

TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PERENCANAAN PONDASI TIANG PANCANG PADA PROYEK PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SAKIT ANUTAPURA PALU



**Diajukan Kepada Universitas Tadulako untuk Memenuhi Persyaratan
Memperoleh Gelar Sarjana Strata Satu (S1) Teknik Sipil**

Disusun Oleh :

JAYA PERDANA PUTRA

STB. F 111 21 144

JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS TADULAKO

Palu, November 2025

TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PERENCANAAN PONDASI TIANG PANCANG PADA PROYEK PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SAKIT ANUTAPURA PALU



**Diajukan Kepada Universitas Tadulako untuk Memenuhi Persyaratan
Memperoleh Gelar Sarjana Strata Satu (S1) Teknik Sipil**

Disusun Oleh :

JAYA PERDANA PUTRA

STB. F 111 21 144

JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS TADULAKO

Palu, November 2025

HALAMAN PENGESAHAN

**ALTERNATIF PERENCANAAN PONDASI TIANG PANCANG PADA
PROYEK PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SAKIT ANUTAPURA
PALU**

Yang dipersiapkan dan disusun oleh:

JAYA PERDANA PUTRA

F11121144

SKRIPSI

Telah dipertahankan didepan Majelis Penguji dan dinyatakan diterima sebagai salah satu persyaratan untuk memperoleh gelar Strata Satu (S1) Teknik Sipil

Pada tanggal 05 November 2025

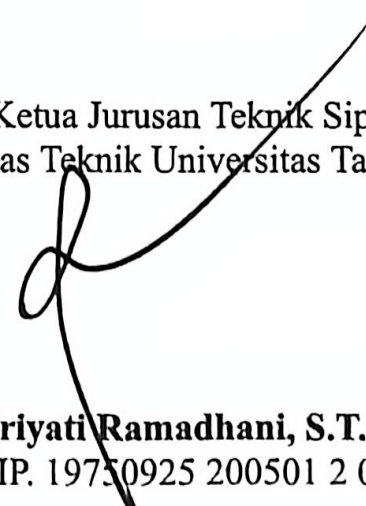
Mengesahkan,

Dekan Fakultas Teknik
Universitas Tadulako,

Ketua Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Universitas Tadulako,



Andi Arham Adam, S.T., M.Eng., Ph.D.
NIP. 19740323 199903 1 002



Dr. Sriyati Ramadhani, S.T., M.T.
NIP. 19750925 200501 2 011

HALAMAN PERSETUJUAN

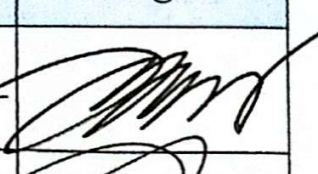
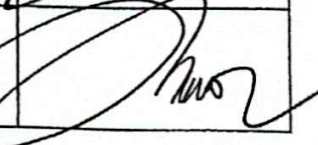
Panitia Ujian Tugas Akhir Program Studi S1 Teknik Sipil Universitas Tadulako yang ditetapkan berdasarkan SK Dekan Fakultas Teknik No.19428/UN.28.6/DK/2025, Tanggal 10 Oktober 2025 menyatakan menyetujui Tugas Akhir yang telah dipertanggungjawabkan di hadapan Majelis Penguji pada Hari Rabu Tanggal 05 November 2025 oleh:

Nama : Jaya Perdana Putra

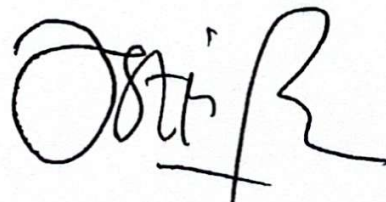
No. Stambuk : F11121144

Judul : ALTERNATIF PERENCANAAN PONDASI TIANG PANCANG
PADA PROYEK PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SAKIT
ANUTAPURA PALU

Dosen Pembimbing:

No.	Nama/ NIP	Jabatan	Tanda Tangan
1.	Dr. Ir. Sukiman Nurdin, S.T., M.Sc. NIP. 19731024 199903 1 002	Pembimbing 1	
2.	Ir. Harun Mallisa, S.T., M.T. NIP. 19690624 199802 1 004	Pembimbing 2	

Palu, 2025
Ketua Program Studi S1 Teknik Sipil
Fakultas Teknik Universitas Tadulako



Dr. Astri Rahayu, ST., MT
NIP. 19670705 199702 2 001

PERNYATAAN ORISINALITAS LAPORAN TUGAS AKHIR

Penulis yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : Jaya Perdana Putra
No. Stb : F11121010
Fakultas/Jurusan : Teknik/Teknik Sipil

Dengan ini menyatakan bahwa laporan Tugas Akhir ini adalah benar merupakan karya penulis sendiri dan bukan duplikasi dari orang lain, dan sepanjang pengetahuan penulis juga tidak terdapat karya atau pendapat yang pernah ditulis atau diterbitkan oleh orang lain, kecuali yang secara tertulis diacu dalam naskah ini dan disebutkan dalam daftar pustaka. Apabila pada masa mendatang diketahui bahwa pernyataan ini tidak benar adanya, maka penulis akan menerima sanksi yang diberikan dengan segala konsekuensinya.

Demikian pernyataan ini penulis buat dengan sebenar-benarnya.

Palu,

2025



Jaya Perdana Putra
Stb. F11121144

HALAMAN MOTTO DAN PERSEMBAHAN

MOTTO:

“Jam manusia selalu terburu-buru, jam Tuhan selalu tepat waktu”.

PERSEMBAHAN

Tugas akhir ini penulis ingin mempersembahkan kepada kedua orang tua saya, yang telah memberikan support dan motivasi dan selalu mendoakan, membimbing agar menjadi kehidupan dengan baik. Dan juga untuk kepada bapak/ibu dosen saya yang telah mengajarkan saya banyak ilmu yang bermanfaat untuk masa depan, serta teman-teman saya yang telah banyak membantu sehingga dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini hingga selesai

KATA PENGANTAR

Segala puji dan syukur penulis panjatkan kehadirat ALLAH SWT. atas segala limpahan rahmat, taufik dan hidayah-Nya, yang senantiasa menyertai setiap langkah hingga tugas akhir ini dapat terselesaikan dengan baik. Penulisan tugas akhir ini merupakan bagian penting dalam memenuhi salah satu syarat akademik untuk meraih gelar sarjana pada Program Studi Strata Satu (S1) Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Tadulako. Penyusuna Tugas Akhir yang berjudul ;

“ALTERNATIF PERENCANAAN PONDASI TIANG PANCANG PADA PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SAKIT ANUTAPURA PALU”

Penulis menyadari sepenuhnya bahwa yang tercakup dalam Tugas Akhir ini masih jauh dari kata sempurna, oleh karena keterbatasan kemampuan dan pengetahuan yang penulis peroleh. Hal ini tidak terlepas dari kodrat manusia yang tidak luput dari kesalahan dan kekurangan. Oleh karena itu, dengan hati yang tulus dan terbuka, penulis mengharapkan masukan dan kritikan yang membangun sebagai bahan perbaikan kedepannya bagi penulis.

Di tengah tantangan dan hambatan yang dihadapi, Atas izin Allah SWT. serta dukungan, bimbingan dan kerjasama dari berbagai pihak, penulis dapat melewati setiap proses hingga Tugas Akhir ini dapat diselesaikan.

Secara khusus kepada yang teristimewa untuk kedua orang tua penulis, Bapak **Jusdin Yose M. Manimang, S.Pd** dan Ibu **Sejarti** yang telah mendidik dan membesarkan saya tanpa kenal lelah serta selalu memberikan segalanya untuk saya. Terima kasih atas semua doa, nasehat, fasilitas penunjang yang telah diberikan.

Secara khusus penulis juga ingin menyampaikan banyak terimakasih kepada Bapak **Dr. Ir. Sukiman Nurdin, S.T., M.Sc.**, dan Bapak **Ir. Harun Malisa, S.T., M.T** selaku Dosen Pembimbing yang dengan sabar, tekun, tulus dan ikhlas meluangkan waktu, tenaga serta pikiran untuk memberikan bimbingan, motivasi, arahan dan saran saran terbaik kepada penulis selama menyusun Tugas Akhir ini.

Keberhasilan penulisan tugas akhir ini tidak terlepas dari partisipasi berbagai pihak, oleh karena itu pada kesempatan ini perkenankanlah penulis menyampaikan ucapan terima kasih dan penghargaan yang setinggi-tingginya kepada:

1. Bapak **Prof. Dr. Ir. H. Amar, ST., MT., IAI., IPU., ASEAN. Eng.**, selaku Rektor Universitas Tadulako.
2. Bapak **Ir. Andi Arham Adam. ST., M.Sc (Eng), Ph.D.,IPM, ASEAN Eng.**, selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Tadulako.
3. Ibu **Dr. Sriyati Ramadhani, S.T., M.T.**, selaku Ketua Jurusan Fakultas Teknik Sipil Universitas Tadulako.
4. Ibu **Dr. Ir. Astri Rahayu, S.T., M.T.**, selaku Ketua Program Studi S1 Teknik Sipil Universitas Tadulako Palu.
5. Ibu **Ratnasari Ramlan, S.T., M.T.**, selaku Sekretaris Jurusan Teknik Sipil.
6. Ibu **Martini, ST., MT.**, selaku Ketua KDK Geoteknik.
7. Ibu **Ida Sri Oktaviana, S.T., M.T., M.Sc.**, selaku Dosen Wali yang telah dengan sabar memberikan bimbingannya selama masa studi.
8. Tim Dosen Penguji Ibu **Martini, ST., MT.**, Ibu **Ida Sri Oktaviana, S.T., M.T., M.Sc.**, dan bapak **Dr. Ir. Hendra Setiawan, S.T., M.T.**, yang telah banyak memberikan masukan dan arahan demi perbaikan penyusunan Tugas Akhir ini.
9. Bapak dan Ibu Dosen Fakultas Teknik Universitas Tadulako yang telah tulus membagikan ilmu, pengetahuan, dan wawasan selama masa studi.
10. Staf Tata Usaha Fakultas Teknik Universitas Tadulako atas bantuan dan pelayanan administrasi yang telah diberikan sepanjang masa studi.
11. Saudara tercinta, **Wislam Dwi Putra, Ridho Tri Putra**, dan **Urtin** yang selalu memberikan doa dan semangat kepada penulis.
12. Seluruh keluarga tercinta, saya menyampaikan terima kasih atas seluruh doa, cinta dan dukungan yang tiada hentinya yang telah mengiringi setia langkah hingga tugas akhir ini dapat diselesaikan.
13. Teman-teman seperjuangan **Andi Faturrahman, ST., Mohamad Alif Nugraha, Bintang Ramadhan, Muhammad Fadli A. Tambaru, Nanda Krisna Narayana, ST., Muhammad Aditya, ST.**, yang senantiasa memberikan dukungan, dan juga membantu penulis dari awal perkuliahan sampai penyelesaian Tugas Akhir ini.

