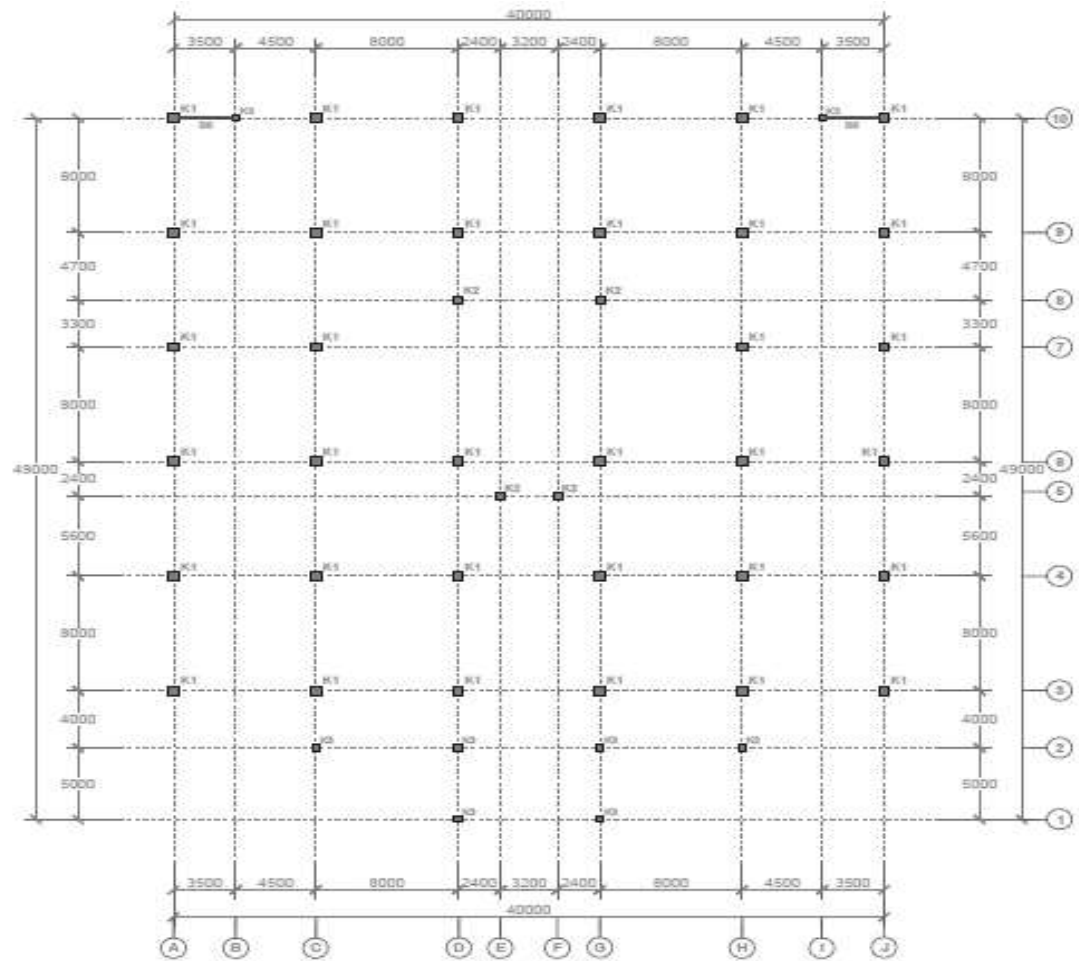




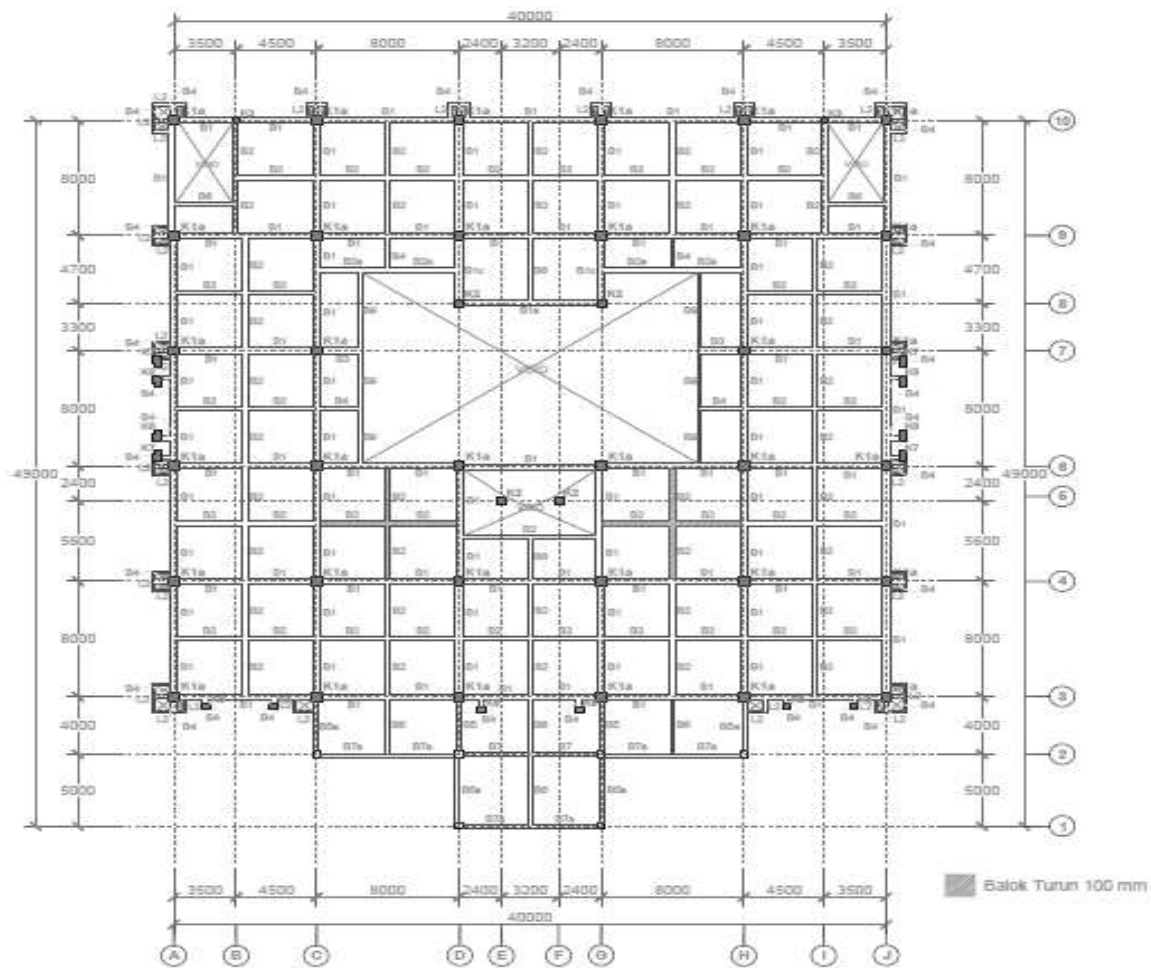

**DENAH KOLOM & BALOK SLOOF ELV. - 0.600**  
 SKALA 1 : 300



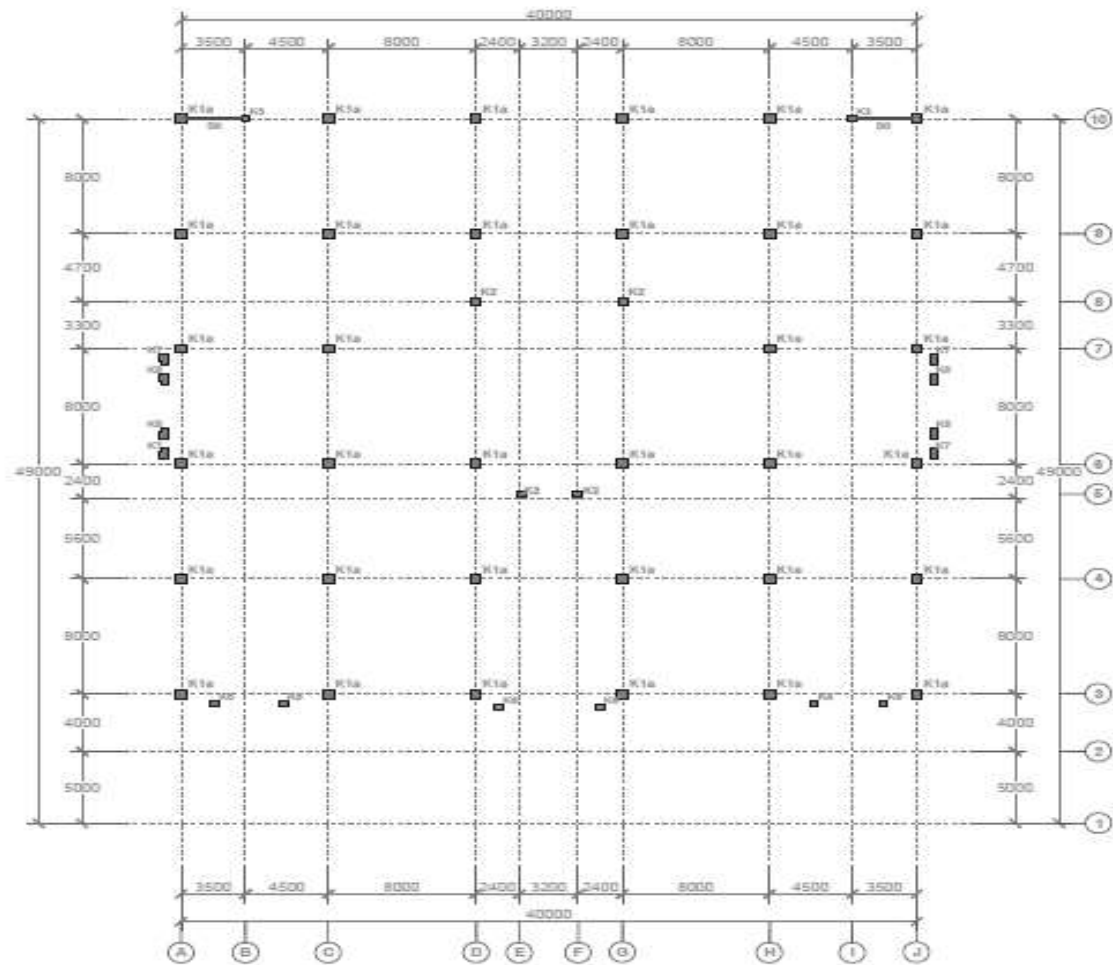
DENAH KOLOM & BALOK SLOOF ELV. - 0.050  
 SKALA 1 : 300



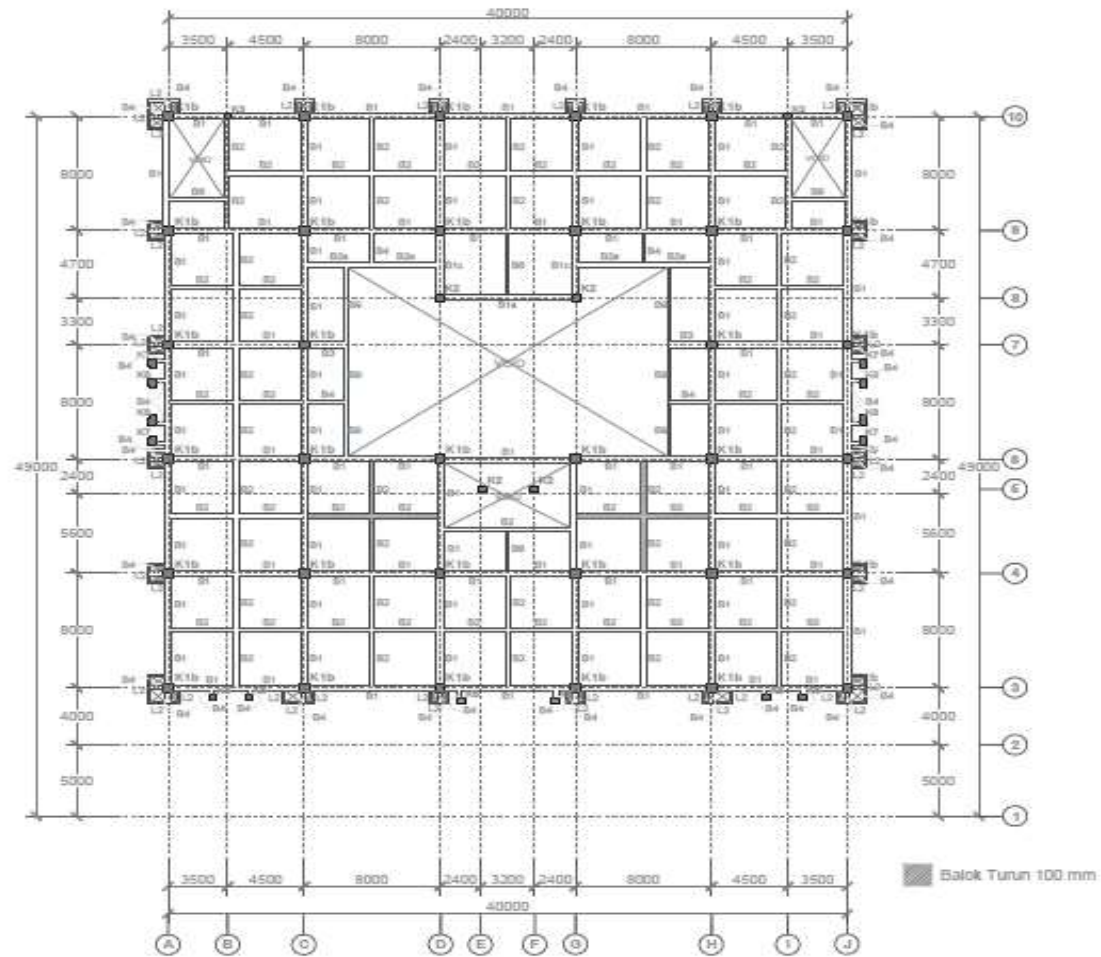
**DENAH KOLOM & BALOK ELV. + 2.050**  
 SKALA 1 : 300



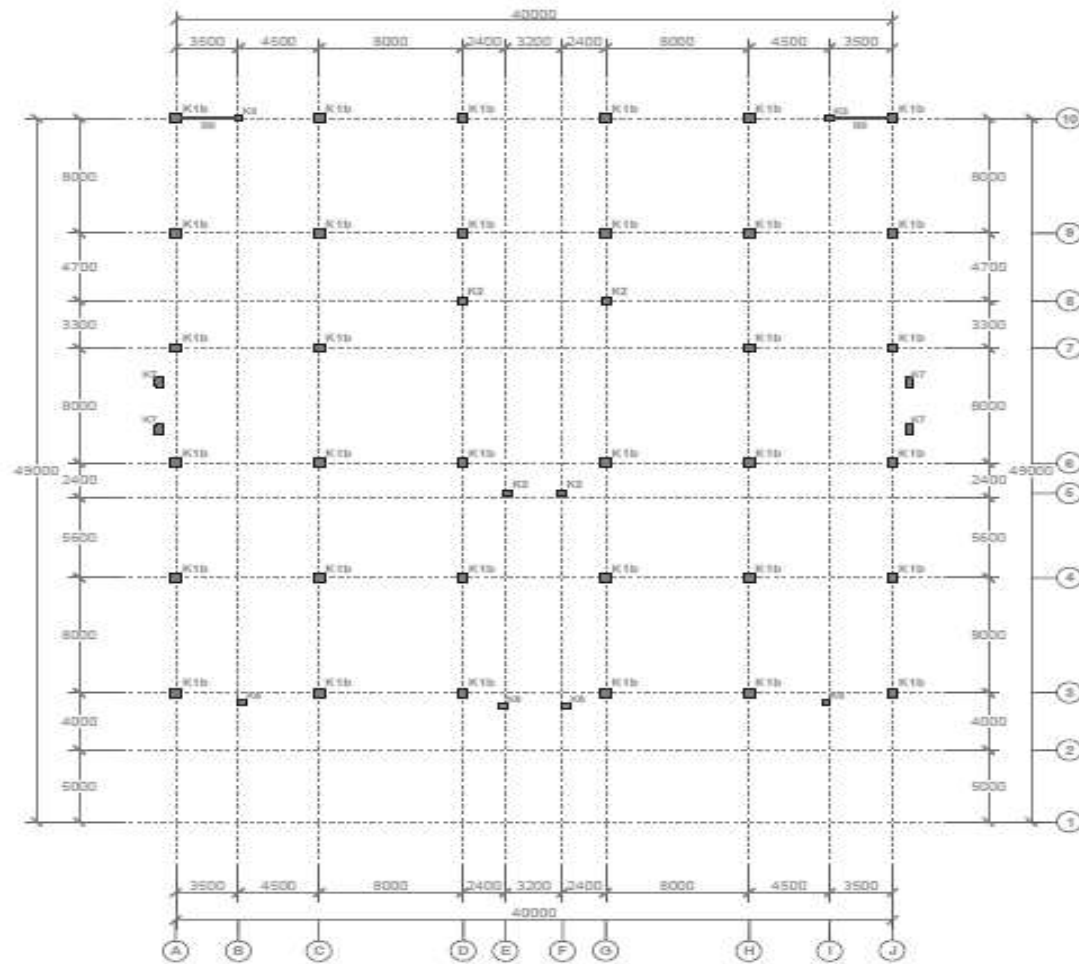
DENAH KOLOM & BALOK ELV. + 4.150  
 SKALA 1 : 300