14. Teman-teman di Rumah Belajar Nanda (RUNAND) yang sangat berarti bagi penulis, yang telah berjuang bersama dari awal kuliah, saling menyemangati, dan membantu hingga Tugas Akhir ini terselesaikan.
15. Kepada seluruh teman seangkatan Teknik Sipil 2021 dan keluarga besar Himpunan Mahasiswa Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Tadulako (HMTS FT-UNTAD).
16. Teristimewa untuk club bola tercinta **REAL MADRID** yang senantiasa menjadi sumber semangat dan inspirasi serta mengajarkan penulis arti perjuangan, konsistensi, dan loyalitas terhadap proses. Selalu memberikan motivasi untuk terus maju dan berusaha dan tidak cepat puas dan terus berjuang meraih apa yang dimimpikan.

Akhir kata, semoga Tuhan Yang Maha Esa senantiasa memberikan berkah, karunia dan rahmat-Nya kepada semua pihak yang telah membantu penulis dalam menyelesaikan masa studi ini. Aamiin.

Palu, Agustus 2025

Penulis



Jaya Perdana Putra

F111 21 144

DAFTAR ISI

HALAMAN PERSETUJUAN.....	i
HALAMAN PERNYATAAN KEASLIAN	ii
HALAMAN MOTTO DAN PERSEMBAHAN.....	iii
KATA PENGANTAR.....	iv
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR TABEL.....	x
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR LAMPIRAN	xiv
DAFTAR NOTASI.....	xv
ABSTRAK	xviii
BAB 1 PENDAHULUAN	I-1
1.1 Latar Belakang	I-1
1.2 Rumusan Masalah	I-2
1.3 Tujuan Penelitian.....	I-2
1.4 Manfaat Penelitian	I-2
1.5 Batasan Masalah.....	I-2
1.6 Sistematika Penulisan.....	I-3
BAB II LOKASI DAN DATA PERENCANAAN.....	II-1
2.1 Lokasi Perencanaan.....	II-1
2.2 Data Perencanaan	II-1
2.2.1. Data hasil penyelidikan tanah	II-2
2.2.2. Data struktur dan denah bangunan.....	II-13
BAB III TINJAUAN PUSTAKA.....	III-1
3.1 Pengertian Tanah	III-1
3.2 Klasifikasi Tanah.....	III-1
3.2.1 Klasifikasi tanah dengan sistem USCS	III-1
3.2.2 Klasifikasi tanah dengan AASHTO	III-3
3.3 Pondasi	III-4
3.4 Macam-macam pondasi	III-5
3.4.1 Pondasi Dangkal.....	III-5
3.4.2 Pondasi Dalam	III-6
3.5 Pondasi Tiang.....	III-7
3.5.1 Macam-macam pondasi tiang	III-8

3.6	Pemodelan Dengan <i>Software</i>	III-11
3.6.1	Perangkat lunak SAP2000.....	III-11
3.6.2	Perangkat lunak <i>AllPile</i>	III-11
3.7	Landasan Teori	III-12
3.7.1	<i>Standard Penetration Test</i> (SPT)	III-12
3.7.2	Koreksi hasil uji penetrasi standar	III-16
3.7.3	Pembebanan	III-17
3.8	Daya Dukung Pondasi Tiang.....	III-27
3.8.1	Kapasitas dukung tiang tunggal berdasarkan data SPT	III-27
3.9	Menentukan Banyak Tiang	III-28
3.10	Efisiensi Daya Dukung Pondasi Kelompok	III-29
3.11	Menentukan Jarak Antar Tiang	III-29
3.12	Perhitungan Daya Dukung Lateral dengan metode brooms	III-30
3.13	Penurunan Pondasi Tiang.....	III-34
3.13.1	Penurunan tiang tunggal.....	III-34
3.13.2	Penurunan tiang kelompok (<i>pile group</i>).....	III-35
3.13.3	Penurunan tiang yang diizinkan	III-36
3.14	Faktor Keamanan	III-36
3.15	Penulangan Pondasi	III-37
3.15.1	Perhitungan tulangan lentur	III-37
3.15.2	Perhitungan tulangan geser	III-37
3.15.3	Penulangan <i>Pile cap</i>	III-37
BAB IV	METODE PENELITIAN	IV-1
4.1	Sistematika Perencanaan	IV-1
4.2	Metode Pengumpulan Data	IV-3
4.3	Studi Literatur	IV-3
4.4	Pemodelan struktur atas bangunan.....	IV-3
4.5	Perhitungan daya dukung pondasi tiang	IV-3
4.6	Metode pemodelan perangkat lunak <i>AllPile</i>	IV-4
BAB V	HASIL DAN PEMBAHASAN	V-1
5.1	Tinjauan Umum.....	V-1
5.2	Korelasi Nilai N-SPT	V-1
5.3	Hasil Analisis Pembebanan Struktur Atas.....	V-3
5.3.1	Analisis beban pada struktur	V-3
5.3.2	<i>Output</i> SAP2000 v.22.....	V-7
5.4	Perhitungan Daya Dukung Aksial Pondasi	V-9

5.4.1	Perhitungan daya dukung tunggal pondasi tiang pancang	V-9
5.4.2	Daya dukung tiang kelompok	V-12
5.5	Perhitungan daya dukung latetal	V-18
5.6.1	Menghitung momen tahanan.....	V-18
5.6.2	Menghitung daya dukung lateral tiang.....	V-19
5.6.3	Menentukan daya dukung lateral kelompok	V-20
5.6.4	Menghitung defleksi tiang akibat beban lateral	V-20
5.6	Perhitungan penurunan pondasi tiang	V-21
5.7.1	Penurunan pondasi tiang tunggal	V-21
5.7.2	Penurunan pondasi tiang kelompok	V-25
5.7	Kontrol aksial untuk satu tiang	V-27
5.8.1	Kontrol pondasi pada kondisi aksial maksimum	V-28
5.8.2	Kontrol pondasi pada kondisi momen maksimum.....	V-28
5.8	Kontrol Pondasi Terhadap Gaya Angkat (<i>Uplift</i>).....	V-29
5.9	Hasil Perhitungan Menggunakan <i>AllPile</i>	V-30
5.10	Penulangan Tiang	V-34
5.11	Penulangan <i>Pile cap</i>	V-39
5.11.1	Perhitungan tulangan pada PC2	V-39
5.11.2	Perhitungan tulangan pada PC4	V-42
5.11.3	Perhitungan tulangan pada PC6	V-47
5.12	Gambar Denah Pondasi dan <i>Pile cap</i>	V-52
5.13	Pembahasan.....	V-54
5.13.1	Hasil analisis daya dukung pondasi	V-54
5.13.2	Hasil analisis penurunan pondasi	V-56
5.13.3	Perencanaan tulangan.....	V-56
5.13.4	Perbedaan hasil desain dan eksisting	V-57
BAB VI PENUTUP		VI-1
6.1	Kesimpulan	VI-1
6.2	Saran.....	VI-1
DAFTAR PUSTAKA		P-1
LAMPIRAN.....		L-1

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Tabel Data Pengujian Uji Penetrasi Standar BH-01	II-3
Tabel 2.2	Data Pengujian Uji Penetrasi Standar (BH-02)	II-4
Tabel 2.3	Data Pengujian Uji Penetrasi Standar (BH-03)	II-5
Tabel 2.4	Deskripsi tanah hasil pengujian SPT	II-6
Tabel 2.5	Deskripsi tanah hasil pengujian SPT	II-7
Tabel 2.6	Deskripsi tanah hasil pengujian SPT	II-9
Tabel 2.7	Hasil Pengujian Laboratorium	II-12
Tabel 3.1	Klasifikasi tanah dasar sistem AASHTO	III-3
Tabel 3.2	Deskripsi Kualitatif Kerapatan Relatif Tanah Pasir (Terzaghi & Peck,	III-13
Tabel 3.3	Nilai Empiris Kepadatan Relatif, Sudut Geser, dan Berat Volume	III-13
Tabel 3.4	Variasi nilai N-SPT dan kohesi tanah lempung (Terzaghi & Peck, 1967)	III-14
Tabel 3.5	Hubungan Jenis Tanah dengan Angka Poisson.....	III-14
Tabel 3.6	Rentang nilai modulus elastisitas pada tanah.	III-15
Tabel 3.7	Hubungan Antara Jenis Tanah dan Sudut Gesek Dalam.....	III-16
Tabel 3.8	Kategori Risiko Bangunan.....	III-18
Tabel 3.9	faktor keutamaan gempa.....	III-21
Tabel 3.10	Klasifikasi Situs.....	III-23
Tabel 3.11	Koefisien F_a	III-24
Tabel 3.12	Koefisien F_v	III-24
Tabel 3.13	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons	III-25
Tabel 3.14	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon	III-25
Tabel 3.15	Nilai n_h untuk tanah granuler	III-31
Tabel 3.16	Nilai n_h untuk tanah kohesif.....	III-31
Tabel 3.17	faktor aman (Reese dan O'Neill, 1989).....	III-36
Tabel 5.1	Nilai koreksi N-SPT	V-2
Tabel 5.2	rekapan kombinasi pembebanan ASD kondisi aksial maksimum ..	V-8
Tabel 5.3	rekapan kombinasi pembebanan LRFD kondisi aksial maksimum.	V-8
Tabel 5.4	Hasil perhitungan daya dukung tunggal tiap kedalaman.....	V-11
Tabel 5.5	Rekap perhitungan jumlah kolom.....	V-12

Tabel 5.6	Jumlah dan Koordinat Tiang Pancang	V-28
Tabel 5.7	Hasil analisis <i>AllPile</i> tiang tunggal.....	V-34
Tabel 5.8	Rekap hasil analisis tiang kelompok tipe PC2.....	V-34
Tabel 5.9	Rekap hasil analisis tiang kelompok tipe PC4.....	V-34
Tabel 5.10	Rekap hasil analisis tiang kelompok tipe PC6.....	V-34
Tabel 5.11	Rekapan perhitungan daya dukung.....	V-55
Tabel 5.12	Hasil Perhitungan Penurunan Pada Pondasi	V-56

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Lokasi Proyek Pembangunan Gedung Rumah Sakit Anutapura Palu	II-1
Gambar 2.2	Titik pelaksanaan pengujian SPT.....	II-2
Gambar 2.3	Denah Pondasi Rumah Sakit Anutapura.....	II-13
Gambar 3.1	Klasifikasi tanah berdasarkan USCS	III-2
Gambar 3.2	Pondasi dangkal.....	III-6
Gambar 3.3	Pondasi dalam.....	III-7
Gambar 3.4	Tiang kayu	III-8
Gambar 3.5	Tiang beton pracetak.....	III-9
Gambar 3.6	Tiang Standar Raimond	III-9
Gambar 3.7	Tiang Franki.....	III-10
Gambar 3.8	Tampang Melintang baja profil.....	III-10
Gambar 3.9	Skema pengujian uji penetrasi standar	III-12
Gambar 3.10	Peta MCEr (Ss).....	III-22
Gambar 3.11	Peta MCEr (S1).....	III-22
Gambar 3.12	Respon Spektrum.....	III-26
Gambar 3.13	Tiang pendek.....	III-32
Gambar 3.14	Tiang Panjang	III-33
Gambar 3.15	Grafik nilai tahanan lateral tiang pendek.....	III-33
Gambar 3.16	Grafik nilai tahanan lateral tiang panjang.....	III-34
Gambar 4.1	Bagan alir perencanaan pondasi tiang pancang.....	IV-2
Gambar 4.2	pemilihan tipe pondasi.....	IV-4
Gambar 4.3	<i>pile profile</i> (kedalaman dan kemiringan pondasi)	IV-5
Gambar 4.4	<i>Pile Properties</i>	IV-5
Gambar 4.5	<i>Pile Property Table</i>	IV-6
Gambar 4.6	Load and Group	IV-6
Gambar 4.7	Parameter tanah	IV-7
Gambar 4.8	<i>Soil propeties table</i>	IV-7
Gambar 4.9	<i>Input Safety Factor</i>	IV-8
Gambar 5.1	Grafik Respon Spektrum	V-6
Gambar 5.2	pemodelan struktur bangunan 3D.....	V-7

Gambar 5.3	Titik tinjauan.....	V-8
Gambar 5.4	Grafik N_{60} pondasi tiang	V-9
Gambar 5.5	posisi tiang pancang.....	V-28
Gambar 5.6	Analisis <i>singel pile</i>	V-30
Gambar 5.7	Hasil Report <i>AllPile</i> PC2	V-31
Gambar 5.8	Hasil report <i>AllPile</i> PC4	V-32
Gambar 5.12	Hasil report <i>AllPile</i> PC6	V-33
Gambar 5.10	Diagram interaksi M-P	V-38
Gambar 5.11	rencana dimensi pile cap 2 tiang	V-40
Gambar 5.12	rencana dimensi pile cap 4 tiang.....	V-43
Gambar 5.13	rencana dimensi pile cap 6 tiang.....	V-47
Gambar 5.14	denah pondasi dan <i>pile cap</i>	V-53

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1	Rekap Hasil Bor dan SPT pada BH-01	L-1
Lampiran 2	Rekap Hasil Bor dan SPT pada BH-02	L-2
Lampiran 3	Rekap Hasil Bor dan SPT pada BH-03	L-3
Lampiran 4	Joint Reactions hasil analisis SAP2000 v22	L-4
Lampiran 5	Rekap Hasil Pengujian Laboratorium	L-6
Lampiran 6	Denah Kolom Lantai Dasar	L-7
Lampiran 7	Denah Kolom Lantai 1	L-8
Lampiran 8	Denah Kolom Lantai 2	L-9
Lampiran 9	Denah Kolom Lantai 3	L-10
Lampiran 10	Denah Kolom Lantai 4	L-11
Lampiran 11	Denah Kolom Lantai Dak	L-12

DAFTAR NOTASI

Simbol / Singkatan	Arti Keterangan
α	Adhesi Empiris
Ap	Luas Penampang
As	Luas Selimut dinding Tiang
Bg	Lebar Kelompok Tiang
BH	<i>BoreHole</i>
c	Kohesi
Cd	Faktor Amplifikasi Defleksi
Cf	Koefisien gaya
Cs	Konstanta Empiris
Cu	Kohesi <i>Undrained</i>
Dr	Kepadatan Relatif
d	Diameter Tiang
D	Diameter Tiang
DL	Beban Mati (<i>Dead Load</i>)
e	Panjang ujung tiang bebas sampai permukaan tanah
E	Modulus Elastisitas
Ef	Efisiensi yang terukur
Ep	Moudulus Elastisitas Tiang
Fs	hambatan Pelekat
F	Koefisien Situs
Fy	Tegangan Leleh Minimum
Fc'	Mutu Beton
Fy	Mutu Baja
Gs	Berat Jenis
Hu	Daya dukung Lateral Tiang
Ie	Faktor Keutamaan Gempa
Ip	Momen Inersia Tiang
K	Modulus Tanah
Kd	Faktor Arah Angin

K_h	Modulus Reaksi <i>Subgrade</i>
K_p	Koefisien Tekanan Tanah Pasif
K_s	Modulus <i>subgrade</i> Tanah Horizontal
L	Kedalaman Pondasi/Panjang Tiang
z	Tebal Lapisan Tanah
LL	Beban Hidup (<i>Live Load</i>)
d_t	diameter tulangan
s_t	spasi tulangan
d'	Tinggi Efektif Penampang
n_t	Jumlah Tulangan
m	Jumlah Arah Vertikal
S_s	Spasi Tulangan Spiral
M_{max}	Momen Maksimum
M_u	Momen <i>Ultimate</i>
n'	Jumlah Tiang dalam satu baris
n	Jumlah Baris Tiang
m	Jumlah Kolom tiang
E_g	Efisiensi Kelompok
n_h	Koefisien Modulus Variasi
N_p	Jumlah Tiang
N_{60}	Efisiensi 60%
ρ	Rasio Tulangan
P_u	Gaya Aksial
Q_{all}	Kapasitas Dukung izin <i>uplift</i>
Q_{ult}	Kapasitas Dukung Ultimate Tiang
Q_p	Daya Dukung Ujung Tiang
Q_s	Daya Dukung Selimut Tiang
Q_{tk}	Kapasitas Izin Kelompok
Q_{ult}	Daya Dukung Ultimit
Q_v	Beban Vertikal
Q_{wp}	Beban yang diterima ujung tiang
Q_{ws}	Beban yang diterima selimut Tiang

Qytd	Beban yang terjadi
R	Faktor Kekakuan Relatif
R	Koefisien Respons Modifikasi
Rn	Koefisien tahanan
RSA	<i>Respons Spectrum Analysis</i>
S	Jarak as Tiang
s	Jarak Tiang ke Tepi <i>Pile cap</i>
SC	Tanah Keras
SD	Tanah sedang
SE	Tanah Lunak
SF	Faktor Keamanan
Sg	Penurunan Kelompok Tiang
St	Penurunan Tiang Tunggal
S ₁	Penurunan Elastis Tiang
S ₂	Penurunan Akibat pada Ujung Tiang
S ₃	Penurunan akibat beban yang Tersalurkan
T	Faktor Kekakuan
T _u	<i>uplift force</i>
μ	<i>Poisson Ratio</i>
V _c	Gaya Geser Beton
V _u	Gaya Geser <i>Ultimate Beton</i>
γ _{beton}	Berat Isi Beton
φ	Sudut Gesek
s	Selimut beton
π	Pi
Φ	Faktor Reduksi
Ω _o	Faktor Kuat Lebih
y _o	Defleksi Tiang
L _x	Lebar Arah x
L _y	Lebar Arah y

ALTERNATIF PERENCANAAN PONDASI TIANG PANCANG PADA PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SAKIT ANUTAPURA PALU

Jaya Perdana Putra, Sukiman Nurdin, Harun Mallisa

ABSTRAK

Pembangunan gedung rumah sakit anutapura Palu perlu pondasi yang mampu mendistribusikan beban yang diterima secara stabil dan aman, berdasarkan lokasi gedung berada pada wilayah yang rawan terjadi gempa dikarenakan memiliki kondisi tanah yang beragam. Penelitian ini dilakukan dengan tujuan untuk merencanakan alternatif pondasi tiang pancang pracetak dengan kedalaman 25 meter dan diameter 0,5 meter, sebagai alternatif pondasi tiang bor pada perencanaan sebelumnya. Analisis pondasi ini menggunakan dua metode seperti metode Meyerhof untuk mencari daya dukung aksial pondasi dan metode Broms untuk mencari daya dukung lateral. Perhitungan penurunan dilakukan dengan menggunakan metode semi-empiris dan menggunakan perangkat lunak AllPile, sedangkan untuk mendesain tulangan pondasi menggunakan perangkat lunak SpColumn. Hasil dari analisis yang telah dilakukan menunjukkan bahwa tiang tunggal tidak dapat memenuhi syarat daya dukung pondasi, sehingga perlu menggunakan tiang kelompok. Tiga jenis tiang kelompok yang direncanakan berupa PC2, PC4, dan PC6. Kemudian dari hasil perhitungan menunjukkan bahwa daya dukung tiang kelompok dapat memenuhi syarat dengan nilai terbesar pada tiang kelompok tipe PC6, hasil ini diperoleh dari perhitungan manual dan simulasi perangkat lunak. Penurunan yang terjadi pada ketiga tipe pondasi masih berada dibawah batas izin yaitu <15 cm, dengan nilai terbesar yang didapat dengan perhitungan manual adalah 8,629 cm dan analisis yang memakai perangkat lunak AllPile adalah 0.409 cm. Penulangan pondasi yang didapatkan dari perangkat lunak SpColumn untuk tulangan longitudinal adalah 14D19 dan untuk tulangan spiral adalah D10-50 mm. Maka dari itu, pondasi tiang pancang pracetak dengan diameter 0,5 meter pada kedalaman 25 meter dapat dinyatakan layak sebagai alternatif dari pondasi tiang bor pada pembangunan gedung rumah sakit anutapura Palu.

Kata Kunci: Tiang, Pancang, Meyerhof, Penurunan, Allpile, SpColumn.

ABSTRACT

The construction of the Palu anutapura hospital building needs a foundation that is able to distribute the received load stably and safely, based on the location of the building in an area prone to earthquakes because it has diverse soil conditions. This research was carried out with the aim of planning an alternative precast pile foundation with a depth of 25 meters and a diameter of 0.5 meters, as an alternative to a drilled pile foundation in the previous planning. This foundation analysis uses two methods such as the Meyerhof method to find the axial bearing capacity of the foundation and the Broms method to find the lateral bearing capacity. The subsidence calculation was carried out using a semi-empirical method and using AllPile software, while to design the foundation reinforcement using SpColumn software. The results of the analysis that have been carried out show that single poles cannot meet the requirements for the carrying capacity of the foundation, so it is necessary to use group poles. The three types of group poles are planned in the form of PC2, PC4, and PC6. Then from the calculation results show that the carrying capacity of the group pole can qualify with the greatest value on the PC6 type group pole, this result is obtained from manual calculations and software simulations. The decrease that occurred in the three types of foundations was still below the permit limit of <15 cm, with the largest value obtained by manual calculation being 8.629 cm and analysis using AllPile software was 0.409 cm. The foundation repetition obtained from the SpColumn software for longitudinal reinforcement is 14D19 and for spiral reinforcement is D10-50 mm. Therefore, a precast pile foundation with a diameter of 0.5 meters at a depth of 25 meters can be declared feasible as an alternative to the bored pile foundation in the construction of the Anutapura Palu hospital building.