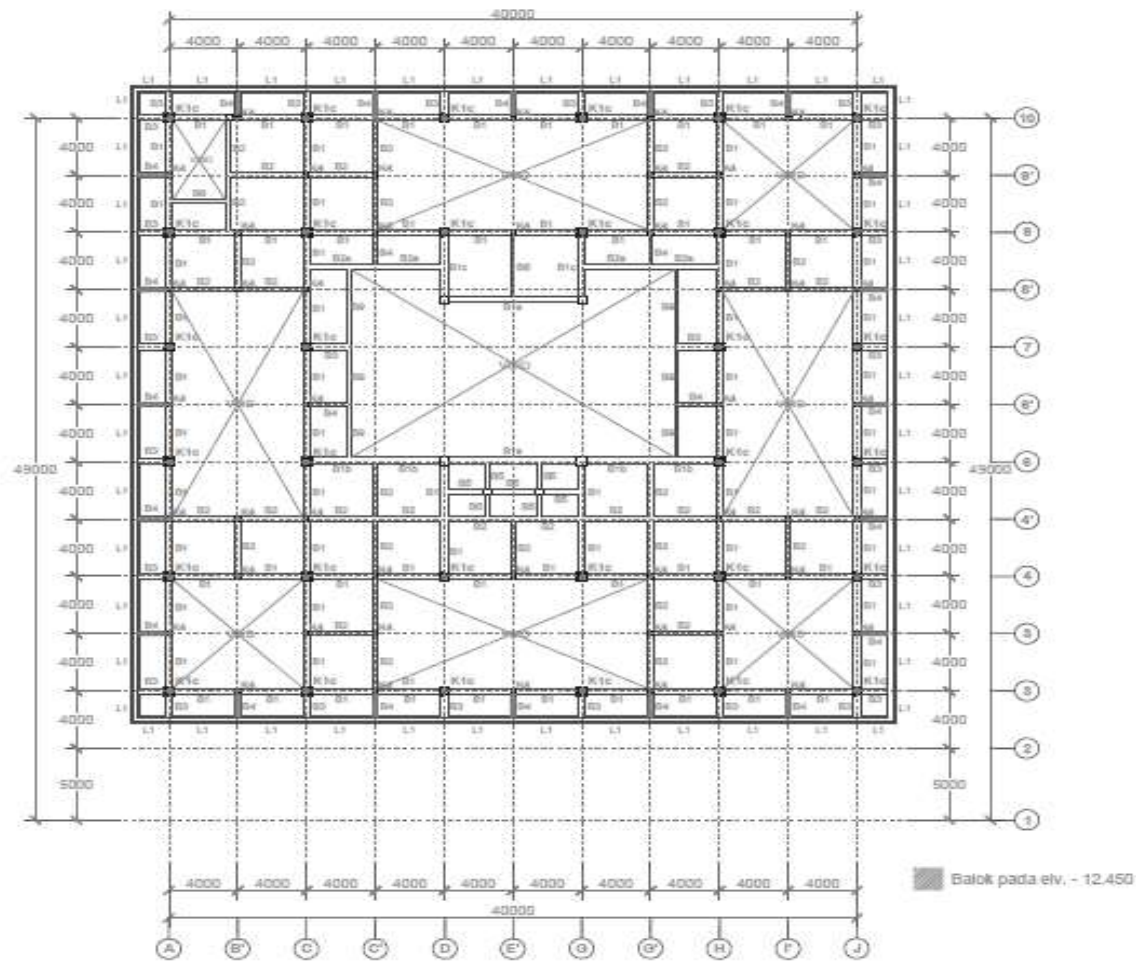
**DENAH KOLOM & BALOK ELV. + 6.250**  
 SKALA 1 : 300




**DENAH KOLOM & BALOK ELV. + 8.350**  
 SKALA 1 : 300

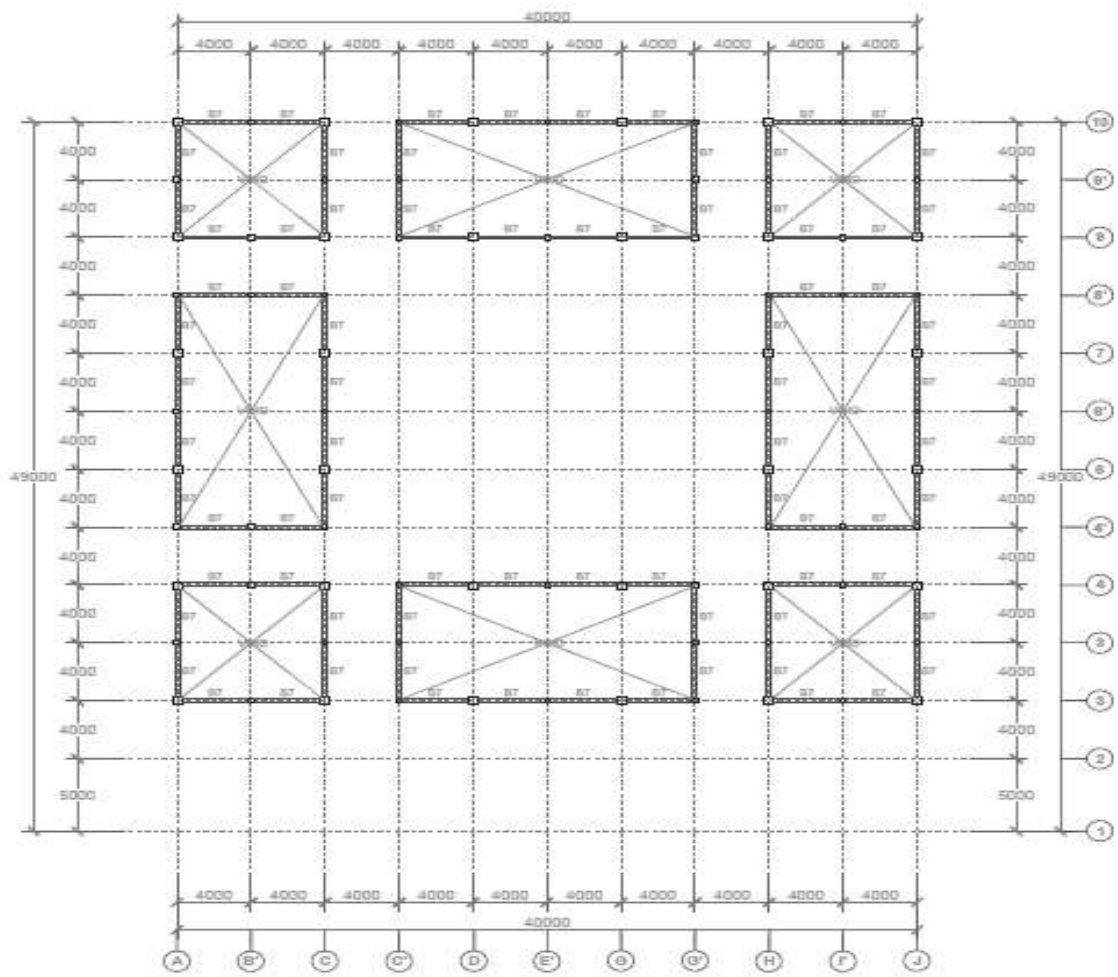



**DENAH KOLOM & BALOK ELV. + 10.450**  
 SKALA 1 : 300



**DENAH KOLOM & BALOK ELV. + 12.550**  
 SKALA 1 : 300





**DENAH KOLOM & BALOK ELV. + 14.050**  
 SKALA 1 : 300

## Lampiran 2. Output ETABS

TABLE: Joint Reactions											
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	kN FX	kN FY	kN FZ	kN-m MX	kN-m MY	kN-m MZ	
BASE	8	75	Komb2	Combination	1,2332966	-0,621782	1075,5	12,454922	20,2766	7,638523	
BASE	22	103	Komb2	Combination	0,4272663	-0,078602	1042,8498	2,7966874	12,3185	4,640578	
BASE	25	109	Komb2	Combination	0,7582556	-0,021215	1042,8419	0,4235163	16,8254	6,3384	
BASE	11	81	Komb2	Combination	-0,65768	-0,494422	996,83374	8,8375234	-5,4716	-2,06124	
BASE	8	75	Komb5	Combination	-6,561149	-0,008214	974,28021	-7,723422	-177,4471	-66,8472	
BASE	8	75	Komb3	Combination	-6,109219	-1,520152	970,47273	43,345606	-167,7772	-63,2044	
BASE	8	75	Komb9	Combination	-1,778125	1,8953302	967,57024	-72,04575	-53,7604	-20,2524	
BASE	19	97	Komb2	Combination	1,6453613	-0,540011	958,72243	9,6481009	27,8988	10,50993	
BASE	8	75	Komb10	Combination	2,7735509	2,0150079	958,01133	-76,11017	61,9266	23,32875	
BASE	18	95	Komb2	Combination	-0,668955	-0,589349	956,69252	11,878187	-3,6137	-1,36134	
BASE	8	75	Komb7	Combination	-0,27168	-3,144453	954,87855	98,184356	-21,5274	-8,10972	
BASE	8	75	Komb8	Combination	4,2799964	-3,024775	945,31965	94,119989	94,1597	35,47148	
BASE	8	75	Komb6	Combination	8,6110907	0,3907066	942,41719	-21,27142	208,1764	78,42342	
BASE	8	75	Komb4	Combination	9,0630202	-1,121231	938,60968	29,797658	217,8464	82,06626	
BASE	24	107	Komb2	Combination	2,2453248	-1,400361	928,16313	25,396765	37,0738	13,9663	
BASE	22	103	Komb6	Combination	6,5116988	1,0128465	928,0387	-32,33351	171,7662	64,70711	
BASE	22	103	Komb4	Combination	6,2465833	-0,476112	927,62866	18,326935	165,0009	62,15851	
BASE	22	103	Komb10	Combination	2,6406773	2,54755	927,58946	-85,57917	69,6939	26,25482	
BASE	22	103	Komb9	Combination	-0,942461	2,3740551	926,79437	-80,55783	-24,562	-9,2529	
BASE	25	109	Komb7	Combination	-1,461582	-2,677036	926,25611	91,854794	-42,1484	-15,878	
BASE	25	109	Komb8	Combination	2,1097597	-2,813986	926,25285	96,04969	51,9467	19,56916	
BASE	22	103	Komb8	Combination	1,7569498	-2,41564	926,2227	83,289047	47,1428	17,75946	
BASE	25	109	Komb3	Combination	-5,40934	-0,575396	926,14653	20,726068	-145,2657	-54,7239	
BASE	25	109	Komb4	Combination	6,4950965	-1,031892	926,13572	34,709057	168,3848	63,43328	
BASE	25	109	Komb5	Combination	-5,221812	1,0890621	926,04937	-36,04651	-139,5568	-52,5733	
BASE	25	109	Komb6	Combination	6,6826246	0,6325658	926,03856	-22,06356	174,0936	65,58388	
BASE	25	109	Komb9	Combination	-0,836475	2,8711559	925,93224	-97,38719	-23,1188	-8,70923	
BASE	25	109	Komb10	Combination	2,7348534	2,7342104	925,92898	-93,19229	70,9763	26,73792	
BASE	22	103	Komb7	Combination	-1,826188	-2,589135	925,42761	88,31035	-47,1131	-17,7483	
BASE	22	103	Komb5	Combination	-5,432094	0,4345271	925,3884	-15,59576	-142,4201	-53,652	
BASE	22	103	Komb3	Combination	-5,69721	-1,054427	924,9784	35,064685	-149,1854	-56,2006	
BASE	11	81	Komb6	Combination	6,8038532	0,2025655	909,59149	-14,4178	183,5685	69,15322	
BASE	11	81	Komb4	Combination	6,9660864	-1,484564	907,20791	42,75793	189,2938	71,31004	
BASE	11	81	Komb10	Combination	1,3041552	2,2712775	904,37295	-84,96101	41,9188	15,79149	
BASE	15	89	Komb2	Combination	1,7916788	0,020149	899,85287	-0,312043	28,8854	10,8816	
BASE	11	81	Komb9	Combination	-3,247631	2,3573294	897,51637	-88,25089	-73,7699	-27,7903	
BASE	11	81	Komb8	Combination	1,8449463	-3,352488	896,42774	105,6247	61,0031	22,98085	
BASE	14	87	Komb2	Combination	-0,931145	-0,044594	895,44448	2,1920164	-8,1895	-3,08512	
BASE	23	105	Komb10	Combination	1,4192455	2,4942797	893,03041	-86,06336	53,0625	19,9895	
BASE	11	81	Komb7	Combination	-2,706853	-3,266436	889,57116	102,33482	-54,6856	-20,601	
BASE	9	77	Komb2	Combination	0,0110408	1,1350753	887,57842	-19,23441	3,634	1,368987	
BASE	23	105	Komb2	Combination	-0,837628	-1,358365	886,79197	25,100954	-4,9048	-1,84772	
BASE	11	81	Komb5	Combination	-8,368785	0,4894006	886,7362	-25,38408	-202,0606	-76,1195	
BASE	24	107	Komb9	Combination	0,4758924	2,4891871	884,75417	-87,93194	-5,2492	-1,97746	
BASE	11	81	Komb3	Combination	-8,206551	-1,197729	884,35266	31,791615	-196,3353	-73,9627	
BASE	24	107	Komb10	Combination	3,748502	2,1972358	872,98712	-82,2131	84,7785	31,93743	
BASE	10	79	Komb2	Combination	1,061492	1,2067168	871,25852	-20,95919	17,9373	6,757271	

BASE	23	105	Komb9	Combination	-1,782588	2,1288479	870,27512	-78,86134	-36,0014	-13,5623
BASE	24	107	Komb5	Combination	-3,421014	0,3992698	864,4324	-20,84391	-115,0365	-43,3361
BASE	18	95	Komb4	Combination	6,0139859	-0,997257	864,27754	27,593265	166,6658	62,7857
BASE	18	95	Komb6	Combination	6,0666355	0,4644041	863,48947	-22,58183	168,3141	63,40665
BASE	19	97	Komb3	Combination	-5,179859	-1,103157	863,30878	30,110105	-146,4682	-55,1769
BASE	19	97	Komb7	Combination	-0,782795	-3,12039	862,43689	99,737981	-31,433	-11,8413
BASE	19	97	Komb5	Combination	-5,126839	0,5379129	862,39151	-26,24662	-144,8147	-54,554
BASE	18	95	Komb8	Combination	1,4732545	-2,84417	861,24545	90,908664	47,5006	17,89424
BASE	19	97	Komb8	Combination	3,0391334	-3,20838	860,77234	103,0623	68,8222	25,92644
BASE	19	97	Komb9	Combination	-0,606047	2,3498366	859,37936	-88,11772	-25,9212	-9,76494
BASE	23	105	Komb6	Combination	4,7503684	0,5336266	858,90583	-22,64321	147,7833	55,67236
BASE	18	95	Komb10	Combination	1,6487257	2,0280272	858,61857	-76,34168	52,9949	19,96404
BASE	18	95	Komb7	Combination	-2,366169	-2,965578	857,85848	95,003881	-52,9927	-19,9632
BASE	19	97	Komb4	Combination	7,5599117	-1,396452	857,7602	41,191211	187,7157	70,71554
BASE	19	97	Komb10	Combination	3,2158816	2,2618514	857,71481	-84,79335	74,334	28,00282
BASE	19	97	Komb6	Combination	7,6129458	0,2446178	856,84293	-15,16547	189,3693	71,33848
BASE	18	95	Komb9	Combination	-2,190698	1,906619	855,23159	-72,2465	-47,4984	-17,8934
BASE	18	95	Komb3	Combination	-6,784079	-1,401955	852,98761	41,243988	-168,3119	-63,4058
BASE	18	95	Komb5	Combination	-6,731443	0,0597068	852,19954	-8,931105	-166,6636	-62,7849
BASE	24	107	Komb3	Combination	-3,488605	-1,684036	835,24667	42,378895	-119,1121	-44,8715
BASE	15	89	Komb6	Combination	7,0951425	0,6651542	828,59887	-22,64299	184,9267	69,66488
BASE	15	89	Komb4	Combination	7,1737461	-1,008362	828,28139	34,290742	187,2894	70,55495
BASE	24	107	Komb6	Combination	7,4877073	-0,573892	825,20897	-1,78119	185,056	69,71359
BASE	14	87	Komb5	Combination	-6,452018	0,4577694	824,27303	-16,00896	-169,41	-63,8195
BASE	14	87	Komb3	Combination	-6,303888	-1,03939	823,83656	34,797347	-166,1007	-62,5728
BASE	15	89	Komb10	Combination	2,8310892	2,7647003	820,00585	-93,73441	65,9024	24,8265
BASE	15	89	Komb8	Combination	3,0931012	-2,813698	818,94755	96,044623	73,7779	27,79333
BASE	9	77	Komb7	Combination	-1,700716	-1,790313	816,33024	74,767154	-40,9857	-15,44
BASE	14	87	Komb9	Combination	-2,451886	2,3907571	815,85818	-80,85485	-56,9948	-21,4709
BASE	14	87	Komb7	Combination	-1,958142	-2,599773	814,40325	88,499486	-45,9638	-17,3153
BASE	9	77	Komb8	Combination	2,5332085	-1,717879	814,23073	72,774901	70,3749	26,51136
BASE	15	89	Komb9	Combination	-0,745196	2,890791	812,3229	-97,73622	-33,7559	-12,7164
BASE	15	89	Komb7	Combination	-0,483184	-2,687612	811,26464	92,042809	-25,8804	-9,74957
BASE	10	79	Komb8	Combination	3,5666316	-1,841645	810,59275	76,868145	84,4463	31,81229
BASE	14	87	Komb10	Combination	1,1249077	2,55045	808,20897	-85,63074	42,6704	16,07463
BASE	10	79	Komb7	Combination	-0,667211	-1,802979	808,10623	75,652884	-26,9131	-10,1386
BASE	23	105	Komb4	Combination	4,4037792	-1,512357	806,90086	38,918885	139,9087	52,70587
BASE	14	87	Komb8	Combination	1,6186657	-2,440081	806,75404	83,723639	53,7014	20,23019
BASE	15	89	Komb5	Combination	-4,825841	1,0854548	802,9891	-35,98234	-147,2674	-55,478
BASE	15	89	Komb3	Combination	-4,747237	-0,588066	802,67162	20,951391	-144,9047	-54,5879
BASE	14	87	Komb6	Combination	5,470668	0,9900663	798,77566	-31,92856	162,8072	61,33211
BASE	9	77	Komb3	Combination	-7,004427	0,0389023	798,63571	13,684084	-179,9667	-67,7964
BASE	14	87	Komb4	Combination	5,6187982	-0,507088	798,33919	18,877752	166,1165	62,57877
BASE	24	107	Komb4	Combination	7,4201307	-2,657198	796,02329	61,441613	180,9804	68,17825
BASE	10	79	Komb4	Combination	8,1929563	0,1009244	792,28854	12,400083	205,9992	77,60323
BASE	9	77	Komb4	Combination	7,1086825	0,2803419	791,63739	7,0432401	191,2353	72,04143
BASE	24	107	Komb7	Combination	0,2506142	-4,455164	787,46853	122,81081	-18,8346	-7,0953
BASE	10	79	Komb3	Combination	-5,919851	0,2298113	784,00012	8,3492129	-165,1988	-62,2331
BASE	23	105	Komb5	Combination	-5,922405	-0,684473	783,05484	1,363458	-149,0964	-56,167
BASE	9	77	Komb5	Combination	-7,316534	1,6792314	781,36947	-40,6651	-187,7327	-70,7219