Keywords: Pile, Driven, Meyerhof, Sattlement, Allpile, SpColumn.

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pembangunan infrastruktur merupakan salah satu indikator kemajuan suatu wilayah, terutama dalam bidang layanan publik seperti kesehatan. Pembangunan Gedung Rumah Sakit Anutapura di Kota Palu mencerminkan kebutuhan akan sarana infrastruktur yang modern dikawasan pusat kota. Gedung ini dirancang untuk menampung berbagai aktivitas dengan beban struktural yang besar, sehingga diperlukan sistem pondasi yang mampu mendistribusikan beban secara aman dan stabil. Mengingat Indonesia memiliki kondisi tanah yang bervariasi di setiap wilayah, maka pendekatan pendekatan terhadap desain pondasi harus disesuaikan dengan karakteristik tanah setempat. Tantangan ini menjadi lebih rumit di kawasan rawan gempa, seperti Kota Palu yang terletak di sepanjang sesar Palu-Koro. Oleh karena itu perencanaan pondasi diwilayah tersebut harus dirancang mampu mengakomodasi beban lateral yang diakibatkan oleh aktivitas seismik.

Pada pembangunan suatu struktur gedung bertingkat, penting untuk memperhatikan bahwa bangunan terdiri dari Struktur atas (*upperstructure*) dan Struktur bawah (*Substructure*). Struktur atas terdiri dari kolom, balok, plat serta atap dan struktur bawaah pada bangunan adalah pondasi. Pondasi merupakan komponen struktural terpenting didalam sebuah konsturksi bangunan. Pondasi memiliki fungsi untuk meneruskan beban dari struktur atas bangunan (*upperstructure*) ke lapisan tanah yang berada dibawahnya. karena pondasi sebagai elemen dasar dari suatu bangunan yang berada pada bagian terbawah, maka pondasi harus mampu memastikan kestabilan dari suatu bangunan akibat beban yang bekerja.

Keberadaan pondasi pada konstruksi bangunan sangat penting dan perlu mendapatkan perhatian ekstra, karena merupakan salah satu tahapan penting dalam perencanaan sebuah konstruksi bangunan yang harus mampu menopang konstruksi di atasnya serta berat pondasi itu sendiri. Banyak kegagalan konstruksi bangunan yang disebabkan oleh perencanaan pondasi yang kurang baik. Selain itu, kondisi tanah juga sangat mempengaruhi kekuatan pondasi.

Melihat dari fungsi Gedung Rumah Sakit Anutapura Palu yang digunakan sebagai fasilitas kesehatan yang vital, keamanan struktural menjadi prioritas utama dalam perencanaan pondasi. Oleh karena itu penulis tertarik untuk merencanakan tiang pancang sebagai alternatif pondasi. Berdasarkan alasan di atas, penulis menyusun penelitian dengan judul **“Alternatif Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Pada Pembangunan Gedung Rumah Sakit Anutapura Palu”**.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian pada pendahuluan diatas dapat dirumuskan permasalahan sebagai berikut :

1. Bagaimana menghitung daya dukung pada pondasi tiang pancang menggunakan metode Meyerhof dan perangkat lunak *AllPile*
2. Bagaimana menghitung penurunan dan penulangan yang digunakan pada pondasi tiang pancang.

1.3 Tujuan Penelitian

Tujuan dari penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Untuk menghitung daya dukung pada pondasi tiang pancang dengan metode Meyerhof dan menggunakan perangkat lunak *AllPile*.
2. Untuk mengetahui penurunan dan penulangan yang akan di gunakan pada pondasi tiang pancang.

1.4 Manfaat Penelitian

1. Memberikan wawasan tambahan tentang perencanaan pondasi tiang pancang, khususnya pada bangunan bertingkat di kondisi tanah seeperti Kota Palu.
2. Penelitian ini dapat menjadi rujukan bagi mahasiswa atau penelitian lain yang sedang melakukan kajian serupa dibidang teknik sipil.
3. Memberikan alternatif perencanaan pondasi lain yang dapat dipertimbangkan dalam Pembangunan Gedung Rumah Sakit Anutapura Palu.

1.5 Batasan Masalah

Batasan masalah pada tugas akhir ini adalah:

1. Aspek yang ditinjau pada perencanaan adalah perhitungan dimensi pondasi, daya dukung pondasi, penurunan serta lama penurunan yang terjadi.
2. Penggunaan *Software* SAP2000 hanya untuk memodelkan pembebanan pada struktur atas gedung.

3. Perhitungan daya dukung dan penurunan menggunakan bantuan perangkat lunak *AllPile*.
4. Pondasi yang di pakai adalah pondasi tiang pancang beton yang sudah d cetak sebelumnya (pracetak) dengan diameter 0,5 m dan kedalaman yang direncanakan mencapai 25 meter.
5. Semua lingkup pada analisis perencanaan tidak mempertimbangkan biaya.
6. Pada penelitian ini tidak membahas mengenai metode pekerjaan yang ada dilapangan.
7. Perhitungan tulangan lentur pada pondasi tiang pancang menggunakan bantuan perangkat lunak SpColumn.
8. Data gempa yang digunakan diperoleh dari web RSA.CIPTA KARYA.
9. Perencanaan ketahanan gempa sesuai dengan SNI 1726:2019 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan.

1.6 Sistematika Penulisan

Agar mempermudah dalam penyusunan Tugas Akhir ini, oleh karena itu penulis menyusun laporan dengan sistematika sebagai berikut:

BAB 1 PENDAHULUAN

Uraian latar belakang, rumusan masalah, batasan batasan masalah, tujuan penulisan, dan sistematika penulisan.

BAB II LOKASI DAN DATA PERENCANAAN

Berisikan lokasi perencanaan dan data-data perencanaan yang di gunakan dalam perencanaan pondasi tiang pancang.

BAB III TINJAUAN PUSTAKA

Berisikan teori-teori umum yang digunakan dalam perencanaan tiang pancang.

BAB IV METODE PERENCANAAN

Menjelaskan tentang langkah-langkah dalam proses perencanaan pondasi tiang pancang.

BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN

Bab ini berisi hasil perbandingan daya dukung pondasi serta hasil dari perhitungan dimensi pondasi yang aman berdasarkan beban aksial yang bekerja pada gedung.

BAB VI PENUTUP

Menguraikan tentang kesimpulan dari hasil perhitungan dan analisa yang telah dilakukan oleh penyusun.

BAB II

LOKASI DAN DATA PERENCANAAN

2.1 Lokasi Perencanaan

Lokasi pembangunan Gedung Rumah Sakit Anutapura Palu terletak di Jalan Kangkung No.1, yang termasuk didalam wilayah administratif Kelurahan Donggala Kodi, Kecamatan Palu Barat, Kota Palu, Provinsi Sulawesi Tengah. Kawasan ini merupakan bagian dari pusat layanan kesehatan di wilayah barat Kota Palu, yang strategis dan mudah diakses oleh masyarakat sekitar.



Gambar 2.1 Lokasi Proyek Pembangunan Gedung Rumah Sakit Anutapura Palu

Sumber : Google Earth 2024

2.2 Data Perencanaan

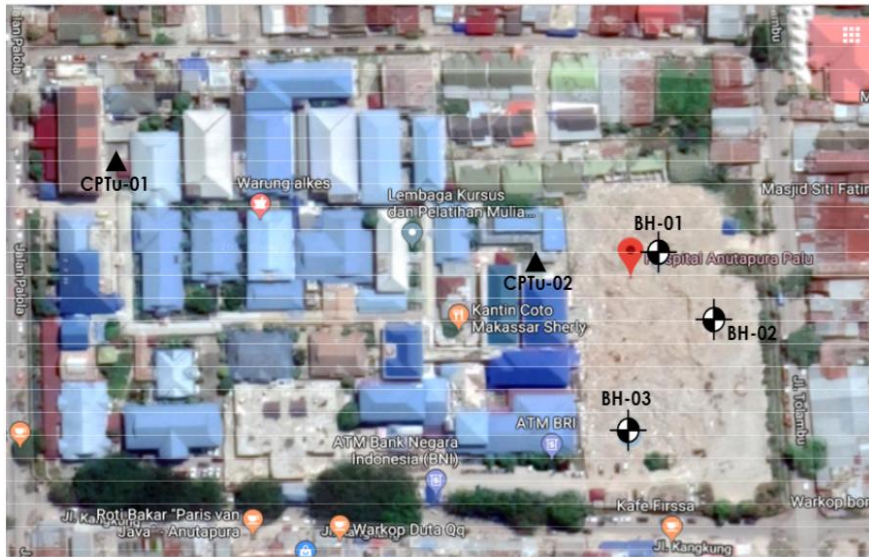
Dalam perencanaan pondasi Gedung Rumah Sakit Anutapura Palu, digunakan data sekunder yang diperoleh dari instansi terkait, yaitu Geotechnical Engineering Consultant. Data ini merupakan hasil studi geoteknik yang membuat berbagai parameter penting untuk analisis tanah. Parameter yang disediakan mencakup berat isi tanah (γ), berat jenis tanah (G_s), batas cair (LL), batas plastis (PL), serta parameter kuat geser tanah seperti kohesi (c) dan sudut gesek dalam (ϕ).

2.2.1. Data hasil penyelidikan tanah

Data tanah berguna untuk memberikan informasi tentang kondisi lapisan tanah. Pada pembangunan Rumah Sakit Anutapura Palu ini terdapat dua data penyelidikan tanah yang diperoleh yaitu, data penyelidikan lapangan dan data penyelidikan laboratorium.

1. Penyelidikan Lapangan

Pengujian lapangan yang dilakukan yaitu pengujian SPT. Investigasi lapangan meliputi uji pemboran inti SPT (Standar Penetration Test) sebanyak 3 titik, dapat dilihat pada **Gambar 2.2**.

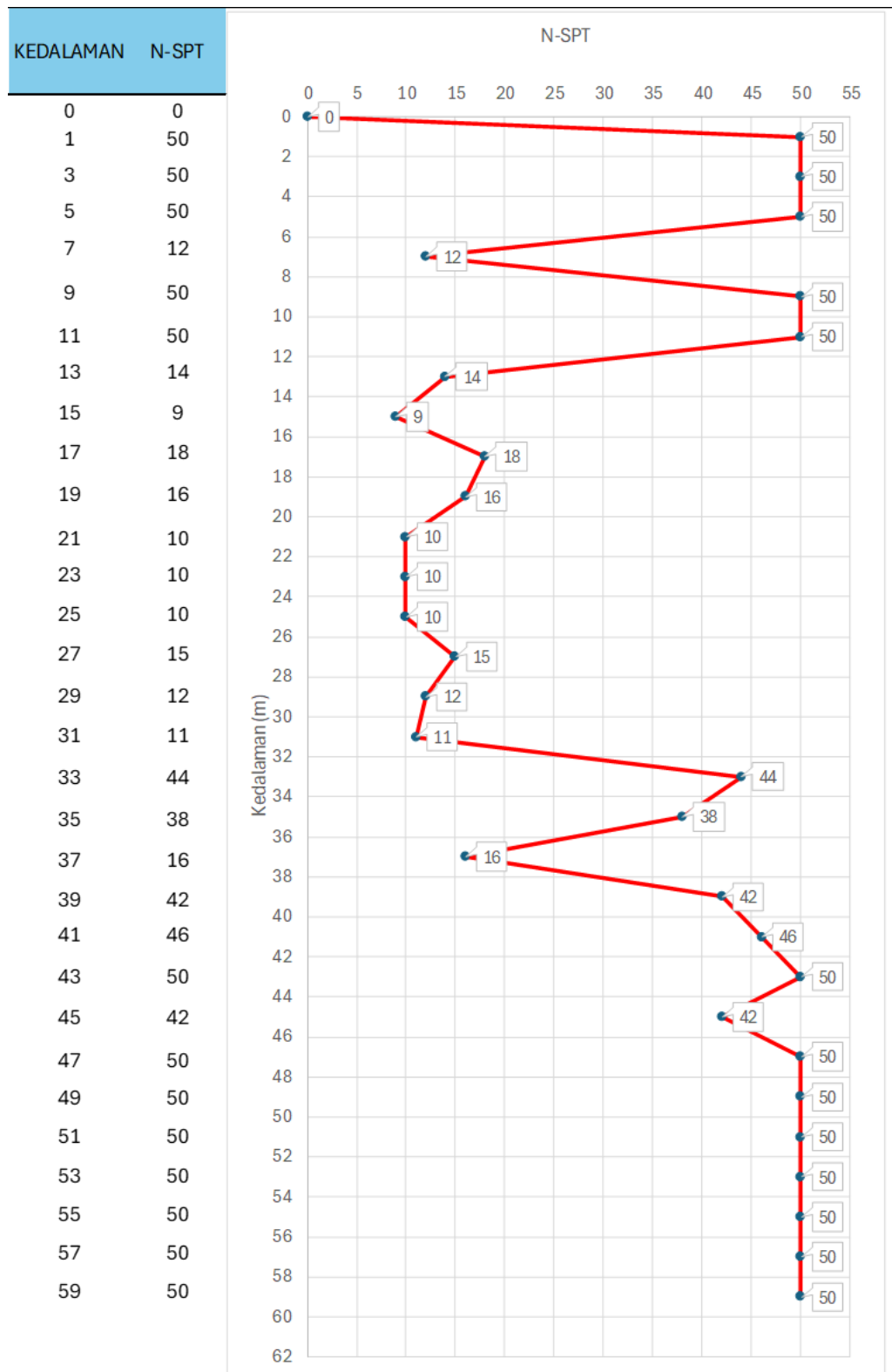


Gambar 2.2 Titik pelaksanaan pengujian SPT

Sumber : *Geotechnical Engineering Consultant*

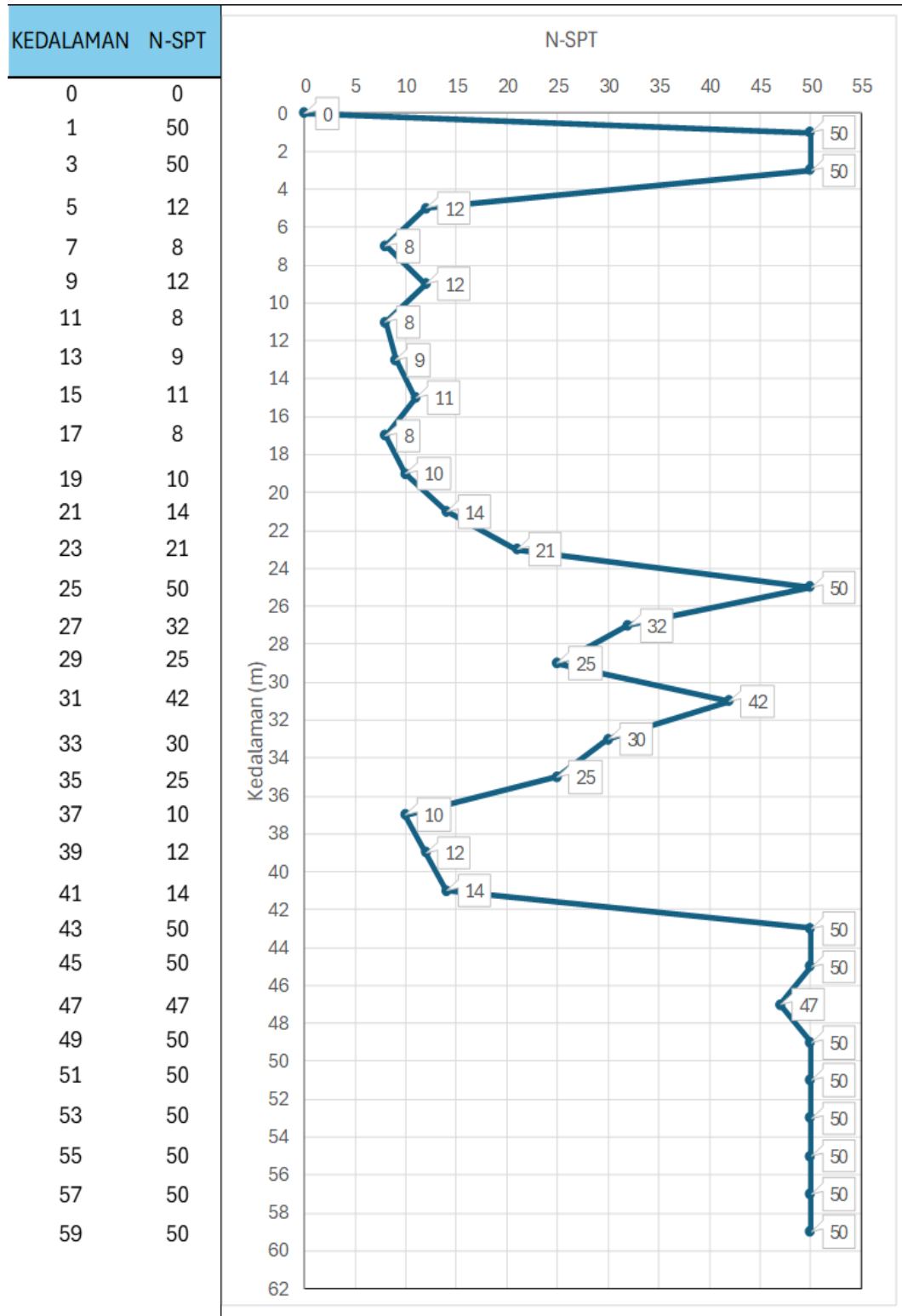
Melalui pengujian *Standard Penetration Test* (SPT) yang dilakukan di lokasi proyek, diperoleh data mengenai kedalaman lapisan tanah keras yang menjadi acuan penting dalam perencanaan pondasi. Pengujian ini juga memberikan gambaran tentang klasifikasi daya dukung tanah pada setiap kedalaman, yang menunjukkan seberapa kuat tanah dalam menahan beban bangunan. Informasi ini sangat membantu dalam menentukan jenis pondasi yang paling sesuai, serta memastikan bahwa pondasi yang dibangun di atas lapisan tanah yang stabil dan mampu mendukung struktur secara optimal. Selain itu, data dari hasil pengujian SPT juga berfungsi sebagai dasar dalam evaluasi risiko penurunan tanah dan kestabilan struktur secara keseluruhan. Berikut rekap hasil pengujian SPT :

Tabel 2.1 Tabel Data Pengujian Uji Penetrasi Standar BH-01



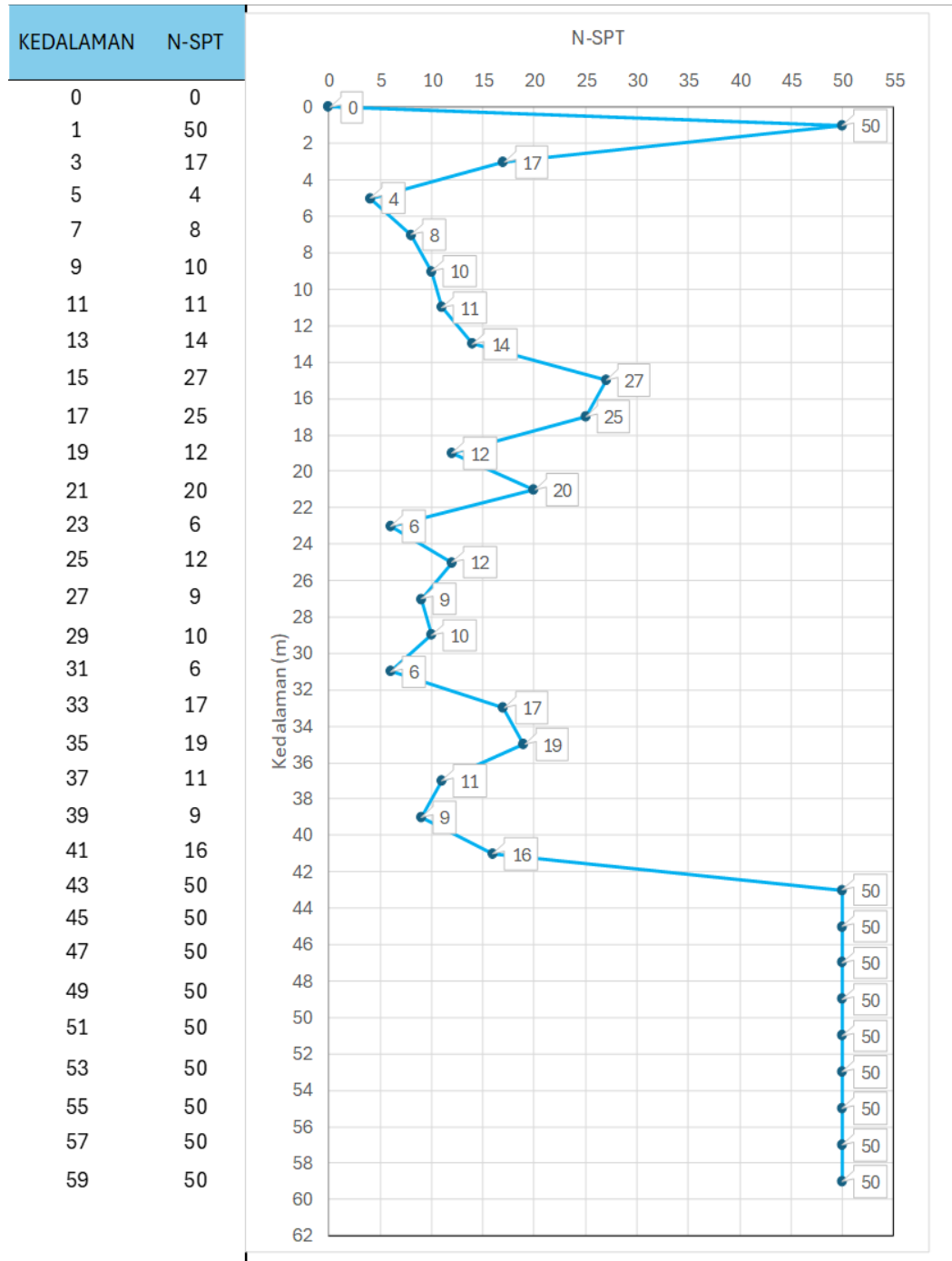
Sumber : Geotechnical Engineering Consultant