BASE	8	75	Komb1	Combination	1,3179973	-0,483431	780,31454	8,9292217	20,6617	7,783597
BASE	24	107	Komb8	Combination	3,5232239	-4,74711	775,70152	128,52965	71,1931	26,81959
BASE	9	77	Komb6	Combination	6,7965751	1,920671	774,37115	-47,30594	183,4693	69,11585
BASE	10	79	Komb6	Combination	7,9245313	1,8046478	774,11268	-44,07354	198,828	74,90173
BASE	10	79	Komb5	Combination	-6,188276	1,9335394	765,82426	-48,12441	-172,37	-64,9346
BASE	9	77	Komb9	Combination	-2,741074	3,6774524	758,77613	-106,3967	-66,8723	-25,1919
BASE	9	77	Komb10	Combination	1,4928642	3,7498814	756,67662	-108,389	44,4883	16,75946
BASE	22	103	Komb1	Combination	0,384861	0,0777763	754,15377	-1,049531	9,8585	3,713856
BASE	25	109	Komb1	Combination	0,4467113	0,1148726	753,02527	-2,562352	10,7007	4,031127
BASE	11	81	Komb1	Combination	-0,796885	-0,517632	752,02232	8,6840351	-8,1355	-3,06477
BASE	10	79	Komb10	Combination	2,6718771	3,8374423	750,00656	-111,3772	60,5423	22,80726
BASE	10	79	Komb9	Combination	-1,561965	3,8761088	747,52004	-112,5925	-50,8171	-19,1436
BASE	23	105	Komb3	Combination	-6,268994	-2,730462	731,04991	62,925557	-156,971	-59,1335
BASE	23	105	Komb8	Combination	0,263962	-4,325678	719,68058	119,14368	26,8137	10,10115
BASE	19	97	Komb1	Combination	0,5166086	-0,251898	716,12561	3,9591265	11,0181	4,150697
BASE	18	95	Komb1	Combination	0,1629885	-0,275697	714,56471	5,2355496	6,2031	2,336808
BASE	7	73	Komb2	Combination	6,5393007	0,2740656	707,36008	-3,023086	92,5253	34,85578
BASE	23	105	Komb7	Combination	-2,937871	-4,69111	696,92529	126,34566	-62,2502	-23,4507
BASE	15	89	Komb1	Combination	0,1486657	0,071236	695,13343	-1,786481	5,3738	2,024397
BASE	14	87	Komb1	Combination	0,4539207	0,0088084	690,813	0,1767603	9,5303	3,590218
BASE	24	107	Komb1	Combination	1,6367099	-0,696531	686,62006	12,14947	26,9043	10,13529
BASE	7	73	Komb6	Combination	11,400832	1,5448935	679,48537	-42,96325	246,1626	92,73343
BASE	7	73	Komb10	Combination	7,3896725	2,914967	673,54975	-90,68079	124,7815	47,00721
BASE	7	73	Komb4	Combination	11,381703	0,0336163	662,96255	7,0969139	249,4185	93,95999
BASE	23	105	Komb1	Combination	-0,647285	-0,684733	660,83532	12,224085	-4,1955	-1,58051
BASE	7	73	Komb9	Combination	3,9324048	2,57804	651,93921	-81,5214	23,9963	9,039795
BASE	10	79	Komb1	Combination	0,9303212	0,7220506	643,77989	-13,07403	15,3829	5,794987
BASE	9	77	Komb1	Combination	-0,304239	0,7421713	636,22292	-13,14744	-1,4273	-0,53769
BASE	7	73	Komb8	Combination	7,3259273	-2,122624	618,47367	76,186438	135,6343	51,09564
BASE	7	73	Komb5	Combination	-0,123371	0,4217954	607,45032	-12,43183	-89,7879	-33,8246
BASE	7	73	Komb7	Combination	3,8686595	-2,459555	596,86313	85,34587	34,8491	13,12822
BASE	7	73	Komb3	Combination	-0,1425	-1,089482	590,9275	37,628338	-86,5321	-32,598
BASE	12	83	Komb2	Combination	-5,626557	0,5661112	588,5473	-10,47061	-73,1296	-27,5491
BASE	31	125	Komb2	Combination	-0,580931	2,0968395	584,52399	-37,23724	-0,4039	-0,15216
BASE	28	119	Komb2	Combination	1,8822569	2,0414426	583,01462	-34,8994	33,1358	12,48279
BASE	29	121	Komb2	Combination	0,6245718	1,8158516	576,97467	-31,33909	16,0107	6,03149
BASE	30	123	Komb2	Combination	0,6862298	1,8446394	576,87702	-32,30194	16,8502	6,347743
BASE	34	115	Komb7	Combination	-25,70825	1,7951037	575,21988	35,218936	-155,9821	-58,761
BASE	3	65	Komb2	Combination	0,168193	-2,636111	574,26389	47,820351	4,7682	1,796258
BASE	12	83	Komb5	Combination	-10,82975	1,9332659	572,39963	-53,99468	-235,57	-88,743
BASE	12	83	Komb9	Combination	-7,402375	3,7306283	569,88622	-115,3327	-130,3425	-49,1021
BASE	21	101	Komb2	Combination	8,2989009	-0,198114	564,04939	5,3726263	119,5015	45,01815
BASE	26	111	Komb2	Combination	-7,242078	-0,101014	562,34939	1,3913935	-92,1102	-34,6994
BASE	33	113	Komb4	Combination	-4,394331	-4,491407	558,92531	81,095954	22,2023	8,363966
BASE	4	67	Komb2	Combination	0,7908835	-2,694648	558,48642	48,410225	13,2469	4,990322
BASE	12	83	Komb3	Combination	-10,30663	0,0727214	556,48309	7,2617019	-224,9307	-84,735
BASE	12	83	Komb10	Combination	-3,941509	3,4106721	551,81534	-106,6517	-29,5082	-11,1162
BASE	31	125	Komb9	Combination	-1,452793	4,2990831	549,11176	-122,7769	-25,5709	-9,63297
BASE	31	125	Komb10	Combination	1,6948799	4,1961311	548,95346	-119,1864	60,0077	22,60587
BASE	33	113	Komb8	Combination	-2,422691	-7,120468	548,79467	154,60664	-14,7357	-5,55118

BASE	34	115	Komb3	Combination	-36,47916	-1,86477	547,76452	39,221064	-311,9059	-117,5
BASE	28	119	Komb9	Combination	0,7390304	3,8662347	545,68926	-107,09	4,2737	1,609972
BASE	28	119	Komb10	Combination	3,8863467	4,0036471	545,60874	-111,4697	89,8476	33,84704
BASE	31	125	Komb5	Combination	-5,640715	2,6745837	538,15458	-64,2383	-138,7097	-52,2542
BASE	31	125	Komb6	Combination	4,8515067	2,331404	537,62689	-52,27021	146,5524	55,20866
BASE	30	123	Komb10	Combination	2,8448902	3,8726524	536,60312	-112,0033	75,6668	28,50491
BASE	28	119	Komb5	Combination	-3,31989	2,146974	536,11443	-46,04436	-107,1085	-40,3495
BASE	28	119	Komb6	Combination	7,1711644	2,6050122	535,84612	-60,6435	178,1377	67,10735
BASE	29	121	Komb9	Combination	-0,411103	3,7476463	535,50716	-107,6448	-11,3869	-4,28963
BASE	30	123	Komb9	Combination	-0,326636	3,8869025	535,43026	-112,7845	-10,2368	-3,85637
BASE	34	115	Komb8	Combination	-9,366311	2,3320028	535,21527	29,897338	15,9859	6,022147
BASE	2	63	Komb2	Combination	2,835305	-2,203894	534,49547	40,586091	41,0845	15,4772
BASE	29	121	Komb10	Combination	2,7605877	3,796998	533,95184	-109,2268	74,5189	28,07248
BASE	17	93	Komb2	Combination	8,068995	-0,250206	533,29891	6,2988917	115,3655	43,46005
BASE	21	101	Komb6	Combination	11,992721	0,9313073	532,85626	-32,05321	246,3978	92,82204
BASE	21	101	Komb4	Combination	11,823567	-0,442798	532,24696	15,567913	240,9392	90,7657
BASE	29	121	Komb5	Combination	-4,557485	2,0947459	531,75391	-48,0533	-123,9599	-46,6977
BASE	26	111	Komb3	Combination	-11,06962	-0,560104	531,70003	18,513784	-222,3383	-83,7584
BASE	30	123	Komb6	Combination	6,0938254	2,2025595	531,43292	-51,14871	163,4683	61,58115
BASE	26	111	Komb5	Combination	-10,88609	1,1019588	530,60596	-39,21335	-216,6838	-81,6283
BASE	7	73	Komb1	Combination	4,2332243	0,1548642	530,09596	-2,135787	60,3564	22,73723
BASE	31	125	Komb3	Combination	-6,082702	1,1791976	528,60438	-10,472	-150,1071	-56,5478
BASE	20	99	Komb2	Combination	-7,066717	-0,15667	528,48701	2,381063	-90,7281	-34,1787
BASE	31	125	Komb4	Combination	4,4095193	0,8360178	528,07669	1,4961403	135,1549	50,91504
BASE	28	119	Komb3	Combination	-3,651648	0,810729	527,82695	1,9007341	-117,0051	-44,0777
BASE	28	119	Komb4	Combination	6,8394061	1,2687672	527,55865	-12,6984	168,2411	63,37914
BASE	30	123	Komb5	Combination	-4,477947	2,2500675	527,52337	-53,75258	-122,8769	-46,2897
BASE	29	121	Komb3	Combination	-4,939819	0,7273318	526,9815	1,4432737	-134,5452	-50,6854
BASE	29	121	Komb6	Combination	6,014851	2,2592626	526,56949	-53,32633	162,3929	61,17603
BASE	3	65	Komb7	Combination	-1,300255	-4,421307	526,41281	121,54838	-34,0599	-12,8309
BASE	16	91	Komb2	Combination	-7,165177	-0,110827	526,07851	1,5659118	-93,0745	-35,0627
BASE	13	85	Komb2	Combination	8,0980525	-0,188084	526,02569	5,1943414	114,7554	43,23022
BASE	30	123	Komb4	Combination	5,7070968	0,7853081	525,82846	0,2311964	152,8232	57,57097
BASE	3	65	Komb8	Combination	3,0917143	-4,365028	525,60961	119,84328	82,2003	30,96618
BASE	30	123	Komb3	Combination	-4,864676	0,8328113	521,91891	-2,372633	-133,522	-50,2999
BASE	29	121	Komb4	Combination	5,632503	0,8918438	521,79708	-3,829762	151,8076	57,18838
BASE	21	101	Komb10	Combination	8,8282393	2,2564663	520,7803	-78,9721	153,9462	57,99402
BASE	4	67	Komb8	Combination	3,6050408	-4,500866	520,45293	124,15118	89,19	33,59932
BASE	26	111	Komb7	Combination	-7,921716	-2,737365	520,13457	93,58796	-130,1122	-49,0154
BASE	29	121	Komb7	Combination	-1,685569	-0,810408	519,59919	57,343706	-46,6713	-17,5818
BASE	4	67	Komb7	Combination	-0,787107	-4,479444	519,42558	123,24253	-27,0727	-10,1987
BASE	21	101	Komb8	Combination	8,2644054	-2,323883	518,7492	79,764961	135,7507	51,13949
BASE	28	119	Komb7	Combination	-0,366831	-0,587906	518,06433	52,726952	-28,7149	-10,8174
BASE	29	121	Komb8	Combination	1,4861354	-0,761052	518,04383	55,761787	39,2345	14,78027
BASE	28	119	Komb8	Combination	2,7804858	-0,450494	517,98385	48,347224	56,8589	21,41967
BASE	30	123	Komb8	Combination	1,5557993	-0,851532	517,92158	59,263094	40,1831	15,13762
BASE	31	125	Komb7	Combination	-2,926075	-0,68553	517,27781	56,444255	-63,5625	-23,945
BASE	31	125	Komb8	Combination	0,2215979	-0,788486	517,11951	60,03466	22,0161	8,293821
BASE	12	83	Komb7	Combination	-5,658636	-2,471198	516,83113	88,855294	-94,8782	-35,7422
BASE	30	123	Komb7	Combination	-1,615741	-0,837277	516,74871	58,481976	-45,7205	-17,2237

BASE	26	111	Komb9	Combination	-7,309929	2,802834	516,48771	-98,83584	-111,2639	-41,9149
BASE	3	65	Komb3	Combination	-6,947726	-3,021149	515,98409	68,094205	-183,5219	-69,1357
BASE	3	65	Komb4	Combination	7,6921673	-2,833541	513,3068	62,410567	204,0122	76,8547
BASE	12	83	Komb6	Combination	0,7064712	0,866753	512,16338	-25,05813	100,5443	37,87666
BASE	21	101	Komb9	Combination	5,9466839	2,0182097	509,8201	-71,56717	69,2433	26,08507
BASE	4	67	Komb4	Combination	8,1958813	-3,004051	509,54194	67,608989	210,8709	79,43848
BASE	26	111	Komb8	Combination	-5,039982	-2,941529	509,12723	100,2101	-45,4067	-17,1054
BASE	2	63	Komb3	Combination	-5,08269	-2,744051	508,06335	65,107529	-158,1268	-59,5689
BASE	21	101	Komb7	Combination	5,38285	-2,56214	507,78904	87,169882	51,0478	19,23053
BASE	33	113	Komb6	Combination	-3,761932	-1,687908	507,36426	11,481261	34,7514	13,09141
BASE	3	65	Komb5	Combination	-7,396456	-1,764732	506,242	20,57128	-195,372	-73,5998
BASE	4	67	Komb3	Combination	-6,444617	-2,93265	506,11747	64,580253	-176,6714	-66,555
BASE	26	111	Komb10	Combination	-4,428195	2,59867	505,48037	-92,2137	-26,5585	-10,005
BASE	3	65	Komb6	Combination	7,2434511	-1,577123	503,56471	14,887641	192,1621	72,39057
BASE	2	63	Komb7	Combination	1,0402893	-3,981749	501,45015	113,07218	-2,1901	-0,82505
BASE	17	93	Komb4	Combination	11,989617	-0,497473	501,24607	16,54014	248,0323	93,43778
BASE	17	93	Komb6	Combination	12,021655	0,8704924	500,49599	-30,97184	249,3999	93,95298
BASE	4	67	Komb6	Combination	7,7387335	-1,699649	499,16229	18,235685	198,9061	74,93115
BASE	12	83	Komb8	Combination	-2,19777	-2,791149	498,76025	97,53628	5,9561	2,243759
BASE	2	63	Komb5	Combination	-5,603734	-1,540348	498,27271	19,519148	-170,9618	-64,4041
BASE	20	99	Komb3	Combination	-11,1333	-0,618806	496,93165	19,55762	-227,5326	-85,7152
BASE	21	101	Komb5	Combination	2,3875227	0,1371248	496,32238	-7,370126	-35,9452	-13,5411
BASE	12	83	Komb4	Combination	1,2296026	-0,993791	496,24685	36,198292	111,1835	41,88462
BASE	4	67	Komb5	Combination	-6,901764	-1,628243	495,73782	15,206904	-188,6362	-71,0623
BASE	21	101	Komb3	Combination	2,2183684	-1,23698	495,71304	40,251	-41,4038	-15,5975
BASE	20	99	Komb5	Combination	-11,09902	1,0360087	495,45007	-38,04073	-226,1344	-85,1885
BASE	26	111	Komb4	Combination	-1,46382	-1,240654	495,00894	40,587616	60,0132	22,60794
BASE	16	91	Komb5	Combination	-11,68618	1,0733172	494,6916	-38,70406	-240,6802	-90,6681
BASE	13	85	Komb6	Combination	12,405747	0,9232486	494,6909	-31,90986	257,238	96,90572
BASE	23	105	Komb18	Combination	1,7901957	3,1818558	494,55376	-98,87005	55,139	20,77175
BASE	3	65	Komb9	Combination	-2,79599	-0,233249	493,93919	-36,86143	-73,5601	-27,7113
BASE	26	111	Komb6	Combination	-1,280288	0,4214087	493,9149	-17,13952	65,6677	24,73809
BASE	13	85	Komb4	Combination	12,498165	-0,442185	493,87535	15,557017	259,7886	97,86657
BASE	16	91	Komb3	Combination	-11,56375	-0,575311	493,25881	18,784171	-237,721	-89,5533
BASE	3	65	Komb10	Combination	1,59598	-0,176965	493,136	-38,56653	42,7001	16,08582
BASE	17	93	Komb8	Combination	8,3702127	-2,371438	491,77127	80,610514	141,4123	53,2723
BASE	17	93	Komb10	Combination	8,4769812	2,1884557	489,27103	-77,76284	145,9711	54,98968
BASE	33	113	Komb7	Combination	-0,100314	-6,57046	488,55021	148,00109	-33,8477	-12,751
BASE	20	99	Komb7	Combination	-7,592114	-2,78757	488,21757	94,48064	-124,1511	-46,7697
BASE	8	75	Komb13	Combination	-7,021276	0,2664455	486,02399	-13,40298	-185,2497	-69,7866
BASE	2	63	Komb8	Combination	5,7675051	-3,838932	485,9911	108,59631	118,635	44,69172
BASE	4	67	Komb10	Combination	2,0812103	-0,152855	485,85418	-40,42664	49,3073	18,57486
BASE	16	91	Komb9	Combination	-7,958409	2,7667233	485,31764	-98,19377	-131,9736	-49,7166
BASE	4	67	Komb9	Combination	-2,310938	-0,131433	484,82683	-41,33524	-66,9554	-25,2232
BASE	13	85	Komb10	Combination	8,4274076	2,2443995	484,60627	-78,75753	142,1039	53,53284
BASE	34	115	Komb5	Combination	-29,36943	-4,464906	484,22676	37,329881	-273,5868	-103,065
BASE	20	99	Komb9	Combination	-7,477861	2,7284952	483,27896	-97,51399	-119,4904	-45,014
BASE	17	93	Komb7	Combination	5,2998933	-2,609723	482,89998	88,015973	51,3914	19,35997
BASE	8	75	Komb11	Combination	-6,569347	-1,245487	482,21651	37,666048	-175,5798	-66,1438
BASE	34	115	Komb2	Combination	-6,70277	-2,328122	482,00068	31,229318	-9,7565	-3,67543