Tabel 2.2 Data Pengujian Uji Penetrasi Standar (BH-02)



Sumber : Geotechnical Engineering Consultant

Tabel 2.3 Data Pengujian Uji Penetrasi Standar (BH-03)



Sumber : Geotechnical Engineering Consultant

Tabel 2.4 Deskripsi tanah hasil pengujian SPT

Bore Hole	Kedalaman	Deskripsi Tanah	NSPT (Blows/ 30 cm)
BH 01	0,00 - 5,50	-	0
	5,50 - 6,00	lanau lempung, berwarna abu-abu	0
	6,00 - 9,00	pasir , coklat muda, kepadatan relatif sedang	12
	9,00 - 9,50	Lanau berlempung, dengan sedikit pasir, abu-abu, konsistensi keras	50
	9,50 - 12,00	Pasir berlanau, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	12,00 - 14,00	Pasir berlanau, coklat muda, kepadatan relatif sedang	14
	14,00 - 18,00	Pasir, abu-abu muda, kepadatan relatif lepas hingga sedang	18
	18,00 - 19,50	Lempung berlanau, coklat muda, konsistensi sangat kaku	16
	19,50 - 22,00	Lanau berpasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sedang	10
	22,00 - 24,50	Lanau berlempung, coklat gelap, konsistensi kaku	10
	24,50 - 25,50	Pasir berdebu, coklat kehijauan, kepadatan relatif sedang	10

Tabel 2.4 Deskripsi tanah hasil SPT (Lanjutan)

Bore Hole	Kedalaman	Deskripsi Tanah	NSPT (Blows/ 30 cm)
BH 01	25,50 - 30,00	Pasir berdebu, coklat gelap, kepadatan relatif sedang	15
	30,00 - 31,50	Pasir, coklat gelap, kepadatan relatif sedang	11
	31,50 - 35,50	Pasir berkerikil, coklat gelap, kepadatan relatif padat	44
	35,50 - 36,00	Pasir, coklat gelap	38
	36,00 - 42,00	Pasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sedang hingga padat	46
	42,00 - 49,00	Pasir berkerikil, abu-abu gelap, kepadatan relatif padat hingga sangat padat	50
	49,00 - 53,00	Pasir berlanau, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	53,00 - 60,00	Pasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50

Sumber : *Geotechnical Engineering Consultant*

Tabel 2.5 Deskripsi tanah hasil pengujian SPT

Bore Hole	Kedalaman	Deskripsi Tanah	NSPT (Blows/ 30 cm)
	0,00 - 5,50	-	-
BH 02	5,50 - 6,00	Lanau berpasir, coklat muda, kepadatan relatif sedang	12
	6,00 - 8,5	Pasir berlanau, abu-abu muda, kepadatan relatif lepas	8

Tabel 2.5 Deskripsi tanah hasil pengujian SPT (Lanjutan)

Bore Hole	Kedalaman	Deskripsi Tanah	NSPT (Blows/ 30 cm)
BH 02	8,50 - 9,50	Pasir berlanau, coklat, kepadatan relatif sedang	12
	9,50 - 14,50	Lempung berlanau, abu-abu, konsistensi sedang hingga kaku	9
	14,50 - 16,00	Lanau berpasir, abu-abu muda, kepadatan relatif sedang	11
	16,00 - 23,00	Lempung berlanau, abu-abu muda hingga coklat gelap, konsistensi sedang hingga kaku	14
	23,00 - 24,00	Lempung berlanau, abu-abu, konsistensi sangat kaku	21
	24,00 - 25,50	Pasir, abu-abu, kepadatan relatif padat	50
	25,50 - 28,00	Lanau berlempung, abu-abu gelap, konsistensi keras	32
	28,00 - 29,50	Pasir berlanau, abu-abu gelap, kepadatan relatif sedang	25
	29,50 - 32,00	Pasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif padat	42
	32,00 - 34,00	Lanau berlempung, coklat gelap, konsistensi keras	30
	34,00 - 35,50	Pasir berlanau, abu-abu gelap, kepadatan relatif sedang	25
	35,50 - 39,50	Lempung berlanau, coklat gelap, konsistensi kaku	12
	39,50 - 43,50	Pasir berlanau, abu-abu gelap, kepadatan relatif sedang hingga sangat padat	50

Tabel 2.5 Deskripsi tanah hasil pengujian SPT (Lanjutan)

Bore Hole	Kedalaman	Deskripsi Tanah	NSPT (Blows/ 30 cm)
BH 02	39,50 - 43,50	Pasir berlanau, abu-abu gelap, kepadatan relatif sedang hingga sangat padat	50
	43,50 - 46,00	Pasir berkerikil, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	46,00 - 50,50	Lanau berpasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	50,50 - 52,00	Pasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	52,00 - 57,50	Lanau berpasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	57,50 - 60,00	Pasir berkerikil, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50

Sumber : *Geotechnical Engineering Consultant*

Tabel 2.6 Deskripsi tanah hasil pengujian SPT

Bore Hole	Kedalaman	Deskripsi Tanah	NSPT (Blows/ 30 cm)
BH 03	0,00 – 2,00	building debris	0
	2,00 – 3,00	lanau berpasir, coklat muda	0
	3,00 – 4,50	Lempung berlanau, abu-abu, konsistensi sangat kaku	17
	4,50 – 6,50	Lanau berpasir, abu-abu, kepadatan relatif lepas	4
	6,50 – 8,5	Lempung berlanau, abu-abu, konsistensi sedang	8
	8,50 – 10,5	Lempung berlanau, coklat muda, konsistensi kaku	10

Tabel 2.6 Deskripsi tanah hasil pengujian SPT (Lanjutan)

Bore Hole	Kedalaman	Deskripsi Tanah	NSPT (Blows/ 30 cm)
BH 03	10,50 - 13,00	Lempung berlanau, coklat muda, konsistensi kaku	11
	13,00 - 15,00	Pasir, abu-abu, kepadatan relatif sedang	14
	15,00 - 18,50	Lempung berlanau, coklat muda, konsistensi sangat kaku	25
	18,50 - 20,50	Pasir, coklat muda, kepadatan relatif sedang	12
	20,50 - 26,00	Lempung berlanau, abu-abu muda, konsistensi sedang hingga sangat kaku	20
	26,00 - 29,00	Lempung berpasir, abu-abu gelap, konsistensi kaku	9
	29,00 - 30,50	Lanau berpasir, abu-abu gelap, konsistensi kaku	10
	30,50 - 33,00	Pasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif lepas	6
	33,00 - 37,50	Lanau berpasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sedang	19
	37,50 - 39,00	Pasir, abu-abu gelap	9
	39,00 - 41,50	Lanau berpasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif lepas hingga sedang	16
	41,50 - 43,00	Pasir berkerikil, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	43,00 - 45,00	Lanau berpasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	45,00 - 47,00	Pasir berkerikil, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	47,00 - 49,00	Lanau berpasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	49,00 - 51,00	Pasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50

Tabel 2.6 Deskripsi tanah hasil pengujian SPT (Lanjutan)

Bore Hole	Kedalaman	Deskripsi Tanah	NSPT (Blows/ 30 cm)
BH-03	51,00 - 53,00	Pasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	53,00 - 55,00	Pasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	55,00 - 57,00	Pasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	57,00 - 60,00	Pasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50

Sumber : *Geotechnical Engineering Consultant*

2. Hasil Penyelidikan Laboratorium

Pengujian laboratorium tanah bertujuan untuk memperoleh parameter tanah, meliputi kadar air (w), berat isi (γ), berat jenis (G_s), batas cair, batas plastis, indeks plastisitas, serta kuat geser tanah (c dan ϕ). Sampel uji diambil dari tiga titik lokasi pengeboran inti dan SPT, dengan sampel pada titik bor BH-02 dijadikan acuan dalam perencanaan pondasi. Rekapitulasi hasil pengujian laboratorium disajikan pada **Tabel 2.7** pada halaman berikutnya.