BASE	13	85	Komb8	Combination	8,7354365	-2,307039	481,8878	79,465473	150,606	56,73572
BASE	16	91	Komb7	Combination	-7,550354	-2,728693	480,54165	93,433754	-122,1095	-46,0006
BASE	17	93	Komb9	Combination	5,4066755	1,9501707	480,39974	-70,35743	55,9502	21,07735
BASE	8	75	Komb17	Combination	-2,238253	2,1699947	479,31402	-77,72536	-61,563	-23,1918
BASE	20	99	Komb8	Combination	-4,522522	-2,991687	479,26674	101,10193	-34,1402	-12,8612
BASE	16	91	Komb10	Combination	-4,640757	2,5695946	475,85	-91,69669	-35,8373	-13,5005
BASE	13	85	Komb9	Combination	5,109811	2,0113818	475,14677	-71,44575	45,9682	17,31696
BASE	20	99	Komb10	Combination	-4,408283	2,5243783	474,32813	-90,8927	-29,4795	-11,1054
BASE	13	85	Komb7	Combination	5,4178399	-2,540057	472,4283	86,777216	54,4703	20,51984
BASE	23	105	Komb17	Combination	-1,411638	2,8164239	471,79847	-91,66808	-33,9249	-12,7801
BASE	17	93	Komb3	Combination	1,7552333	-1,29176	471,67502	41,224976	-52,0374	-19,6033
BASE	16	91	Komb8	Combination	-4,232702	-2,925822	471,07404	99,930884	-25,9732	-9,78452
BASE	17	93	Komb5	Combination	1,787257	0,0762108	470,92497	-6,287054	-50,6697	-19,0881
BASE	8	75	Komb18	Combination	2,3134232	2,2896724	469,75512	-81,78972	54,124	20,38939
BASE	5	69	Komb2	Combination	-2,330369	-2,225514	469,15473	39,617721	-29,2532	-11,0202
BASE	2	63	Komb9	Combination	-0,696543	0,0305843	468,81479	-38,88911	-44,9733	-16,9422
BASE	20	99	Komb4	Combination	-0,90136	-1,299201	467,09562	41,628717	72,5037	27,31332
BASE	8	75	Komb15	Combination	-0,731807	-2,869788	466,62234	92,504798	-29,33	-11,0491
BASE	24	107	Komb17	Combination	-0,541643	3,2002271	466,49836	-100,9411	-22,0786	-8,31737
BASE	20	99	Komb6	Combination	-0,867084	0,355619	465,61405	-15,96968	73,9019	27,84004
BASE	11	81	Komb14	Combination	7,0270715	0,3895701	463,83279	-17,89427	185,0706	69,71909
BASE	13	85	Komb5	Combination	1,3470823	0,1465273	463,15922	-7,537335	-63,2145	-23,8139
BASE	16	91	Komb6	Combination	-0,627359	0,4162123	463,13286	-17,0471	79,7742	30,05223
BASE	13	85	Komb3	Combination	1,4395006	-1,218906	462,34367	39,929585	-60,6638	-22,853
BASE	33	113	Komb2	Combination	-0,532964	-2,501707	461,76502	40,915488	-7,2604	-2,73511
BASE	16	91	Komb4	Combination	-0,50495	-1,232416	461,70008	40,441168	82,7334	31,16701
BASE	11	81	Komb12	Combination	7,1893047	-1,29756	461,44926	39,281419	190,7959	71,8759
BASE	31	125	Komb1	Combination	-0,693178	1,2209527	460,59489	-22,22934	-4,1862	-1,57701
BASE	23	105	Komb14	Combination	5,1213049	1,2212073	460,42914	-35,44995	149,8598	56,45461
BASE	5	69	Komb4	Combination	6,0565972	-2,72776	460,15375	64,862926	181,7416	68,465
BASE	5	69	Komb8	Combination	1,0597892	-4,171139	459,91226	120,18097	54,5329	20,54343
BASE	28	119	Komb1	Combination	1,6013493	1,1857945	459,67326	-20,75091	27,0569	10,19277
BASE	11	81	Komb18	Combination	1,5273735	2,4582821	458,61429	-88,43747	43,4209	16,35736
BASE	8	75	Komb16	Combination	3,819855	-2,750111	457,06343	88,440387	86,3571	32,53212
BASE	12	83	Komb1	Combination	-3,523279	0,3182068	457,00713	-6,4622	-45,259	-17,0498
BASE	2	63	Komb4	Combination	10,674696	-2,268	456,53318	50,188097	244,6235	92,15363
BASE	29	121	Komb1	Combination	0,4039626	0,9838136	456,1429	-17,44398	10,753	4,050829
BASE	30	123	Komb1	Combination	0,5097287	1,0013739	456,03704	-18,04067	12,1931	4,593338
BASE	24	107	Komb18	Combination	2,7309809	2,9082805	454,73132	-95,2223	67,9491	25,59753
BASE	8	75	Komb14	Combination	8,1509493	0,6653663	454,16098	-26,95097	200,3738	75,48405
BASE	22	103	Komb14	Combination	6,3353763	1,0803008	454,0224	-34,32881	166,3909	62,68214
BASE	22	103	Komb12	Combination	6,070247	-0,408654	453,6124	16,331632	159,6256	60,13355
BASE	22	103	Komb18	Combination	2,4643411	2,6150089	453,57319	-87,57448	64,3186	24,22986
BASE	2	63	Komb10	Combination	4,0306593	0,1734006	453,35575	-43,36493	75,8518	28,5746
BASE	22	103	Komb17	Combination	-1,118783	2,441514	452,7781	-82,55317	-29,9373	-11,2779
BASE	22	103	Komb16	Combination	1,5806136	-2,348181	452,20643	81,2937	41,7675	15,73449
BASE	25	109	Komb15	Combination	-1,830198	-2,6367	451,97874	90,986148	-50,142	-18,8893
BASE	25	109	Komb16	Combination	1,741144	-2,773646	451,97547	95,181	43,9532	16,55788
BASE	25	109	Komb11	Combination	-5,777955	-0,53506	451,86915	19,857378	-153,2592	-57,7352
BASE	25	109	Komb12	Combination	6,1264808	-0,991552	451,85834	33,840367	160,3912	60,42196

BASE	25	109	Komb13	Combination	-5,590427	1,1293979	451,772	-36,9152	-147,5504	-55,5846
BASE	25	109	Komb14	Combination	6,3140089	0,6729063	451,76119	-22,93221	166,1001	62,5726
BASE	11	81	Komb17	Combination	-3,024426	2,5443293	451,75771	-91,72736	-72,2678	-27,2244
BASE	25	109	Komb17	Combination	-1,20509	2,9114965	451,65487	-98,25583	-31,1124	-11,7205
BASE	25	109	Komb18	Combination	2,3662376	2,7745462	451,6516	-94,06093	62,9828	23,72664
BASE	22	103	Komb15	Combination	-2,002511	-2,521676	451,41134	86,315048	-52,4884	-19,7732
BASE	22	103	Komb13	Combination	-5,608417	0,5019861	451,37214	-17,59106	-147,7954	-55,6769
BASE	22	103	Komb11	Combination	-5,873532	-0,986968	450,9621	33,069383	-154,5607	-58,2255
BASE	11	81	Komb16	Combination	2,0681509	-3,165488	450,66908	102,14824	62,5052	23,54672
BASE	8	75	Komb12	Combination	8,6028788	-0,846566	450,35346	24,118055	210,0437	79,12686
BASE	2	63	Komb6	Combination	10,153638	-1,064297	446,74258	4,5997146	231,7885	87,31848
BASE	24	107	Komb13	Combination	-4,438549	1,1103145	446,17659	-33,8531	-131,8659	-49,676
BASE	5	69	Komb6	Combination	5,6149806	-1,380268	446,02135	13,726323	169,9883	64,03734
BASE	5	69	Komb7	Combination	-3,664804	-4,060836	445,57284	116,45981	-66,2565	-24,9599
BASE	21	101	Komb1	Combination	5,2671143	-0,079653	444,03002	2,034089	76,3372	28,75746
BASE	11	81	Komb15	Combination	-2,483635	-3,079437	443,8125	98,85835	-53,1835	-20,0351
BASE	26	111	Komb1	Combination	-4,525736	-0,01706	442,89162	-0,500911	-57,006	-21,4751
BASE	11	81	Komb13	Combination	-8,145566	0,6764052	440,97754	-28,86059	-200,5585	-75,5536
BASE	11	81	Komb11	Combination	-7,983333	-1,010725	438,59397	28,315149	-194,8332	-73,3968
BASE	18	95	Komb12	Combination	6,470502	-0,693899	434,77782	21,403515	170,3865	64,18735
BASE	18	95	Komb14	Combination	6,5231516	0,767762	433,98975	-28,77158	172,0348	64,80829
BASE	19	97	Komb11	Combination	-6,086437	-0,825026	432,90828	25,013246	-161,3079	-60,7673
BASE	19	97	Komb15	Combination	-1,689387	-2,84226	432,0364	94,641123	-46,2726	-17,4316
BASE	19	97	Komb13	Combination	-6,033417	0,8160433	431,99101	-31,34344	-159,6543	-60,1444
BASE	18	95	Komb16	Combination	1,9297706	-2,540812	431,74577	84,718869	51,2213	19,29589
BASE	19	97	Komb16	Combination	2,1325553	-2,930245	430,37185	97,965491	53,9826	20,33612
BASE	15	89	Komb14	Combination	6,010388	0,6693509	430,04366	-22,86907	168,14	63,34106
BASE	15	89	Komb12	Combination	6,0889916	-1,004165	429,72618	34,064658	170,5027	64,23113
BASE	18	95	Komb18	Combination	2,1052418	2,3313851	429,11885	-82,53147	56,7156	21,36568
BASE	19	97	Komb17	Combination	-1,512625	2,6279669	428,97887	-93,21453	-40,7608	-15,3553
BASE	18	95	Komb15	Combination	-1,909653	-2,662225	428,35879	88,814085	-49,272	-18,5616
BASE	14	87	Komb13	Combination	-5,763056	0,4877172	427,45476	-17,33731	-162,0451	-61,045
BASE	19	97	Komb12	Combination	6,6533336	-1,118321	427,3597	36,094397	172,8761	65,12522
BASE	19	97	Komb18	Combination	2,3093036	2,5399817	427,31432	-89,89021	59,4944	22,4125
BASE	14	87	Komb11	Combination	-5,614926	-1,009442	427,01825	33,468999	-158,7358	-59,7983
BASE	19	97	Komb14	Combination	6,7063677	0,5227481	426,44243	-20,26233	174,5296	65,74812
BASE	18	95	Komb17	Combination	-1,734182	2,2099769	425,7319	-78,43625	-43,7777	-16,4918
BASE	18	95	Komb11	Combination	-6,327563	-1,098597	423,48789	35,054237	-164,5912	-62,0042
BASE	18	95	Komb13	Combination	-6,274927	0,36306	422,69982	-15,1209	-162,9429	-61,3832
BASE	4	67	Komb1	Combination	0,4193153	-1,734883	421,60828	30,612136	7,7906	2,934845
BASE	15	89	Komb18	Combination	1,7463348	2,7688971	421,45065	-93,96049	49,1156	18,50264
BASE	15	89	Komb16	Combination	2,0083468	-2,809502	420,39238	95,818539	56,9912	21,46951
BASE	17	93	Komb1	Combination	5,0655793	-0,148932	419,3788	3,2659408	72,9586	27,48469
BASE	14	87	Komb17	Combination	-1,762923	2,4207048	419,03991	-82,1832	-49,6299	-18,6964
BASE	10	79	Komb16	Combination	3,1224883	-2,425647	417,80431	86,885909	76,8615	28,95497
BASE	14	87	Komb15	Combination	-1,269179	-2,569826	417,58494	87,171183	-38,5989	-14,5408
BASE	24	107	Komb11	Combination	-4,506126	-0,972992	416,99087	29,369747	-135,9415	-51,2114
BASE	10	79	Komb15	Combination	-1,111354	-2,38698	415,31779	85,670648	-34,4979	-12,9959
BASE	20	99	Komb1	Combination	-4,346859	-0,092446	414,42323	0,8394995	-55,2046	-20,7965
BASE	34	115	Komb4	Combination	17,993963	-0,075098	414,41586	21,482434	261,321	98,44385



BASE	3	65	Komb1	Combination	0,1173149	-1,788615	414,12404	31,85197	3,6784	1,385713
BASE	15	89	Komb17	Combination	-1,829951	2,8949877	413,76774	-97,96231	-50,5426	-19,0402
BASE	5	69	Komb10	Combination	-0,412271	0,3204891	412,80424	-50,27441	15,3552	5,784552
BASE	15	89	Komb15	Combination	-1,567939	-2,683411	412,70944	91,816724	-42,6671	-16,0734
BASE	5	69	Komb3	Combination	-9,692055	-2,360074	412,35573	52,459122	-220,8896	-83,2127
BASE	9	77	Komb15	Combination	-1,779333	-2,324793	411,56054	83,689605	-43,5934	-16,4223
BASE	14	87	Komb18	Combination	1,8138702	2,5803977	411,39069	-86,95909	50,0352	18,84907
BASE	13	85	Komb1	Combination	5,1095775	-0,083109	411,08185	2,095565	72,9234	27,47142
BASE	16	91	Komb1	Combination	-4,439703	-0,028227	410,10877	-0,302358	-57,1031	-21,5117
BASE	14	87	Komb16	Combination	2,3076282	-2,410133	409,93573	82,395291	61,0663	23,00466
BASE	9	77	Komb16	Combination	2,4546049	-2,252359	409,46107	81,697352	67,7672	25,529
BASE	23	105	Komb12	Combination	4,7747295	-0,824781	408,42421	26,112147	141,9852	53,48812
BASE	24	107	Komb14	Combination	6,4701861	0,1371531	406,95317	-14,79038	168,2266	63,37368
BASE	34	115	Komb1	Combination	-4,113534	-2,237048	406,46907	27,143069	-0,0964	-0,03632
BASE	15	89	Komb13	Combination	-5,910595	1,0896515	404,4339	-36,20843	-164,0541	-61,8018
BASE	15	89	Komb11	Combination	-5,831992	-0,58387	404,11642	20,725306	-161,6914	-60,9118
BASE	14	87	Komb14	Combination	6,1596305	1,020014	401,95738	-33,2569	170,1721	64,10658
BASE	14	87	Komb12	Combination	6,3077607	-0,47714	401,52088	17,549404	173,4814	65,35325
BASE	10	79	Komb12	Combination	7,748813	-0,483077	399,5001	22,417802	198,4144	74,74592
BASE	5	69	Komb9	Combination	-5,13685	0,4307925	398,46482	-53,99557	-105,4342	-39,7188
BASE	5	69	Komb5	Combination	-10,13366	-1,012587	398,2233	1,322474	-232,6429	-87,6403
BASE	33	113	Komb1	Combination	0,3447765	-1,67287	395,66243	26,647181	3,1876	1,200821
BASE	9	77	Komb11	Combination	-7,083044	-0,495582	393,86601	22,606534	-182,5744	-68,7787
BASE	2	63	Komb1	Combination	2,0956567	-1,445954	393,49135	26,043631	30,6161	11,53358
BASE	10	79	Komb11	Combination	-6,363994	-0,35419	391,21164	18,366977	-172,7837	-65,0904
BASE	9	77	Komb12	Combination	7,0300652	-0,254138	386,86769	15,965691	188,6276	71,05907
BASE	23	105	Komb13	Combination	-5,551469	0,0031028	384,57819	-11,44328	-147,0198	-55,3847
BASE	10	79	Komb14	Combination	7,480388	1,2206509	381,32424	-34,05578	191,2431	72,04437
BASE	24	107	Komb12	Combination	6,4026096	-1,946153	377,76748	48,432466	164,151	61,83834
BASE	33	113	Komb10	Combination	-0,314689	2,2245193	376,92445	-77,44232	27,0946	10,20697
BASE	9	77	Komb13	Combination	-7,395152	1,1447466	376,59977	-31,7426	-190,3404	-71,7043
BASE	134	526	Komb3	Combination	-24,5906	1,270743	374,10827	6,8429835	-199,4998	-75,1548
BASE	5	69	Komb1	Combination	-1,597793	-1,315521	373,24228	22,871182	-19,6752	-7,41197
BASE	10	79	Komb13	Combination	-6,632419	1,3495378	373,03578	-38,10665	-179,9549	-67,7919
BASE	34	115	Komb15	Combination	-22,48865	2,7228745	369,78001	22,098629	-149,9071	-56,4724
BASE	9	77	Komb14	Combination	6,7179578	1,3861862	369,60149	-38,38345	180,8616	68,13349
BASE	24	107	Komb15	Combination	-0,766921	-3,744119	369,21272	109,80166	-35,664	-13,4352
BASE	33	113	Komb12	Combination	-3,97996	-3,322154	363,58548	61,804909	27,4914	10,35646
BASE	34	115	Komb9	Combination	-2,009143	-6,872007	363,42732	28,914977	-28,2518	-10,6429
BASE	7	73	Komb14	Combination	8,3115895	1,4101076	362,33652	-41,57729	202,5612	76,30808
BASE	33	113	Komb3	Combination	3,3469151	-2,658033	358,11037	59,077455	-41,5045	-15,6354
BASE	24	107	Komb16	Combination	2,5057027	-4,036066	357,44568	115,52046	54,3637	20,47969
BASE	10	79	Komb18	Combination	2,2277338	3,2534407	357,21809	-101,3595	52,9574	19,94991
BASE	7	73	Komb18	Combination	4,3004301	2,7801811	356,40089	-89,29482	81,18	30,58182
BASE	10	79	Komb17	Combination	-2,006108	3,2921073	354,73157	-102,5748	-58,402	-22,001
BASE	9	77	Komb17	Combination	-2,819691	3,1429676	354,00643	-97,47427	-69,48	-26,1742
BASE	33	113	Komb16	Combination	-2,008319	-5,95122	353,45484	135,31559	-9,4465	-3,55865
BASE	9	77	Komb18	Combination	1,4142469	3,2154013	351,90696	-99,46652	41,8806	15,7771
BASE	34	115	Komb6	Combination	25,103703	-2,675234	350,87807	19,591251	299,6401	112,8793
BASE	7	73	Komb12	Combination	8,2924742	-0,10117	345,8137	8,4828817	205,817	77,53459

BASE	34	115	Komb11	Combination	-33,25955	-0,936999	342,32465	26,100757	-305,8308	-115,211
BASE	7	73	Komb17	Combination	0,8431761	2,4432493	334,79039	-80,13539	-19,6051	-7,38556
BASE	23	105	Komb11	Combination	-5,898044	-2,042886	332,57326	50,118818	-154,8944	-58,3512
BASE	34	115	Komb16	Combination	-6,146708	3,2597783	329,7754	16,777031	22,061	8,310736
BASE	134	526	Komb7	Combination	-11,33389	4,3972207	328,43956	-8,35715	-79,0655	-29,7853
BASE	42	143	Komb9	Combination	-2,818675	1,9230617	323,64409	-55,36728	-51,0737	-19,2403
BASE	34	115	Komb10	Combination	14,332785	-6,335108	323,42275	23,593379	143,7163	54,14026
BASE	23	105	Komb16	Combination	0,6348985	-3,638102	321,20393	106,33694	28,8903	10,88344
BASE	41	141	Komb10	Combination	2,9344521	1,8677214	318,98406	-53,43525	52,6443	19,83196
BASE	33	113	Komb9	Combination	2,0076876	2,774532	316,67996	-84,04792	7,9825	3,007137
BASE	42	143	Komb10	Combination	-0,863816	1,9147248	316,35195	-54,96403	0,7553	0,284534
BASE	56	220	Komb4	Combination	-2,915625	-1,233727	316,10267	27,340994	2,5027	0,942808
BASE	134	526	Komb5	Combination	-23,96351	-0,966268	312,32709	13,229358	-199,1134	-75,0092
BASE	32	127	Komb9	Combination	-3,980619	3,5658334	312,29154	-112,4025	-59,9908	-22,5995
BASE	12	83	Komb13	Combination	-8,143644	1,6544518	312,28066	-48,97378	-200,5321	-75,5437
BASE	27	117	Komb10	Combination	5,9986194	3,1240163	312,263	-94,39782	118,609	44,68193
BASE	41	141	Komb9	Combination	0,9797986	1,843154	312,09533	-52,65732	0,8181	0,308192
BASE	33	113	Komb14	Combination	-3,34756	-0,51866	312,02439	-7,809784	40,0405	15,0839
BASE	32	127	Komb5	Combination	-7,315875	2,1596632	310,98996	-58,02017	-161,5192	-60,8469
BASE	27	117	Komb6	Combination	8,6118048	2,0361566	310,68571	-51,69832	197,754	74,49713
BASE	12	83	Komb17	Combination	-4,716271	3,4518095	309,76725	-110,3118	-95,3047	-35,9028
BASE	1	61	Komb4	Combination	14,541886	-6,201633	307,47602	105,04424	279,6	105,3298
BASE	56	220	Komb6	Combination	-3,63793	-0,537031	307,41189	3,3156239	-4,7193	-1,77784
BASE	32	127	Komb2	Combination	-3,611797	1,3125971	307,34173	-23,74373	-41,6732	-15,699
BASE	27	117	Komb2	Combination	4,7349059	1,2396777	307,23057	-20,19242	71,9785	27,11547
BASE	33	113	Komb5	Combination	3,9793143	0,1454664	306,54931	-10,53724	-28,9555	-10,908
BASE	27	117	Komb9	Combination	3,411141	2,9023108	302,01839	-87,28718	40,6583	15,31664
BASE	32	127	Komb10	Combination	-1,39314	3,3789467	301,87732	-106,0876	17,9602	6,765898
BASE	7	73	Komb16	Combination	4,2366848	-2,257414	301,32481	77,572451	92,0328	34,67025
BASE	32	127	Komb3	Combination	-7,58717	0,7674885	299,46008	-5,091792	-170,5926	-64,265
BASE	27	117	Komb4	Combination	8,2642131	0,8820027	299,08911	-7,988114	187,6419	70,68774
BASE	42	143	Komb5	Combination	-4,956325	0,9119127	299,06496	-22,89629	-108,3438	-40,8149
BASE	23	105	Komb15	Combination	-2,566921	-4,003534	298,44864	113,53896	-60,1736	-22,6684
BASE	112	520	Komb3	Combination	-3,933394	-2,705823	296,75285	51,737283	-92,1195	-34,7029
BASE	134	526	Komb11	Combination	-22,59043	0,8614717	296,66665	7,1082136	-187,1356	-70,497
BASE	12	83	Komb11	Combination	-7,620512	-0,206093	296,36412	12,282601	-189,8929	-71,5357
BASE	41	141	Komb6	Combination	5,2782375	0,9144072	295,83671	-22,6564	115,2169	43,40407
BASE	33	113	Komb15	Combination	0,3140436	-5,401207	293,21034	128,71004	-28,5586	-10,7585
BASE	31	125	Komb17	Combination	-1,253099	3,2763577	292,35306	-104,7434	-26,3052	-9,90959
BASE	31	125	Komb18	Combination	1,8945611	3,173401	292,19476	-101,1529	59,2734	22,32925
BASE	12	83	Komb18	Combination	-1,255406	3,131858	291,69637	-101,6308	5,5296	2,08309
BASE	7	73	Komb13	Combination	-3,212613	0,2870095	290,30146	-11,04586	-133,3893	-50,2499
BASE	28	119	Komb17	Combination	-0,059928	2,8698403	289,65668	-90,16916	-10,0585	-3,7892
BASE	28	119	Komb18	Combination	3,0873886	3,0072527	289,57616	-94,54889	75,5154	28,44787
BASE	42	143	Komb2	Combination	-1,844603	0,5031885	287,86412	-8,736812	-23,2347	-8,75289
BASE	112	520	Komb5	Combination	-4,118724	-1,567273	286,73024	21,897475	-97,7531	-36,8252
BASE	41	141	Komb2	Combination	2,3114458	0,4989116	285,66204	-8,443064	33,5421	12,63585
BASE	21	101	Komb14	Combination	8,0474353	1,036353	284,98963	-34,93164	189,7031	71,46423
BASE	26	111	Komb11	Combination	-7,610117	-0,500991	284,62754	17,526087	-178,2066	-67,1333
BASE	21	101	Komb12	Combination	7,8782947	-0,337752	284,3803	12,689482	184,2445	69,40788

BASE	30	123	Komb18	Combination	2,5361609	2,9557885	283,54941	-96,06704	68,0095	25,62028
BASE	26	111	Komb13	Combination	-7,426571	1,1610714	283,53347	-40,20105	-172,5521	-65,0032
BASE	1	61	Komb6	Combination	13,701141	-4,625782	283,27342	55,319841	263,9086	99,41864
BASE	29	121	Komb17	Combination	-0,706238	2,8446363	282,4174	-92,16971	-18,8589	-7,10445
BASE	30	123	Komb17	Combination	-0,635379	2,9700433	282,37654	-96,84821	-17,8941	-6,741
BASE	31	125	Komb13	Combination	-5,44102	1,6518536	281,39588	-46,2048	-139,444	-52,5308
BASE	31	125	Komb14	Combination	5,0512016	1,3086739	280,86819	-34,23671	145,8181	54,93204
BASE	29	121	Komb18	Combination	2,4654671	2,8939928	280,86208	-93,75163	67,0469	25,25765
BASE	28	119	Komb13	Combination	-4,118848	1,1505796	280,08184	-29,12353	-121,4407	-45,7487
BASE	28	119	Komb14	Combination	6,37222	1,6086178	279,81353	-43,72267	163,8055	61,70818
BASE	7	73	Komb15	Combination	0,7794308	-2,594341	279,71427	86,731838	-8,7523	-3,29713
BASE	34	115	Komb13	Combination	-26,14981	-3,537131	278,78689	24,209574	-267,5117	-100,776
BASE	29	121	Komb13	Combination	-4,852619	1,1917406	278,66415	-32,57816	-131,432	-49,5126
BASE	30	123	Komb14	Combination	5,7850961	1,2857003	278,37921	-35,21243	155,811	58,69653
BASE	27	117	Komb5	Combination	-0,013087	1,2971447	276,53698	-27,9962	-62,0817	-23,3872
BASE	32	127	Komb6	Combination	1,3090851	1,5367122	276,27591	-36,97049	98,3174	37,03776
BASE	42	143	Komb6	Combination	1,5598778	0,8841105	274,7579	-21,55203	64,4196	24,26791
BASE	30	123	Komb13	Combination	-4,786677	1,3332036	274,46966	-37,81626	-130,5342	-49,1743
BASE	29	121	Komb11	Combination	-5,234953	-0,175678	273,89174	16,918412	-142,0173	-53,5002
BASE	32	127	Komb7	Combination	-4,884945	-1,074751	273,85867	64,025354	-90,2353	-33,9931
BASE	7	73	Komb11	Combination	-3,231729	-1,224268	273,77864	39,014306	-130,1335	-49,0234
BASE	27	117	Komb8	Combination	4,8399853	-0,723163	273,60774	51,30287	84,9019	31,98392
BASE	29	121	Komb14	Combination	5,7197167	1,3562526	273,47973	-37,85119	154,9208	58,36117
BASE	26	111	Komb15	Combination	-4,46221	-2,678252	273,06204	92,600263	-85,9804	-32,3902
BASE	21	101	Komb18	Combination	4,8829674	2,361512	272,91364	-81,85053	97,2515	36,63621
BASE	41	141	Komb5	Combination	-1,237265	0,8325143	272,87419	-20,06328	-57,5368	-21,675
BASE	30	123	Komb12	Combination	5,3983538	-0,131556	272,77478	16,167472	145,1659	54,68634
BASE	1	61	Komb8	Combination	8,2235106	-7,946956	271,93666	165,85504	139,729	52,63818
BASE	31	125	Komb11	Combination	-5,883007	0,1564675	271,84568	7,5615039	-150,8415	-56,8244
BASE	28	119	Komb11	Combination	-4,450606	-0,185665	271,79437	18,821568	-131,3372	-49,4768
BASE	28	119	Komb12	Combination	6,0404617	0,2723728	271,52606	4,2224286	153,9089	57,97997
BASE	31	125	Komb12	Combination	4,6092142	-0,186712	271,31799	19,52964	134,4206	50,63842
BASE	21	101	Komb16	Combination	4,3191334	-2,218837	270,88257	76,88653	79,056	29,78167
BASE	4	67	Komb16	Combination	3,2095785	-3,225643	270,77801	101,1105	82,7471	31,17217
BASE	42	143	Komb3	Combination	-4,833737	0,03687	270,705	5,3393099	-105,6035	-39,7825
BASE	6	71	Komb3	Combination	-13,17415	-6,136862	270,5957	104,94582	-251,0993	-94,5932
BASE	4	67	Komb15	Combination	-1,18257	-3,204221	269,75067	100,20185	-33,5156	-12,6259
BASE	26	111	Komb17	Combination	-3,850423	2,8619467	269,41518	-99,82354	-67,1322	-25,2898
BASE	41	141	Komb4	Combination	5,3325349	0,072712	269,10735	4,5033977	117,0245	44,08502
BASE	30	123	Komb11	Combination	-5,173419	-0,084048	268,8652	13,563643	-141,1793	-53,1845
BASE	29	121	Komb12	Combination	5,3373687	-0,011161	268,70732	11,645331	144,3355	54,37352
BASE	17	93	Komb12	Combination	8,1405264	-0,376202	266,78784	13,373161	193,1262	72,75376
BASE	2	63	Komb11	Combination	-6,360781	-1,707449	266,75519	45,880068	-176,588	-66,5236
BASE	112	520	Komb7	Combination	-0,306093	-4,194948	266,60261	87,409599	-9,8344	-3,70478
BASE	29	121	Komb15	Combination	-1,980704	-1,713414	266,50942	72,818845	-54,1433	-20,3967
BASE	17	93	Komb14	Combination	8,1725639	0,9917686	266,03775	-34,13887	194,4938	73,26896
BASE	3	65	Komb15	Combination	-1,377733	-3,195342	265,11283	99,168645	-36,173	-13,627
BASE	29	121	Komb16	Combination	1,1910011	-1,664062	264,95407	71,236925	31,7625	11,96545
BASE	27	117	Komb3	Combination	-0,360665	0,1429908	264,94042	15,714002	-72,1938	-27,1966
BASE	30	123	Komb16	Combination	1,2470563	-1,768391	264,8679	75,199414	32,5258	12,253

BASE	32	127	Komb4	Combination	1,03779	0,1445374	264,74607	15,957889	89,2441	33,6197
BASE	20	99	Komb11	Combination	-7,741219	-0,54268	264,31276	18,267387	-183,84	-69,2555
BASE	3	65	Komb16	Combination	3,0142367	-3,139058	264,30963	97,463549	80,0873	30,17018
BASE	30	123	Komb15	Combination	-1,924484	-1,754141	263,69503	74,418252	-53,3778	-20,1083
BASE	32	127	Komb8	Combination	-2,297466	-1,261633	263,44449	70,340254	-12,2843	-4,62769
BASE	27	117	Komb7	Combination	2,2525206	-0,944869	263,36313	58,413505	6,9512	2,61863
BASE	27	117	Komb1	Combination	3,2014764	0,8640888	262,96383	-14,74635	48,8449	18,40066
BASE	32	127	Komb1	Combination	-2,420274	0,9106207	262,92392	-16,99576	-27,703	-10,4362
BASE	20	99	Komb13	Combination	-7,706943	1,1121394	262,83115	-39,33101	-182,4418	-68,7288
BASE	13	85	Komb14	Combination	8,5488697	1,0212117	262,82269	-34,66238	202,705	76,36225
BASE	16	91	Komb13	Combination	-8,254436	1,1359288	262,56102	-39,75404	-195,9687	-73,8246
BASE	26	111	Komb16	Combination	-1,580462	-2,882416	262,05474	99,222408	-1,275	-0,48031
BASE	28	119	Komb15	Combination	-1,165775	-1,5843	262,03175	69,647786	-43,0471	-16,2165
BASE	13	85	Komb12	Combination	8,6412742	-0,344222	262,00718	12,804497	205,2556	77,32311
BASE	21	101	Komb17	Combination	2,001412	2,1232554	261,95347	-74,4456	12,5486	4,727261
BASE	28	119	Komb16	Combination	1,9815414	-1,446888	261,95126	65,268058	42,5268	16,02053
BASE	16	91	Komb11	Combination	-8,132012	-0,512695	261,12824	17,734236	-193,0095	-72,7098
BASE	31	125	Komb15	Combination	-2,726381	-1,70826	260,51911	74,477755	-64,2968	-24,2216
BASE	31	125	Komb16	Combination	0,4212928	-1,811212	260,36081	78,06816	21,2818	8,017198
BASE	2	63	Komb15	Combination	-0,237802	-2,945146	260,14199	93,844715	-20,6513	-7,77968
BASE	21	101	Komb15	Combination	1,4375643	-2,457094	259,92241	84,291451	-5,6469	-2,12728
BASE	4	67	Komb12	Combination	7,8004189	-1,728833	259,86702	44,568356	204,4279	77,0113
BASE	26	111	Komb18	Combination	-0,968675	2,6577826	258,40788	-93,20139	17,5733	6,620146
BASE	17	93	Komb16	Combination	4,5211216	-2,250162	257,31304	77,443535	86,5062	32,58829
BASE	2	63	Komb13	Combination	-6,881825	-0,50375	256,96456	0,2916859	-189,4229	-71,3587
BASE	12	83	Komb15	Combination	-2,972532	-2,750012	256,71216	93,876193	-59,8404	-22,5428
BASE	6	71	Komb5	Combination	-13,58854	-4,289732	256,65951	45,568293	-262,8903	-99,035
BASE	4	67	Komb11	Combination	-6,840079	-1,657427	256,44255	41,539575	-183,1144	-68,9822
BASE	20	99	Komb15	Combination	-4,200033	-2,71144	255,59864	93,190361	-80,4585	-30,31
BASE	112	520	Komb2	Combination	0,9810345	-2,755647	255,47446	44,375811	15,2096	5,729702
BASE	5	69	Komb12	Combination	7,1364492	-1,646898	254,91058	45,492917	195,3872	73,60552
BASE	17	93	Komb18	Combination	4,6278902	2,3097319	254,81279	-80,92987	91,0651	34,3057
BASE	42	143	Komb1	Combination	-1,328777	0,400774	254,79008	-7,263092	-16,6635	-6,27741
BASE	3	65	Komb11	Combination	-7,025204	-1,795184	254,68411	45,714473	-185,635	-69,9317
BASE	5	69	Komb16	Combination	2,1396412	-3,090277	254,66909	100,81096	68,1784	25,68391
BASE	41	141	Komb1	Combination	1,6552623	0,386491	253,78973	-6,871098	24,102	9,079613
BASE	16	91	Komb17	Combination	-4,526669	2,8293395	253,18706	-99,24375	-87,2621	-32,873
BASE	13	85	Komb18	Combination	4,5705304	2,3423627	252,7381	-81,51005	87,5709	32,98938
BASE	12	83	Komb14	Combination	3,3925887	0,5879389	252,04441	-20,03723	135,5821	51,07597
BASE	3	65	Komb12	Combination	7,6147035	-1,607576	252,00682	40,030834	201,8991	76,05866
BASE	134	526	Komb15	Combination	-9,333725	3,9879495	250,99794	-8,091919	-66,7012	-25,1274
BASE	20	99	Komb17	Combination	-4,085781	2,8046212	250,66003	-98,80427	-75,7979	-28,5543
BASE	13	85	Komb16	Combination	4,8785593	-2,209076	250,01963	76,712953	96,073	36,19225
BASE	4	67	Komb14	Combination	7,3432711	-0,424431	249,48738	-4,804993	192,4631	72,50396
BASE	21	101	Komb13	Combination	-1,557749	0,2421657	248,45571	-10,24856	-92,6399	-34,8989
BASE	17	93	Komb15	Combination	1,4508023	-2,488447	248,44174	84,84895	-3,5147	-1,32404
BASE	16	91	Komb15	Combination	-4,118615	-2,666077	248,4111	92,383819	-77,398	-29,1571
BASE	26	111	Komb12	Combination	1,9956994	-1,181541	247,93644	39,599919	104,1449	39,23307
BASE	21	101	Komb11	Combination	-1,726904	-1,131935	247,84641	37,372569	-98,0985	-36,9553
BASE	26	111	Komb14	Combination	2,1792314	0,4805214	246,84238	-18,12722	109,7994	41,36321