Tabel 2.7 Hasil Pengujian Laboratorium

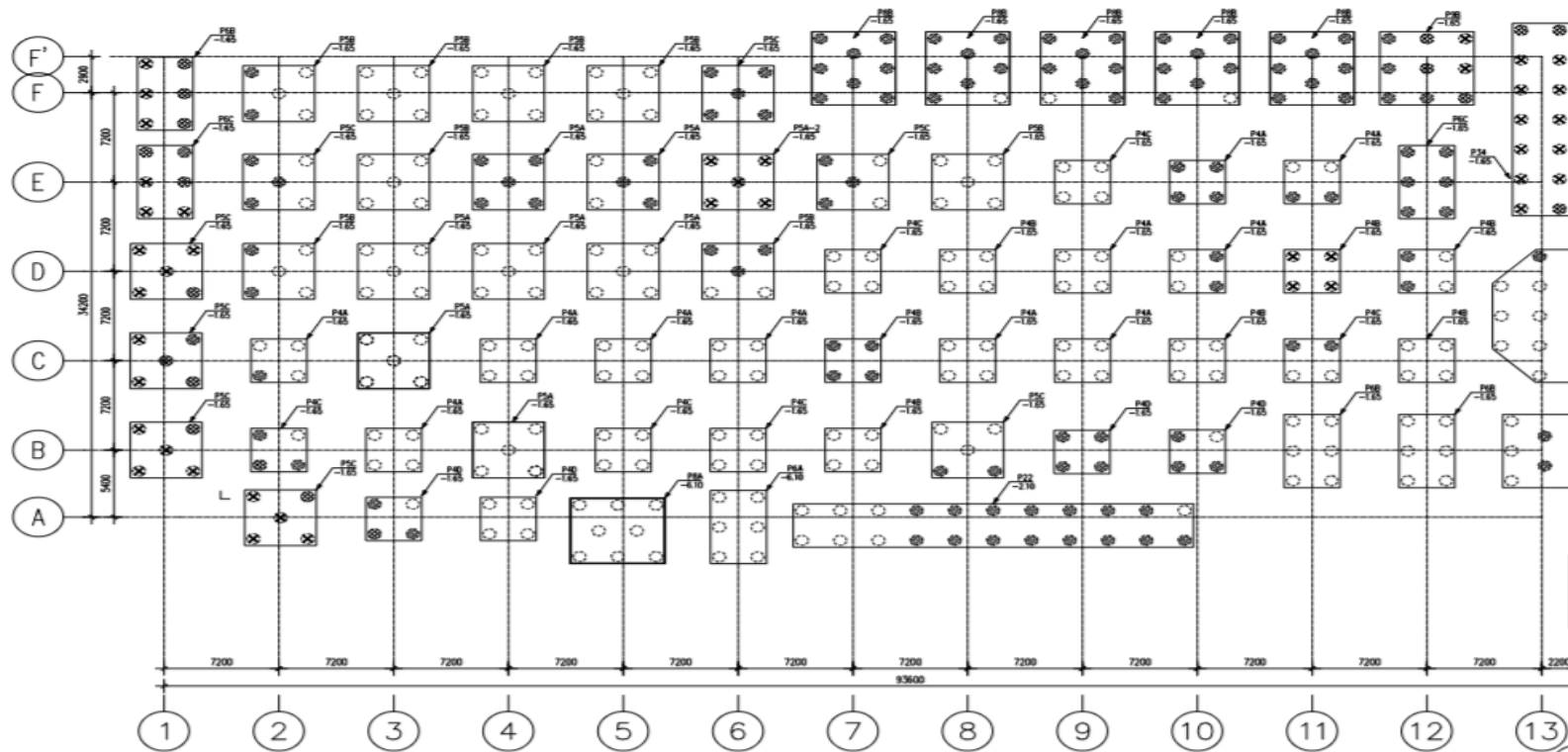
Sample No.	01	02	03	04	05	06
Borehole No.	BH 01		BH02		BH03	
Depth, m	5.00 - 5.50	14.50 - 15.00	6.50 - 7.00	16.50 - 17.00	4.00 - 4.50	18.00 - 18.50
Specific gravity, Gs	2.75	2.77	2.73	2.7	2.7	2.83
Liquid Limit (LL)	41.83	39.05	32.08	33.46	43.37	37.71
Plastic Limit (PL)	25.75	20.98	23.47	23.73	19.86	22.99
Index Plasticity (IP)	16.08	18.07	8.61	9.73	23.52	14.73
Wet Density, gr/cm ³	1.88	1.93	1.99	1.9	1.86	1.97
Dry Density, gr/cm ³	1.44	1.52	1.59	1.46	1.36	1.6
Natural Water Content, %	29.79	26.49	25.99	28.28	27.25	21.93
Void Ratio	0.91	0.82	0.71	0.85	0.99	0.77
Unified Soil Description - USCS Classification	CL	CL	CL	CL	CL	CL
Visual soil description	Silty clay, grey	Sand, light grey	Silty sand, light grey	Silty sand, light grey	Silty clay, grey	Silty clay, light brown
Grain Size	Gravel, %	0	0	0.61	0	0
	Coarse Sand, %	0.43	0.07	1.86	0.65	1.5
	Medium Sand, %	2.23	0.94	0.96	3.62	1.61
	Fine Sand, %	9.01	11.93	6.01	14.26	2.51
	Silt, %	60.28	67.95	68.06	57.05	77.4
Shear Strength Test	Clay, %	27.82	19.1	22.5	24.42	16.99
	Cohesion (kg/cm ²)	0.28	0.24	0.05	0.33	0.65
	Angle of Int.	8.2	10.8	5.7	7.5	20
	Friction (deg)					

Sumber : *Geotechnical Engineering Consultant*

2.2.2. Data struktur dan denah bangunan

1. Denah Pondasi

Gedung ini Denah pondasi dan bangunan secara keseluruhan dapat dilihat pada **Gambar 2.3**.



Gambar 2.3 Denah Pondasi Rumah Sakit Anutapura

Sumber : PT ADHI KARYA (PERSERO), Tbk

2. Data Teknis Material Bangunan

Gedung Anutapura Medical Center RSUD Anutapura Palu dalam perencanaannya terdiri dari 4 (empat) lantai dengan 1 (satu) lantai yang berfungsi sebagai tempat parkir kendaraan. Berikut data teknis material bangunan gedung Rumah Sakit Anutapura Palu.

- a. Mutu Beton (f_c') = 30 Mpa
- b. Mutu Baja (f_y) = BJTS 420B
- c. Tebal pelat lantai = 120 mm

Data pondasi tiang bor pada pembangunan gedung Rumah Sakit Anutapura Palu adalah sebagai berikut :

- a. Mutu beton (f_c') = 25 Mpa
- b. Mutu baja (f_y) = BJTS 520

BAB III

TINJAUAN PUSTAKA

3.1 Pengertian Tanah

Tanah adalah lapisan teratas di permukaan bumi. Ciri-ciri dan sifat tanah bervariasi tergantung di mana lokasi tanah tersebut berada. Dalam pembangunan konstruksi, tanah memainkan peran penting karena biasanya bangunan didirikan di atas permukaan tanah.

Tanah tersusun atas tiga elemen utama, yaitu udara, air, dan partikel padat. Dari ketiganya, udara dianggap tidak memberikan pengaruh signifikan terhadap sifat teknis tanah tersebut. Ruang kosong di antara butiran-butiran tanah (pori-pori) dapat terisi oleh udara, air, atau kombinasi keduanya. Apabila seluruh pori-pori ini dipenuhi oleh air, maka tanah berada dalam kondisi jenuh. Sebaliknya, jika pori-pori tidak mengandung air sama sekali, atau dengan kadar air nol, disebut tanah kering.

Menurut (Das, 2014) tanah merupakan suatu bahan yang tersusun dari kumpulan butiran mineral padat yang tidak memiliki ikatan kimia antara satu dengan lainnya. Tanah juga mengandung komponen organik yang sudah mengalami pelapukan. Di antara partikel-partikel padat tersebut terdapat ruang-ruang kosong yang terisi oleh cairan dan gas.

3.2 Klasifikasi Tanah

Terdapat dua sistem klasifikasi tanah yang umumnya dipakai, yaitu sistem USCS (*Unified Soil Classification System*) dan sistem AASHTO (*American Association Of State Highway and Transportation Officials*). USCS merupakan sistem yang diterapkan untuk mengkategorikan tanah secara umum atau universal, sementara AASHTO lebih spesifik digunakan untuk klasifikasi tanah Subgrade (Warman, 2019).

3.2.1 Klasifikasi tanah dengan sistem USCS

Sistem ini pertama kali diperkenalkan oleh Casagrande pada tahun 1942 untuk digunakan dalam pembangunan lapangan terbang. Saat ini, sistem klasifikasi tersebut telah digunakan secara luas dalam berbagai jenis pekerjaan geoteknik. Sistem USCS ini membagi tanah ke dalam dua kategori utama yaitu :

1. Tanah berbutir-kasar adalah tipe tanah yang tersusun dari bahan seperti kerikil dan pasir, dengan presentase partikel halus yang melewati saringan No.200 kurang dari 50 persen ($F_{200} < 50\%$). Dalam sistem klasifikasi USCS, tanah ini dilambangkan dengan huruf awal “G” untuk kerikil atau jenis tanah yang sebagian besar terdiri dari kerikil, dan “S” untuk pasir atau tanah yang sebagian besar partikel penyusunnya adalah pasir.
2. Tanah berbutir halus (fine-grained soils) merupakan jenis tanah dimana lebih dari 50% dari total berat sampel dapat melewati saringan No.200. Dalam sistem klasifikasi USCS tanah jenis ini dikategorikan berdasarkan sifat dan kandungan organiknya. Simbol “M” digunakan untuk menunjukkan lanau anorganik, sedangkan “C” mewakili lempung (clay) anorganik. Untuk tanah yang mengandung bahan organik, digunakan simbol “O”, yang mencakup lanau dan lempung organik. Sementara itu, tanah dengan kandungan organik sangat tinggi, seperti gambut (peat) dan muck, diklasifikasi dengan simbol “PT”.

Divisi Utama	Simbol Kelompok	Nama Jenis	Nama Jenis
Tanah berbutir kasar 50% butiran tertahan saringan no. 200 (0.075 mm)	Kerikil bersih (sedikit atau tak ada butiran halus)	GW	Kerikil gradasi baik dan campuran pasir-kerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus
		GP	Kerikil gradasi buruk dan campuran pasir-kerikil atau tidak mengandung butiran halus
	Kerikil banyak kandungan butiran halus	GM	Kerikil berlanau, campuran kerikil pasir-lempung
		GC	Kerikil berlempung, campuran kerikil pasir-lempung
	Pasir lebih dari 50% fraksi kasar lolos saringan no. 4 (4.75 mm)	SW	Pasir gradasi baik, pasir berkerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus
		SP	Pasir gradasi buruk, pasir kerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus
		SM	Pasir berlanau, campuran pasir-lanau
Tanah berbutir halus 50% atau lebih lolos saringan no. 200 (0.075 mm)	Lanau dan lempung batas cair 50% atau kurang	ML	Lanau tak organik dan pasir sangat halus, serbuk batuan atau pasir halus berlanau atau berlempung
		CL	Lempung tak organik dengan plastisitas rendah sampai sedang, lempung berkerikil, lempung berpasir, lempung berlanau, lempung kurus ('lean clays')
		OL	Lanau organik dan lempung berlanau organik dengan plastisitas rendah
	Lanau dan lempung batas cair > 50%	MH	Lanau tak organik atau pasir halus diatomae, lanau elastis
		CH	Lempung tak organik dengan plastisitas tinggi, lempung gemuk ('fat clays')
		OH	Lempung organik dengan plastisitas sedang sampai tinggi
Tanah dengan kadar organik tinggi	P _t	Gambut ('peat') dan tanah lain dengan kandungan organik tinggi	

Klasifikasi berdasarkan prosentase butiran halus, kurang dari 5% lolos saringan no. 200 GW, GP, GM, GC, SM, SP, SC. Batasan klasifikasi yang mempunyai simbol dobel.

Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI < 4$

Batas-batas Atterberg di atas garis A atau $PI > 7$

Tidak memenuhi kedua kriteria untuk GW

Tidak memenuhi kedua kriteria untuk SW

Bila batas Atterberg berada di daerah arsi dari diagram plastisitas, maka dipakai dobel simbol

Bila batas Atterberg berada di daerah arsi dari diagram plastisitas, maka dipakai dobel simbol

Diagram plastisitas. Untuk mengklasifikasi kadar butiran halus yang terkandung dalam tanah berbutir halus dan tanah berbutir kasar. Batas Atterberg yang termasuk dalam daerah yang diarsir berarti batasan klasifikasinya menggunakan dua simbol.