BASE	20	99	Komb16	Combination	-1,130442	-2,915556	246,64785	99,811699	9,5523	3,598506
BASE	42	143	Komb4	Combination	1,6824659	0,0090725	246,39794	6,6835763	67,1599	25,30022
BASE	41	141	Komb3	Combination	-1,182954	-0,009181	246,14483	7,0965103	-55,7293	-20,9941
BASE	4	67	Komb13	Combination	-7,297227	-0,353026	246,06294	-7,833774	-195,0792	-73,4895
BASE	17	93	Komb17	Combination	1,5575708	2,0714469	245,9415	-73,52441	1,0442	0,393367
BASE	3	65	Komb13	Combination	-7,47392	-0,538762	244,94202	-1,808453	-197,4851	-74,3958
BASE	2	63	Komb16	Combination	4,4894138	-2,802329	244,68295	89,368894	100,1738	37,73709
BASE	16	91	Komb18	Combination	-1,209032	2,6322061	243,71945	-92,74662	8,8742	3,343055
BASE	13	85	Komb17	Combination	1,2529338	2,1093449	243,2786	-74,19827	-8,5649	-3,22654
BASE	3	65	Komb14	Combination	7,1659736	-0,351158	242,26473	-7,492091	190,0491	71,59457
BASE	20	99	Komb18	Combination	-1,016203	2,6005043	241,70924	-92,18293	14,213	5,354267
BASE	5	69	Komb14	Combination	6,6948326	-0,299411	240,77818	-5,643686	183,6339	69,17786
BASE	13	85	Komb15	Combination	1,5609627	-2,442094	240,5601	84,024696	-0,0628	-0,23666
BASE	5	69	Komb15	Combination	-2,584952	-2,979974	240,32967	97,089805	-52,611	-19,8194
BASE	115	521	Komb4	Combination	4,7550099	-2,595893	240,07976	49,9947	107,1806	40,37667
BASE	16	91	Komb16	Combination	-0,800977	-2,86321	238,94346	98,880905	18,7383	7,059021
BASE	12	83	Komb16	Combination	0,4883475	-3,069963	238,64129	102,55718	40,9939	15,44307
BASE	17	93	Komb11	Combination	-2,093871	-1,170483	237,21679	38,057952	-106,9435	-40,2873
BASE	17	93	Komb13	Combination	-2,061834	0,1974823	236,4667	-9,454032	-105,5758	-39,7721
BASE	56	220	Komb12	Combination	-1,885415	-0,509507	236,19355	14,932078	13,309	5,013716
BASE	4	67	Komb18	Combination	1,6857479	1,1223672	236,17926	-63,46727	42,8644	16,14771
BASE	12	83	Komb12	Combination	3,9157063	-1,272606	236,12788	41,219191	146,2214	55,08397
BASE	56	220	Komb8	Combination	-1,16642	-2,408813	235,97951	61,418566	-2,9316	-1,10438
BASE	4	67	Komb17	Combination	-2,7064	1,1437847	235,15192	-64,37592	-73,3983	-27,6503
BASE	134	526	Komb13	Combination	-21,96335	-1,375539	234,88544	13,494589	-186,7491	-70,3514
BASE	20	99	Komb12	Combination	2,4907208	-1,223075	234,47674	40,338439	116,1963	43,77303
BASE	112	520	Komb9	Combination	-0,923867	-0,399788	233,194	-12,05647	-28,6131	-10,779
BASE	20	99	Komb14	Combination	2,5249966	0,431745	232,99513	-17,25996	117,5945	44,29975
BASE	3	65	Komb17	Combination	-2,873467	0,9927211	232,63921	-59,24117	-75,6732	-28,5073
BASE	3	65	Komb18	Combination	1,5185024	1,0490045	231,83602	-60,94626	40,5871	15,28982
BASE	13	85	Komb13	Combination	-2,509795	0,2444904	231,29102	-10,28981	-117,7475	-44,3574
BASE	16	91	Komb14	Combination	2,8043799	0,4788238	231,00232	-18,09704	124,4857	46,89578
BASE	112	520	Komb8	Combination	2,6177032	-4,332794	230,73697	88,146055	55,0621	20,74278
BASE	13	85	Komb11	Combination	-2,41739	-1,120943	230,47551	37,177065	-115,1969	-43,3965
BASE	41	141	Komb8	Combination	3,1154849	-0,937928	229,88621	37,097384	58,6695	22,10175
BASE	16	91	Komb12	Combination	2,9267895	-1,1698	229,5695	39,391188	127,4449	48,01056
BASE	6	71	Komb7	Combination	-5,401828	-8,182185	229,2416	176,52443	-79,3465	-29,8911
BASE	42	143	Komb7	Combination	-2,410044	-0,993744	229,11096	38,751317	-41,9392	-15,7992
BASE	134	526	Komb8	Combination	0,6561011	4,8400469	227,51376	-14,99943	24,5504	9,248533
BASE	2	63	Komb17	Combination	-1,974634	1,0671872	227,50664	-58,11653	-63,4345	-23,8968
BASE	56	220	Komb14	Combination	-2,607734	0,1871885	227,50274	-9,093292	6,087	2,293071
BASE	115	521	Komb6	Combination	4,314231	-1,315162	224,75508	15,835654	99,3005	37,40811
BASE	1	61	Komb12	Combination	12,497849	-3,242176	223,54981	57,838788	254,572	95,90139
BASE	41	141	Komb7	Combination	1,1608313	-0,962495	222,99744	37,875363	6,8434	2,57802
BASE	115	521	Komb8	Combination	1,8655859	-4,259176	221,88491	90,950051	40,7679	15,35793
BASE	42	143	Komb8	Combination	-0,455184	-1,002081	221,81882	39,154566	9,8898	3,725648
BASE	1	61	Komb7	Combination	1,9670126	-7,867095	217,27175	168,25413	4,148	1,562619
BASE	2	63	Komb12	Combination	9,3966049	-1,231397	215,22503	30,960635	226,1623	85,199
BASE	2	63	Komb18	Combination	2,7525817	1,2100035	212,04759	-62,59235	57,3906	21,61997
BASE	1	61	Komb2	Combination	4,3075846	-6,19414	209,92439	98,770239	53,0927	20,00088

BASE	34	115	Komb12	Combination	21,21358	0,8526727	208,97599	8,3621269	267,396	100,7324
BASE	5	69	Komb18	Combination	0,6675951	1,4013463	207,56107	-69,64442	29,0007	10,92503
BASE	5	69	Komb11	Combination	-8,612189	-1,279217	207,11253	33,089113	-207,2441	-78,0722
BASE	56	220	Komb10	Combination	-3,574143	-0,086495	207,01014	-18,66597	-27,0048	-10,1731
BASE	2	63	Komb14	Combination	8,8755608	-0,027698	205,43443	-14,6277	213,3273	80,36385
BASE	42	143	Komb17	Combination	-1,979001	1,7030349	203,78666	-51,61877	-40,4798	-15,2494
BASE	1	61	Komb1	Combination	2,7499726	-3,868578	200,56714	61,6251	34,5966	13,0331
BASE	41	141	Komb18	Combination	1,8799636	1,6470014	200,26718	-49,77794	37,3616	14,07472
BASE	6	71	Komb11	Combination	-11,48235	-3,27665	200,00049	60,397777	-232,8884	-87,7328
BASE	1	61	Komb14	Combination	11,657104	-1,666321	199,3472	8,1143395	238,8805	89,99015
BASE	112	520	Komb1	Combination	0,6417097	-1,767882	198,45398	28,301652	10,2077	3,845406
BASE	112	520	Komb10	Combination	1,9999152	-0,537639	197,32836	-11,32006	36,2834	13,66854
BASE	42	143	Komb18	Combination	-0,024141	1,694698	196,49455	-51,21552	11,3492	4,275427
BASE	115	521	Komb2	Combination	-0,439529	-2,567807	194,60101	40,430182	-6,2707	-2,36227
BASE	41	141	Komb17	Combination	-0,07469	1,622434	193,37841	-49,00001	-14,4645	-5,44901
BASE	5	69	Komb17	Combination	-4,056998	1,5116544	193,22165	-73,36558	-91,7887	-34,5783
BASE	5	69	Komb13	Combination	-9,053806	0,0682747	192,98013	-18,04753	-218,9974	-82,4999
BASE	56	220	Komb2	Combination	-2,246451	-1,585357	192,53572	27,120156	-23,6398	-8,9055
BASE	1	61	Komb10	Combination	5,4210258	-2,69412	191,26124	0,106944	87,4241	32,93407
BASE	115	521	Komb7	Combination	-1,051852	-4,404115	190,96468	91,895643	-24,0373	-9,05524
BASE	1	61	Komb16	Combination	6,1794737	-4,987494	188,01045	118,64954	114,7009	43,20969
BASE	6	71	Komb13	Combination	-11,89675	-1,429526	186,06429	1,0202506	-244,6795	-92,1747
BASE	134	526	Komb2	Combination	-4,641938	0,9571856	185,23404	-0,907791	-28,7394	-10,8266
BASE	6	71	Komb1	Combination	-2,128161	-3,660722	184,54692	56,669398	-21,7911	-8,20906
BASE	112	520	Komb11	Combination	-4,395279	-1,400257	183,85977	30,673523	-99,2194	-37,3776
BASE	6	71	Komb9	Combination	-6,783131	-2,025094	182,78763	-21,40069	-118,6501	-44,6974
BASE	6	71	Komb2	Combination	-3,509492	-5,956949	182,55289	92,649273	-37,3557	-14,0725
BASE	27	117	Komb18	Combination	3,7939284	2,5528926	182,22824	-85,25345	85,1359	32,07207
BASE	32	127	Komb17	Combination	-2,293745	2,9601078	182,17788	-101,5689	-40,4751	-15,2476
BASE	33	113	Komb18	Combination	0,0996827	3,3937673	181,58458	-96,73341	32,3837	12,19946
BASE	32	127	Komb13	Combination	-5,629001	1,553933	180,8763	-47,18649	-142,0035	-53,495
BASE	27	117	Komb14	Combination	6,4071275	1,4650376	180,65095	-42,55395	164,2809	61,88727
BASE	6	71	Komb8	Combination	0,8457577	-8,088192	179,85906	178,5	56,0791	21,1259
BASE	42	143	Komb13	Combination	-4,116665	0,6918859	179,20753	-19,14778	-97,75	-36,824
BASE	112	520	Komb4	Combination	5,812547	-3,165309	177,20069	54,192108	124,2021	46,78894
BASE	41	141	Komb14	Combination	4,223749	0,6936872	177,11978	-18,99913	99,9343	37,64687
BASE	112	520	Komb13	Combination	-4,58061	-0,261711	173,83716	0,8336702	-104,853	-39,4998
BASE	27	117	Komb17	Combination	1,2064637	2,3311871	171,98363	-78,14282	7,1852	2,706781
BASE	32	127	Komb18	Combination	0,2937336	2,7732211	171,76366	-95,254	37,4759	14,11778
BASE	56	220	Komb1	Combination	-1,585969	-1,131166	171,50297	19,265621	-16,8363	-6,34251
BASE	115	521	Komb10	Combination	0,3963138	0,009926	170,80262	-22,91338	14,501	5,462761
BASE	32	127	Komb11	Combination	-5,900296	0,1617582	169,34642	5,7418859	-151,0768	-56,9131
BASE	27	117	Komb12	Combination	6,0595359	0,3108837	169,05435	1,1562511	154,1687	58,07784
BASE	112	520	Komb6	Combination	5,627216	-2,026763	167,17812	24,352256	118,5685	44,66667
BASE	33	113	Komb11	Combination	3,7612868	-1,488785	162,77053	39,78641	-36,2154	-13,6429
BASE	115	521	Komb1	Combination	-0,145658	-1,625688	162,66906	25,316052	-2,3304	-0,8779
BASE	134	526	Komb1	Combination	-3,822629	0,8016801	162,61065	-1,281804	-23,7486	-8,94648
BASE	6	71	Komb15	Combination	-3,710038	-5,321974	158,64642	131,97638	-61,1356	-23,0308
BASE	56	220	Komb7	Combination	-0,38942	-2,719338	158,61167	66,602549	-14,8114	-5,57969
BASE	34	115	Komb17	Combination	1,2104598	-5,944231	157,98745	15,79467	-22,1767	-8,35432

BASE	115	521	Komb12	Combination	4,9953798	-1,374209	156,79756	30,693208	110,5505	41,64616
BASE	56	220	Komb16	Combination	-0,136224	-1,684598	156,07036	49,009649	7,8748	2,966565
BASE	42	143	Komb14	Combination	2,3995521	0,6640837	154,90047	-17,80351	75,0135	28,2588
BASE	41	141	Komb13	Combination	-2,291754	0,6117943	154,15726	-16,40598	-72,8195	-27,4323
BASE	112	520	Komb15	Combination	-0,767978	-2,889386	153,70953	66,345793	-16,9343	-6,37942
BASE	42	143	Komb11	Combination	-3,994077	-0,183157	150,84761	9,0878217	-95,0097	-35,7917
BASE	41	141	Komb12	Combination	4,2780602	-0,148008	150,39043	8,1606595	101,7419	38,32782
BASE	134	526	Komb16	Combination	2,6562635	4,4307757	150,07214	-14,7342	36,9147	13,90636
BASE	27	117	Komb13	Combination	-2,217764	0,7260209	146,50222	-18,85183	-95,5548	-35,997
BASE	32	127	Komb14	Combination	2,995959	0,9309866	146,16224	-26,13681	117,8332	44,38967
BASE	34	115	Komb14	Combination	28,323306	-1,747459	145,43824	6,4709438	305,7151	115,1678
BASE	32	127	Komb15	Combination	-3,198071	-1,680476	143,74505	74,859032	-70,7195	-26,6412
BASE	27	117	Komb16	Combination	2,635308	-1,294282	143,57295	60,447236	51,4287	19,37402
BASE	115	521	Komb14	Combination	4,5546009	-0,093479	141,47284	-3,465839	102,6704	38,6776
BASE	115	521	Komb9	Combination	-2,52111	-0,135017	139,88236	-21,96778	-50,3042	-18,9504
BASE	115	521	Komb16	Combination	2,1059559	-3,037493	138,60271	71,648559	44,1378	16,62742
BASE	127	556	Komb5	Combination	-45	22,322865	138,10331	10,941608	-43,0567	-16,2202
BASE	115	521	Komb3	Combination	-4,969769	-3,079031	137,01222	53,146612	-108,8367	-41,0005
BASE	1	61	Komb9	Combination	-0,835472	-2,614259	136,59632	2,5060328	-48,1569	-18,1415
BASE	175	564	Komb18	Combination	6,0511729	21,518762	135,01156	9,5020561	1,1991	0,45172
BASE	27	117	Komb11	Combination	-2,565356	-0,428133	134,90566	24,858368	-105,667	-39,8065
BASE	32	127	Komb12	Combination	2,724664	-0,461193	134,63241	26,791566	108,7599	40,97161
BASE	127	556	Komb13	Combination	-43,61415	22,240883	133,44704	6,7163097	-41,7279	-15,7196
BASE	6	71	Komb10	Combination	-0,535545	-1,931102	133,4051	-19,42512	16,7755	6,319602
BASE	1	61	Komb15	Combination	-0,077024	-4,907633	133,34553	121,04863	-20,8801	-7,86587
BASE	32	127	Komb16	Combination	-0,610579	-1,867363	133,33083	81,173932	7,2315	2,724223
BASE	27	117	Komb15	Combination	0,0478433	-1,515988	133,32833	67,557871	-26,522	-9,99127
BASE	56	220	Komb9	Combination	-2,797143	-0,397021	129,64234	-13,48203	-38,8846	-14,6485
BASE	41	141	Komb11	Combination	-2,237443	-0,229901	127,42791	10,753817	-71,0119	-26,7513
BASE	56	220	Komb18	Combination	-2,543947	0,6377198	127,10102	-31,07489	-16,1985	-6,10224
BASE	42	143	Komb12	Combination	2,5221403	-0,210954	126,54055	10,432088	77,7538	29,29111
BASE	175	564	Komb14	Combination	18,017418	21,021397	125,272	2,0121173	38,4368	14,47976
BASE	1	61	Komb3	Combination	-6,313089	-5,935428	125,25961	113,04124	-172,3365	-64,9219
BASE	175	564	Komb10	Combination	5,5496286	19,399873	123,90236	9,3556975	0,0221	0,008325
BASE	134	526	Komb9	Combination	-9,243586	-3,059486	122,50225	12,930812	-77,7773	-29,3
BASE	115	521	Komb5	Combination	-5,410548	-1,798301	121,68754	18,987566	-116,7168	-43,9691
BASE	33	113	Komb17	Combination	2,4220594	3,94378	121,34009	-103,339	13,2717	4,999664
BASE	112	520	Komb17	Combination	-1,385752	0,9057732	120,30088	-33,12028	-35,713	-13,4537
BASE	34	115	Komb18	Combination	17,552402	-5,407332	117,98287	10,473072	149,7913	56,42881
BASE	112	520	Komb16	Combination	2,1558041	-3,027232	117,84388	67,08225	47,9622	18,06814
BASE	127	556	Komb3	Combination	-39,19204	17,763457	117,72299	18,68476	-41,0287	-15,4562
BASE	175	564	Komb6	Combination	17,515874	18,902508	114,1628	1,8657587	37,2598	14,03637
BASE	127	556	Komb11	Combination	-37,8062	17,681475	113,06676	14,459462	-39,6999	-14,9556
BASE	6	71	Komb17	Combination	-5,091341	0,8351125	112,19246	-65,94869	-100,4392	-37,8371
BASE	33	113	Komb13	Combination	4,393686	1,3147144	111,20944	-29,82828	-23,6663	-8,91548
BASE	41	141	Komb16	Combination	2,0609964	-1,158648	111,16929	40,754691	43,3869	16,34455
BASE	6	71	Komb16	Combination	2,5375479	-5,227981	109,26385	133,95196	74,2899	27,98621
BASE	42	143	Komb15	Combination	-1,570383	-1,213766	109,25353	42,499829	-31,3454	-11,8083
BASE	115	521	Komb15	Combination	-0,811482	-3,182436	107,68245	72,59415	-20,6674	-7,78574
BASE	1	61	Komb18	Combination	3,3769888	0,2653421	107,33506	-47,09856	62,396	23,50558

BASE	153	501	Komb4	Combination	27,077815	14,897489	106,06441	1,5662257	19,7427	7,437395
BASE	6	71	Komb4	Combination	7,6511627	-5,823554	105,98719	111,53102	200,3194	75,46356
BASE	153	501	Komb6	Combination	26,385626	14,70334	104,32611	0,6193786	18,9356	7,133347
BASE	41	141	Komb15	Combination	0,1063428	-1,183215	104,28052	41,532625	-8,4392	-3,17918
BASE	158	516	Komb5	Combination	-26,1686	14,642907	103,83942	0,4408695	-18,8717	-7,10927
BASE	42	143	Komb16	Combination	0,3844765	-1,222108	101,96142	42,903078	20,4836	7,716504
BASE	158	516	Komb3	Combination	-26,0865	14,180814	101,47578	1,5680193	-18,4213	-6,9396
BASE	1	61	Komb5	Combination	-7,153848	-4,359577	101,05697	63,316789	-188,028	-70,8332
BASE	36	131	Komb10	Combination	-0,305736	0,8017838	97,065704	-22,8641	3,422	1,289123
BASE	36	131	Komb9	Combination	-1,327747	0,8122049	96,929726	-23,1548	-18,7443	-7,06128
BASE	35	129	Komb9	Combination	1,2001743	0,7623534	96,65047	-21,73699	15,8831	5,983421
BASE	35	129	Komb10	Combination	2,2218976	0,7753444	96,494451	-22,1084	38,0455	14,33236
BASE	36	131	Komb6	Combination	0,6511301	0,2064982	94,512281	-6,061238	24,5613	9,252639
BASE	35	129	Komb5	Combination	-0,136334	0,1858635	94,339097	-5,459347	-13,4484	-5,06623
BASE	36	131	Komb2	Combination	-1,194201	-0,033102	94,184201	0,6902711	-14,776	-5,56636
BASE	36	131	Komb5	Combination	-2,755575	0,2412415	94,059069	-7,030102	-49,3266	-18,5821
BASE	35	129	Komb2	Combination	1,5944008	-0,041317	94,054752	0,9263102	23,4221	8,823484
BASE	36	131	Komb1	Combination	-1,116627	-0,014693	94,042221	0,2163543	-14,1953	-5,3476
BASE	35	129	Komb1	Combination	1,3947883	-0,01988	93,954506	0,3652688	20,2059	7,61189
BASE	35	129	Komb6	Combination	3,2694101	0,2291559	93,819055	-6,697477	60,4263	22,76357
BASE	35	129	Komb3	Combination	-0,260199	-0,295285	92,201925	8,1214691	-16,4272	-6,18839
BASE	36	131	Komb4	Combination	0,4492929	-0,293323	92,18764	8,0505767	20,5143	7,728069
BASE	6	71	Komb6	Combination	7,2367773	-3,976425	92,050995	52,15349	188,5283	71,02166
BASE	36	131	Komb3	Combination	-2,957413	-0,25858	91,734463	7,081713	-53,3736	-20,1067
BASE	35	129	Komb4	Combination	3,1455448	-0,251993	91,681848	6,8833845	57,4474	21,64137
BASE	35	129	Komb7	Combination	0,7872994	-0,841474	89,52653	23,532441	5,9536	2,242817
BASE	35	129	Komb8	Combination	1,8090227	-0,828483	89,37051	23,161029	28,116	10,59175
BASE	36	131	Komb8	Combination	-0,978535	-0,864287	89,316982	24,175271	-10,0679	-3,79274
BASE	36	131	Komb7	Combination	-2,000547	-0,853866	89,18104	23,884617	-32,2343	-12,1432
BASE	115	521	Komb18	Combination	0,6366837	1,2316096	87,520422	-42,21487	17,8709	6,732257
BASE	112	520	Komb18	Combination	1,5380297	0,767927	84,435268	-32,38382	29,1835	10,9939
BASE	127	556	Komb9	Combination	-24,67337	14,181554	83,00638	-1,774015	-18,1653	-6,84316
BASE	153	501	Komb8	Combination	22,572706	11,102047	82,335478	2,7408613	12,6552	4,767419
BASE	153	501	Komb2	Combination	22,792793	10,798	81,799114	1,4169524	9,3029	3,504553
BASE	158	516	Komb9	Combination	-20,96807	11,170416	80,900623	-0,812775	-11,3723	-4,28413
BASE	158	516	Komb2	Combination	-22,08286	10,361125	78,939233	1,3051656	-8,5229	-3,21071
BASE	56	220	Komb15	Combination	0,6407759	-1,995118	78,702553	54,193633	-4,0051	-1,50879
BASE	127	556	Komb17	Combination	-23,28753	14,099567	78,350148	-5,999269	-16,8366	-6,34262
BASE	175	564	Komb17	Combination	-4,865198	11,31211	77,008168	10,254341	-24,6608	-9,29012
BASE	153	501	Komb10	Combination	20,265407	10,454887	76,541092	-0,415266	9,9648	3,753901
BASE	158	516	Komb7	Combination	-20,69439	9,6301056	73,021856	2,9443016	-9,871	-3,71857
BASE	153	501	Komb12	Combination	16,000777	9,6408709	66,118028	0,8794073	15,2579	5,747898
BASE	175	564	Komb9	Combination	-5,366742	9,1932208	65,898969	10,107983	-25,8378	-9,73352
BASE	158	516	Komb13	Combination	-15,44654	9,5941645	65,251022	-0,196042	-14,7456	-5,55491
BASE	153	501	Komb14	Combination	15,308587	9,4467224	64,379698	-0,06744	14,4508	5,44385
BASE	112	520	Komb12	Combination	5,3506615	-1,859748	64,307603	33,128303	117,1022	44,11429
BASE	158	516	Komb11	Combination	-15,36444	9,132071	62,887385	0,9310633	-14,2952	-5,38523
BASE	6	71	Komb18	Combination	1,1562585	0,9291052	62,809884	-63,97312	34,9864	13,17994
BASE	36	131	Komb18	Combination	0,1774349	0,8190093	60,367657	-23,24457	9,311	3,507604
BASE	153	501	Komb7	Combination	18,019011	7,6546648	60,258075	2,8009024	5,773	2,174783



BASE	36	131	Komb17	Combination	-0,844577	0,8294304	60,23168	-23,53522	-12,8554	-4,84284
BASE	35	129	Komb17	Combination	0,5324556	0,7834926	60,012691	-22,22983	6,0071	2,262972
BASE	35	129	Komb18	Combination	1,5541789	0,7964789	59,856671	-22,60124	28,1695	10,61191
BASE	175	564	Komb12	Combination	17,357829	10,388432	58,920412	-3,655513	44,4949	16,76195
BASE	158	516	Komb10	Combination	-16,42837	7,7319036	58,875133	-0,760177	-4,4938	-1,69289
BASE	56	220	Komb3	Combination	-0,32562	-2,268802	58,209952	44,620908	-37,0969	-13,975
BASE	36	131	Komb14	Combination	1,1343005	0,2237237	57,814234	-6,441663	30,4503	11,47112
BASE	35	129	Komb13	Combination	-0,804067	0,2070028	57,701318	-5,952187	-23,3243	-8,78664
BASE	36	131	Komb13	Combination	-2,272405	0,2584623	57,361023	-7,410527	-43,4376	-16,3636
BASE	35	129	Komb14	Combination	2,6016777	0,2502904	57,18124	-7,190316	50,5503	19,04312
BASE	115	521	Komb17	Combination	-2,28074	1,0866666	56,600159	-41,26932	-46,9343	-17,6809
BASE	35	129	Komb11	Combination	-0,927932	-0,274146	55,564146	7,6286298	-26,3032	-9,90884
BASE	36	131	Komb12	Combination	0,9324634	-0,276098	55,489628	7,6701519	26,4033	9,94655
BASE	35	129	Komb12	Combination	2,4778124	-0,230858	55,044069	6,3905452	47,5714	17,92092
BASE	36	131	Komb11	Combination	-2,474242	-0,241359	55,036417	6,7012882	-47,4846	-17,8882
BASE	153	501	Komb9	Combination	15,711712	7,0075048	54,463724	-0,355225	3,0826	1,161265
BASE	112	520	Komb14	Combination	5,1653306	-0,721202	54,284995	3,2884955	111,4686	41,99203
BASE	115	521	Komb11	Combination	-4,729399	-1,857347	53,730028	33,84512	-105,4668	-39,7311
BASE	35	129	Komb15	Combination	0,1195807	-0,820334	52,888715	23,039602	-3,9224	-1,47763
BASE	35	129	Komb16	Combination	1,141304	-0,807348	52,732695	22,668145	18,24	6,871303
BASE	1	61	Komb17	Combination	-2,879509	0,3452026	52,670112	-44,69947	-73,185	-27,57
BASE	36	131	Komb16	Combination	-0,495365	-0,847061	52,618971	23,794846	-4,1789	-1,57426
BASE	159	517	Komb4	Combination	10,205491	6,6256915	52,529922	1,7138847	1,7843	0,672175
BASE	36	131	Komb15	Combination	-1,517376	-0,83664	52,482994	23,504192	-26,3453	-9,9247
BASE	159	517	Komb6	Combination	10,038795	6,5309208	51,454983	0,5582613	0,6721	0,253191
BASE	154	502	Komb5	Combination	-10,09032	6,488944	51,255896	0,7630917	-0,574	-0,21624
BASE	158	516	Komb8	Combination	-16,15469	6,1915935	50,996401	2,9968544	-2,9926	-1,12736
BASE	56	220	Komb17	Combination	-1,766947	0,3271991	49,733221	-25,8909	-28,0783	-10,5775
BASE	56	220	Komb5	Combination	-1,047938	-1,572106	49,519146	20,595538	-44,3189	-16,6956
BASE	154	502	Komb3	Combination	-10,15283	6,1478296	49,454667	1,7364842	-0,2079	-0,07832
BASE	39	137	Komb10	Combination	3,7306501	0,8806824	48,437362	-23,99268	59,1064	22,26634
BASE	175	564	Komb4	Combination	16,856285	8,269543	47,811177	-3,801872	43,3179	16,31855
BASE	39	137	Komb6	Combination	4,4428613	0,5306512	47,659651	-12,09042	76,1783	28,6976
BASE	153	501	Komb1	Combination	13,441958	6,3302697	47,421988	0,8433557	5,6401	2,124717
BASE	40	139	Komb9	Combination	-2,880512	0,9053158	47,231395	-24,8203	-39,2805	-14,7976
BASE	39	137	Komb9	Combination	2,919429	0,8701906	47,131921	-23,66584	40,1665	15,13137
BASE	40	139	Komb5	Combination	-3,969921	0,5378139	46,954104	-12,33506	-65,1518	-24,5437
BASE	40	139	Komb10	Combination	-2,06962	0,8971157	45,940661	-24,56933	-20,3454	-7,66444
BASE	39	137	Komb1	Combination	2,9154467	0,3540158	45,740661	-6,322702	41,114	15,48831
BASE	39	137	Komb4	Combination	4,2420953	0,2201258	45,68766	-1,561607	71,8714	27,07512
BASE	158	516	Komb1	Combination	-13,06554	6,0537709	45,600155	0,758518	-5,0939	-1,91895
BASE	40	139	Komb3	Combination	-4,092812	0,2146088	45,425673	-1,382381	-68,392	-25,7644
BASE	40	139	Komb1	Combination	-2,670792	0,3574156	45,377656	-6,439735	-35,4058	-13,3379
BASE	134	526	Komb17	Combination	-7,243424	-3,468757	45,060632	13,196042	-65,4131	-24,6422
BASE	39	137	Komb2	Combination	3,0853974	0,3662948	44,536448	-6,364762	43,9698	16,56414
BASE	40	139	Komb2	Combination	-2,731146	0,3717411	44,013212	-6,551208	-35,7048	-13,4506
BASE	39	137	Komb5	Combination	1,7387546	0,4956674	43,308263	-11,00089	13,0453	4,914376
BASE	40	139	Komb6	Combination	-1,266968	0,5104691	42,651681	-11,49839	-2,0347	-0,7665
BASE	153	501	Komb16	Combination	11,495681	5,8454337	42,389098	2,0540878	8,1703	3,077884
BASE	158	516	Komb17	Combination	-10,24602	6,1216731	42,312194	-1,449686	-7,2462	-2,72976

BASE	40	139	Komb7	Combination	-3,290173	-0,172038	42,136693	11,688512	-50,0813	-18,8664
BASE	39	137	Komb8	Combination	3,0614346	-0,154397	41,863966	11,103392	44,7502	16,85812
BASE	39	137	Komb3	Combination	1,5379885	0,185142	41,336237	-0,472033	8,7385	3,291934
BASE	1	61	Komb11	Combination	-8,357126	-2,975971	41,333394	65,835735	-197,3646	-74,3504
BASE	40	139	Komb4	Combination	-1,389872	0,187264	41,12325	-0,545751	-5,275	-1,98718
BASE	40	139	Komb8	Combination	-2,479282	-0,180238	40,845959	11,939528	-31,1462	-11,7333
BASE	38	135	Komb10	Combination	2,4104007	0,7927255	40,563825	-22,13656	40,6275	15,30504
BASE	39	137	Komb7	Combination	2,2501998	-0,164889	40,558525	11,430232	25,8103	9,723158
BASE	37	133	Komb9	Combination	-1,733426	0,8840162	40,444415	-24,9654	-24,3013	-9,15469
BASE	38	135	Komb9	Combination	1,6164136	0,7622826	39,180041	-21,20958	21,5847	8,131306
BASE	37	133	Komb10	Combination	-0,939522	0,8553558	39,061648	-24,10514	-5,2594	-1,9813
BASE	115	521	Komb13	Combination	-5,170178	-0,576617	38,405313	-0,313927	-113,3469	-42,6996
BASE	38	135	Komb6	Combination	3,1090993	0,4005618	37,922371	-9,994447	58,2303	21,9363
BASE	37	133	Komb5	Combination	-2,717125	0,4373846	37,734761	-11,11886	-48,7999	-18,3837
BASE	134	526	Komb4	Combination	15,376027	2,7468336	37,688956	-15,29802	145,8865	54,95781
BASE	159	517	Komb12	Combination	4,743159	5,1477572	37,237499	1,0943716	8,5332	3,214595
BASE	154	502	Komb13	Combination	-4,58613	5,1237698	36,67646	0,092909	-7,7809	-2,93119
BASE	153	501	Komb18	Combination	9,1883822	5,1982689	36,594712	-1,102084	5,4799	2,064367
BASE	159	517	Komb14	Combination	4,5764627	5,0529864	36,162525	-0,061252	7,421	2,795611
BASE	38	135	Komb1	Combination	1,677948	0,1790355	35,976565	-3,136577	24,0845	9,073021
BASE	37	133	Komb1	Combination	-1,46437	0,1917813	35,797133	-3,533144	-18,9587	-7,14205
BASE	6	71	Komb12	Combination	9,3429529	-2,963343	35,392009	66,983018	218,5302	82,32386
BASE	159	517	Komb8	Combination	9,9034773	3,8825737	35,335919	3,0109342	-5,959	-2,24485
BASE	154	502	Komb9	Combination	-9,526856	4,0338259	34,909488	-0,432933	8,0663	3,038706
BASE	154	502	Komb11	Combination	-4,64864	4,7826554	34,875231	1,0663015	-7,4148	-2,79328
BASE	158	516	Komb15	Combination	-9,972331	4,581363	34,433462	2,3073456	-5,7449	-2,1642
BASE	38	135	Komb4	Combination	2,913991	0,0339794	34,274493	1,3400514	54,2757	20,44653
BASE	37	133	Komb3	Combination	-2,766383	0,0259019	34,02939	1,6098104	-50,7567	-19,1209
BASE	38	135	Komb5	Combination	0,4625034	0,2990951	33,309734	-6,904459	-5,2456	-1,9761
BASE	37	133	Komb6	Combination	-0,070749	0,3418547	33,125458	-8,251371	14,6731	5,527594
BASE	38	135	Komb2	Combination	1,7231959	0,1621071	33,098186	-2,623335	25,1862	9,488049
BASE	37	133	Komb2	Combination	-1,416183	0,1824212	32,85926	-3,253924	-17,8167	-6,71184
BASE	153	501	Komb3	Combination	11,898806	3,4062113	32,473089	1,7662581	-3,1978	-1,20466
BASE	159	517	Komb10	Combination	9,3478141	3,566668	31,752766	-0,841114	-9,6663	-3,64145
BASE	39	137	Komb18	Combination	2,4894986	0,7351972	31,383829	-21,50508	41,3165	15,56459
BASE	159	517	Komb2	Combination	11,222916	3,0081487	30,970842	1,269966	-13,9023	-5,23722
BASE	153	501	Komb5	Combination	11,206616	3,2120628	30,734794	0,819411	-4,005	-1,50875
BASE	39	137	Komb14	Combination	3,2017099	0,3851612	30,606117	-9,602812	58,3883	21,99582
BASE	158	516	Komb6	Combination	-11,03627	3,1811956	30,42121	0,6161053	4,0565	1,528149
BASE	40	139	Komb17	Combination	-1,80309	0,7572277	30,419315	-22,24373	-25,3107	-9,53495
BASE	40	139	Komb13	Combination	-2,8925	0,3897258	30,142025	-9,758498	-51,1819	-19,281
BASE	39	137	Komb17	Combination	1,6782638	0,7247006	30,078388	-21,17824	22,3766	8,429627
BASE	38	135	Komb3	Combination	0,2673951	-0,067487	29,661856	4,4300839	-9,2002	-3,46586
BASE	37	133	Komb4	Combination	-0,119993	-0,069628	29,420087	4,4773455	12,7162	4,790398
BASE	154	502	Komb2	Combination	-11,26858	2,7357759	29,249395	1,3823357	14,8975	5,612129
BASE	40	139	Komb18	Combination	-0,992199	0,7490228	29,128581	-21,99272	-6,3756	-2,40179
BASE	154	502	Komb7	Combination	-9,735216	2,8967749	28,905415	2,8116641	9,2868	3,498488
BASE	39	137	Komb12	Combination	3,0009439	0,0746406	28,634091	0,9260412	54,0815	20,37338
BASE	40	139	Komb11	Combination	-3,01539	0,0665206	28,613593	1,194186	-54,4221	-20,5017
BASE	38	135	Komb8	Combination	1,7600671	-0,429208	28,404186	15,645173	27,4453	10,33909

BASE	38	135	Komb18	Combination	1,7289222	0,7336081	28,357644	-21,23635	30,5632	11,51365
BASE	37	133	Komb17	Combination	-1,193487	0,8152086	28,345288	-23,76453	-17,6347	-6,64328
BASE	37	133	Komb7	Combination	-1,89761	-0,487604	28,0932	17,463625	-30,8242	-11,612
BASE	158	516	Komb4	Combination	-10,95416	2,7191021	28,057573	1,7432102	4,5069	1,697822
BASE	38	135	Komb7	Combination	0,9660938	-0,459651	27,020367	16,5722	8,4026	3,165395
BASE	38	135	Komb17	Combination	0,9349352	0,7031652	26,973859	-20,30932	11,5204	4,339921
BASE	37	133	Komb18	Combination	-0,399582	0,7865482	26,962487	-22,90427	1,4072	0,530115
BASE	37	133	Komb8	Combination	-1,103691	-0,51626	26,710433	18,323885	-11,7823	-4,43858
BASE	39	137	Komb13	Combination	0,4976031	0,3501774	26,254694	-8,513239	-4,7446	-1,78737
BASE	40	139	Komb14	Combination	-0,189547	0,362381	25,839601	-8,921823	11,9351	4,496145
BASE	38	135	Komb14	Combination	2,4276072	0,3414444	25,71619	-9,094234	48,166	18,14491
BASE	37	133	Komb13	Combination	-2,177185	0,368577	25,6356	-9,917994	-42,1332	-15,8723
BASE	40	139	Komb15	Combination	-2,212752	-0,320126	25,324613	14,265079	-36,1114	-13,6037
BASE	39	137	Komb16	Combination	1,8202694	-0,299883	24,810433	13,590995	26,9603	10,15638
BASE	40	139	Komb12	Combination	-0,312451	0,0391711	24,31117	2,0308157	8,6949	3,27551
BASE	39	137	Komb11	Combination	0,2968234	0,0396568	24,282669	2,01557	-9,0515	-3,40985
BASE	40	139	Komb16	Combination	-1,40186	-0,328331	24,033879	14,516095	-17,1763	-6,47059
BASE	39	137	Komb15	Combination	1,0090346	-0,310379	23,504992	13,917836	8,0204	3,021414
BASE	38	135	Komb12	Combination	2,2325126	-0,025133	22,068312	2,2403094	44,2113	16,65511
BASE	37	133	Komb11	Combination	-2,226443	-0,04291	21,930228	2,8107225	-44,0901	-16,6095
BASE	134	526	Komb10	Combination	2,7463885	-2,616659	21,576455	6,2885336	25,8386	9,733819
BASE	6	71	Komb14	Combination	8,9285674	-1,116218	21,455816	7,6054922	206,7391	77,88196
BASE	38	135	Komb13	Combination	-0,218989	0,2399778	21,103552	-6,004201	-15,3099	-5,76749
BASE	37	133	Komb14	Combination	0,469191	0,2730471	21,026332	-7,050459	21,3397	8,03901
BASE	154	502	Komb17	Combination	-4,022667	2,6686517	20,330052	-1,103115	0,8594	0,32375
BASE	153	501	Komb15	Combination	6,9419725	2,3980519	20,311695	2,1140841	1,2882	0,485286
BASE	158	516	Komb18	Combination	-5,706314	2,6831611	20,286739	-1,397133	-0,3677	-0,13852
BASE	159	517	Komb16	Combination	4,4411585	2,4046394	20,043495	2,3914211	0,7898	0,29753
BASE	159	517	Komb7	Combination	9,4779275	1,4365564	19,523278	2,9670805	-13,7084	-5,16418
BASE	154	502	Komb10	Combination	-9,1064	1,5883273	19,097058	-0,484723	15,8384	5,966582
BASE	127	556	Komb1	Combination	-3,320357	1,2195239	17,633105	8,8799423	-2,9582	-1,1144
BASE	38	135	Komb11	Combination	-0,414083	-0,126605	17,455674	5,3303419	-19,2646	-7,25729
BASE	37	133	Komb12	Combination	0,419947	-0,13844	17,32096	5,6782127	19,3829	7,301852
BASE	159	517	Komb1	Combination	6,5842465	1,706133	17,242617	0,739147	-8,2308	-3,10068
BASE	1	61	Komb13	Combination	-9,197871	-1,40012	17,130753	16,111332	-213,056	-80,2616
BASE	159	517	Komb18	Combination	3,8854953	2,0887337	16,460307	-1,460627	-2,9174	-1,09903
BASE	38	135	Komb16	Combination	1,0785887	-0,488325	16,198005	16,545431	17,381	6,547704
BASE	37	133	Komb15	Combination	-1,35767	-0,556412	15,994038	18,664492	-24,1576	-9,10056
BASE	159	517	Komb9	Combination	8,9222643	1,1206508	15,940089	-0,884968	-17,4156	-6,56074
BASE	154	502	Komb1	Combination	-6,527697	1,4622885	15,702989	0,8221911	8,9261	3,362606
BASE	127	556	Komb10	Combination	-1,44259	2,6438721	15,400181	-4,929963	5,1981	1,958208
BASE	127	556	Komb7	Combination	-5,313516	-1,016477	15,072065	24,036446	-11,4054	-4,2966
BASE	38	135	Komb15	Combination	0,2846154	-0,518768	14,81422	17,472458	-1,6617	-0,62599
BASE	37	133	Komb16	Combination	-0,563752	-0,585072	14,611272	19,524753	-5,1157	-1,92717
BASE	153	501	Komb17	Combination	4,6346739	1,7508871	14,517309	-1,042043	-1,4022	-0,52823
BASE	154	502	Komb15	Combination	-4,231027	1,5316007	14,325944	2,1415263	2,0799	0,783532
BASE	127	556	Komb2	Combination	-3,469599	0,5911124	14,10018	10,109462	-3,2417	-1,2212
BASE	154	502	Komb8	Combination	-9,314747	0,4512716	13,092984	2,7598736	17,0589	6,426364
BASE	158	516	Komb16	Combination	-5,432643	1,142851	12,407972	2,3599432	1,1335	0,427008
BASE	127	556	Komb18	Combination	-0,056756	2,5618896	10,743914	-9,155261	6,5268	2,458751

BASE	127	556	Komb15	Combination	-3,927681	-1,09846	10,415834	19,811192	-10,0767	-3,79606
BASE	154	502	Komb18	Combination	-3,602212	0,2231484	4,5176217	-1,154906	8,6315	3,251626
BASE	159	517	Komb15	Combination	4,015595	-0,041378	4,2308192	2,3475673	-6,9595	-2,62176
BASE	159	517	Komb17	Combination	3,4599318	-0,357279	0,6476661	-1,504481	-10,6668	-4,01836
BASE	159	517	Komb3	Combination	8,7869463	-1,527696	-0,17894	1,5677054	-24,0468	-9,05882
BASE	159	517	Komb5	Combination	8,6202501	-1,622467	-1,253914	0,4120821	-25,1589	-9,47776
BASE	154	502	Komb6	Combination	-8,688788	-1,662727	-1,452194	0,5905015	25,3331	9,543389
BASE	154	502	Komb16	Combination	-3,810558	-0,913903	-1,486487	2,0897358	9,852	3,711408
BASE	154	502	Komb4	Combination	-8,751284	-2,003846	-3,253423	1,5638491	25,6992	9,681305
BASE	153	501	Komb11	Combination	0,8217674	-1,850402	-7,473291	1,0794397	-7,6827	-2,8942
BASE	175	564	Komb1	Combination	-0,843863	-2,176955	-7,626854	0,7201795	-2,7234	-1,02595
BASE	158	516	Komb14	Combination	-0,314208	-1,867547	-8,167184	-0,020806	8,1826	3,082518
BASE	153	501	Komb13	Combination	0,1295778	-2,04455	-9,211621	0,1325927	-8,4898	-3,19825
BASE	158	516	Komb12	Combination	-0,232103	-2,32964	-10,53082	1,1062991	8,633	3,252191
BASE	159	517	Komb11	Combination	3,3246276	-3,005631	-15,4714	0,9481923	-17,2979	-6,5164
BASE	154	502	Komb14	Combination	-3,184599	-3,027906	-16,03167	-0,079681	18,1261	6,828395
BASE	159	517	Komb13	Combination	3,1579314	-3,100401	-16,54634	-0,207431	-18,4101	-6,93538
BASE	154	502	Komb12	Combination	-3,247109	-3,369021	-17,83289	0,8937114	18,4923	6,966349
BASE	175	564	Komb2	Combination	-1,120719	-4,211249	-20,65115	0,0374416	-2,9103	-1,09636
BASE	56	220	Komb11	Combination	0,7045761	-1,544587	-21,69916	32,211992	-26,2906	-9,90409
BASE	134	526	Komb6	Combination	16,003111	0,5098184	-24,09225	-8,911599	146,273	55,10341
BASE	56	220	Komb13	Combination	-0,017742	-0,847891	-30,38997	8,1866221	-33,5126	-12,6247
BASE	134	526	Komb12	Combination	17,376189	2,3375576	-39,7527	-15,03279	158,2508	59,61564
BASE	127	556	Komb8	Combination	17,917255	-12,55415	-52,53417	20,880498	11,958	4,504772
BASE	134	526	Komb18	Combination	4,7465646	-3,025931	-55,86516	6,5537637	38,2028	14,39161
BASE	127	556	Komb16	Combination	19,303103	-12,63614	-57,1904	16,655245	13,2867	5,005315
BASE	175	564	Komb13	Combination	-18,37046	-13,00078	-68,07264	4,5197195	-47,763	-17,9931
BASE	175	564	Komb5	Combination	-18,87201	-15,11967	-79,18184	4,3733609	-48,9399	-18,4365
BASE	175	564	Komb16	Combination	3,8525653	-13,92446	-86,1604	-9,390135	21,3928	8,059014
BASE	127	556	Komb6	Combination	32,43592	-16,13606	-87,25078	0,4217676	34,8213	13,11775
BASE	127	556	Komb14	Combination	33,821768	-16,21805	-91,90701	-3,803531	36,1501	13,61833
BASE	175	564	Komb8	Combination	3,351021	-16,04335	-97,26964	-9,536493	20,2158	7,615619
BASE	134	526	Komb14	Combination	18,003274	0,1005472	-101,5339	-8,646369	158,6372	59,7612
BASE	127	556	Komb4	Combination	38,24388	-20,69547	-107,6311	8,1648745	36,8493	13,88173
BASE	127	556	Komb12	Combination	39,629729	-20,77745	-112,2873	3,939621	38,1781	14,38231
BASE	175	564	Komb11	Combination	-19,03005	-23,63375	-134,4242	-1,147956	-41,7049	-15,7109
BASE	175	564	Komb15	Combination	-7,063805	-24,13111	-144,1638	-8,63785	-4,4671	-1,68283
BASE	175	564	Komb3	Combination	-19,53159	-25,75264	-145,5334	-1,294314	-42,8818	-16,1543
BASE	175	564	Komb7	Combination	-7,56535	-26,25	-155,273	-8,784253	-5,6441	-2,12622

### Lampiran 3. Katalog Tiang Pancang Wika Beton *Square Piles*

#### PRESTRESSED CONCRETE SPUN SQUARE PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength  $f_c' = 52 \text{ MPa}$  (Cube  $600 \text{ kg/cm}^2$ )

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section ( $\text{cm}^2$ )	Section Inertia ( $\text{cm}^4$ )	Unit Weight ( $\text{kg/m}$ )	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile * (m)
						Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)			
400 X 400	75	1109.13	194.159	277	A2	6.50	10.00	182.63	38.00	6-13
					A3	8.00	12.00	180.62	45.30	6-14
					B	10.00	18.00	173.15	73.10	6-15
					C	11.00	22.00	169.49	91.70	6-16
450 X 450	80	1364.48	307.000	341	A1	8.50	12.50	227.01	38.20	6-13
					A2	11.00	17.00	222.95	52.90	6-15
					A3	13.00	20.90	219.05	67.10	6-16
					B	13.50	24.00	215.32	80.90	6-16
					C	15.50	31.00	208.10	114.00	6-16

#### PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength  $f_c' = 42 \text{ MPa}$  (Cube  $500 \text{ kg/cm}^2$ )

Size (mm)	Cross Section ( $\text{cm}^2$ )	Section Inertia ( $\text{cm}^4$ )	Unit Weight ( $\text{kg/m}$ )	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile * (m)
					Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)			
250 x 250	625	32,552	156	A	2.29	3.46	81.40	28.10	6-10
				B	2.52	4.33	79.62	34.80	6-11
				C	2.78	5.19	77.92	41.30	6-11
300 x 300	900	67,500	225	A	3.64	5.19	118.59	35.40	6-11
				B	3.98	6.23	116.76	42.20	6-11
				C	4.48	7.47	114.66	50.20	6-12
				D	4.92	9.34	111.60	61.90	6-12
350 x 350	1,225	125,052	306	A	5.33	6.57	163.98	38.60	6-11
				B	6.07	8.72	160.68	50.90	6-12
				C	6.63	10.90	157.45	63.10	6-12
				D	7.30	13.06	154.32	75.00	6-13
400 x 400	1,600	213,333	400	A	7.89	9.96	213.96	51.40	6-12
				B	8.71	12.45	210.60	63.80	6-12
				C	9.51	14.95	207.32	76.00	6-13
				D	11.82	22.42	198.01	111.60	6-14
450 x 450	2,025	341,719	506	A	11.17	14.01	270.98	64.30	6-12
				B	12.10	16.81	267.61	76.80	6-13
				C	13.01	19.62	264.30	89.10	6-13
				D	14.78	25.22	257.88	113.30	6-14
500 x 500	2,500	520,833	625	A	15.16	18.68	335.12	77.30	6-13
				B	16.19	21.79	331.72	89.90	6-13
				C	17.21	24.91	328.38	102.20	6-14
				D	18.22	28.02	325.09	114.50	6-14

Note : \*) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position