Batas Cair LL (%)

Garis A: $PI = 0.73 (LL - 20)$

Manual untuk identifikasi secara visual dapat dilihat di ASTM Designation D-2488

Gambar 3.1 Klasifikasi tanah berdasarkan USCS

Sumber : (Hardiyatmo, 2011)

3.2.2 Klasifikasi tanah dengan AASHTO

Sistem klasifikasi ini awalnya dikembangkan pada tahun 1929 dengan nama *Public Road Administration Classification System*. Dalam sistem ini, tanah dibagi ke dalam tujuh kelompok utama, yaitu dari A-1 hingga A-7. Tanah yang termasuk dalam kelompok A-1, A-2, dan A-3 merupakan tanah berbutir kasar, di mana tidak lebih dari 35% dari keseluruhan butirannya dapat melewati saringan No.200. sementara itu, tanah yang memiliki lebih dari 35% butiran yang lolos dari saringan No.200 dimasukkan ke dalam kelompok A-4, A-5, A-6, dan A-7. Tanah pada kelompok A-4 hingga A-7 umumnya didominasi oleh material berbutir halus seperti lanau dan lempung.

Tabel 3.1 Klasifikasi tanah dasar sistem AASHTO

Klasifikasi Tanah	Tanah berbutir (35% atau kurang dari seluruh contoh tanah lolos ayakan No.200)						
Klasifikasi Kelompok	A-1		A-3	A-2			
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
analisis ayakan (% lolos)							
No.10	Maks.50						
No.40	Maks.30	Maks 50	Maks.51				
No.200	Maks.15	Maks 25	Maks.10	Maks.35	Maks.35	Maks.35	Maks.25
Sifat fraksi yang lolos ayakan No. 40	Maks.6						
Batas cair (LL)				Maks 40	Mn.41	Maks 40	Min.41
Indeks Plastisitas (PI)			Np	Maks 10	Maks.10	Mn.11	Mn.11
Tipe material yang paling dominan	Batu pecah, kerikil, dari pasir		Pasir Halus	kerikil dan pasir berlanau atau berlempung			
penilaian sebagai bahan tanah dasar	Baik sekali sampai baik						

Tabel 3.1 (Lanjutan) Klasifikasi tanah dasar sistem AASHTO

Klasifikasi Tanah	Tanah berbutir (35% atau kurang dari seluruh contoh tanah lolos ayakan No.200)			
Klasifikasi Kelompok	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5a A-7-6b
analisis ayakan (% lolos)				
No.10				
No.40				
No.200	Min 36	Min 36	Min 36	Min 36
Sifat fraksi yang lolos ayakan No. 40				
Batas cair (LL)	Maks. 40	Min 41	Maks 40	Min.41
Indeks Plastisitas (PI)	Maks.10	Maks.10	Mn.11	Mn.11
Tipe material yang paling dominan	Tanah berlanau		Tanah Berlempung	
penilaian sebagai bahan tanah dasar	Baik sekali sampai baik			

Sumber : Das, 2014

3.3 Pondasi

Pondasi merupakan bagian vital dari struktur bangunan yang terletak di bawah permukaan tanah, atau dikenal sebagai sub-struktur. Tugas utama dari pondasi ini adalah untuk menyalurkan beban dari struktur bangunan yang terletak di atasnya (*upper struktur*) ke lapisan tanah yang berada di bawahnya dengan aman. Dalam pelaksanaannya, pondasi harus mampu menjaga kestabilan tanah, sehingga tidak terjadi kegagalan geser pada tanah sekitar dan tidak menimbulkan penurunan (*settlement*) yang berlebihan, baik pada tanah maupun pada pondasi itu sendiri. Dengan kata lain, pondasi berfungsi untuk memastikan distribusi beban berlangsung secara efektif agar bangunan tetap berdiri kokoh tanpa mengalami pergeseran atau kerusakan akibat perubahan kondisi tanah (Candra et al., 2018).

3.4 Macam-macam pondasi

Pondasi secara umum diklasifikasikan menjadi dua jenis berdasarkan kedalaman dan fungsinya.

1. Pondasi dangkal (*Shallow Foundation*) : pondasi yang di bangun tidak jauh dari permukaan tanah. Pondasi tipe ini relatif dekat dengan permukaan tanah. Pondasi ini biasanya langsung menerima dan menahan beban dari struktur bangunan di atasnya, sehingga cocok digunakan untuk bangunan-bangunan ringan atau berlantai sedikit, dimana daya dukung tanah di permukaan cukup kuat untuk menopang beban.
2. Pondasi dalam (*Deep Foundation*) : pondasi yang letaknya jauh lebih dalam di bawah permukaan tanah. Pondasi ini di rancang untuk mendukung bangunan-bangunan besar dan berat, seperti gedung bertingkat tinggi, jembatan atau infrastruktur berat lainnya. Karena beban yang di topang sangat besar, pondasi dalam harus mencapai lapisan tanah keras atau batuan yang memiliki daya dukung tinggi.

3.4.1 Pondasi Dangkal

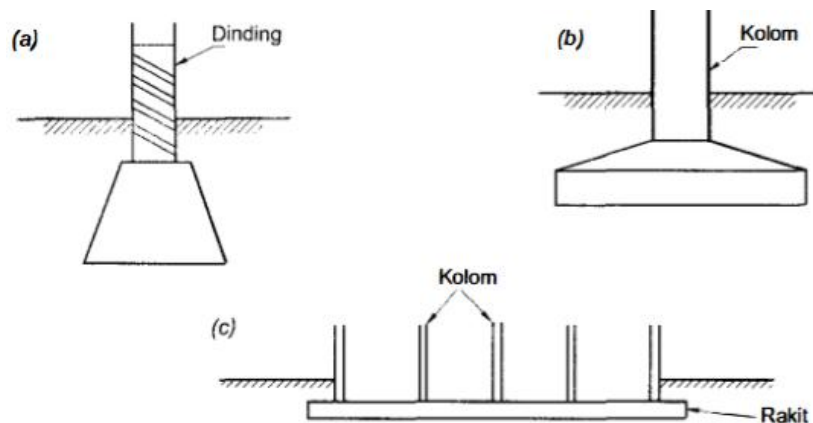
Pondasi dangkal merupakan jenis pondasi yang tidak memerlukan penggalian tanah yang terlalu dalam. Karena lapisan tanah yang berada di bawahnya sudah cukup kuat untuk menerima beban yang ada di atasnya.

Pondasi yang dikategorikan sebagai pondasi dangkal adalah jenis pondasi yang di bangun pada kedalaman tanah, dengan kedalaman yang lebih kecil dibandingkan dengan lebar minimum pondasi tersebut. Dengan kata lain, jika rasio antara kedalaman pondasi (D) terhadap lebarnya (B), atau D/B , bernilai kurang dari atau sama dengan satu. Hal ini menunjukkan bahwa posisi pondasi sangat dekat dengan permukaan tanah. (Hardiyatmo, 2011) mengemukakan beberapa jenis pondasi dangkal sebagai berikut :

1. Pondasi telapak yang juga di kenal dengan istilah *spread footing*, adalah jenis pondasi yang berfungsi secara independen untuk menopang beban dari suatu kolom.
2. Pondasi memanjang adalah salah satu jenis pondasi yang dirancang untuk mendukung barisan kolom-kolom bangunan yang diposisikan dalam jarak yang berdekatan satu sama lain. Ketika kolom-kolom ini disusun sedemikian

rapat, penggunaan pondasi telapak biasa tidak lagi efektif, karena dimensi pondasi-pondasi tersebut akan saling berimpit atau bahkan bertabrakan satu sama lain di sisi-sisinya. Dalam kondisi ini pondasi memanjang menjadi solusi yang efisien dan stabil, karena mampu menghubungkan beberapa kolom sekaligus dalam satu kesatuan struktur pondasi yang terus menerus.

3. Pondasi rakit (*Raft Foundation*) merupakan salah satu jenis pondasi yang dirancang khusus untuk mendukung bangunan yang didirikan diatas tanah dengan kondisi lunak atau memiliki daya dukung rendah. Pondasi ini biasanya digunakan dalam situasi dimana kolom-kolom struktur bangunan dipasang dengan jarak yang sangat rapat ke segala arah, sehingga ruang antara kolom menjadi sangat terbatas. Dalam kondisi seperti ini, apabila digunakan pondasi telapak konvensional, ukuran dan posisi pondasi-pondasi tersebut akan saling berdekatan bahkan bertumpang tindih, yang pada akhirnya dapat menimbulkan masalah teknis seperti distribusi beban yang tidak merata.



Gambar 3.2 Pondasi dangkal

Sumber : (Hardiyatmo, 2011)

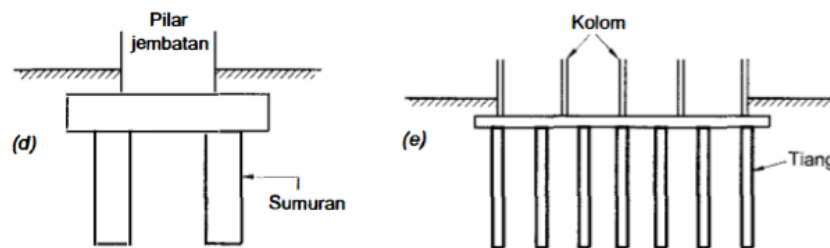
3.4.2 Pondasi Dalam

Pondasi dalam merupakan jenis pondasi yang berfungsi untuk menyalurkan beban dari struktur bangunan ke lapisan tanah keras atau batuan yang letaknya cukup dalam di bawah permukaan tanah. Berbeda dengan pondasi dangkal yang bertumpu pada tanah dekat permukaan, pondasi dalam dirancang untuk mencapai kedalaman tertentu guna menemukan lapisan tanah yang memiliki daya dukung tinggi.

Pondasi dalam adalah jenis pondasi yang memiliki kedalaman lebih dari empat kali lebar pondasi ($D > 4B$). Pondasi ini digunakan apabila lapisan tanah

pada kedalaman normal tidak cukup kuat untuk menahan beban struktur, dan lapisan tanah keras yang mampu mendukung beban berada pada kedalaman yang cukup jauh di bawah permukaan tanah (Puspita et al., 2022).

1. Pondasi sumuran (*pier foundation*) adalah jenis pondasi yang berfungsi sebagai peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang. Pondasi ini biasanya diterapkan ketika lapisan tanah keras atau dengan daya dukung tinggi berada pada kedalaman yang cukup dalam dari permukaan tanah, sehingga tidak memungkinkan untuk pondasi dangkal.
2. Pondasi tiang atau *pile foundation*, di pilih sebagai solusi ketika daya dukung pada lapisan tanah di kedalaman biasa tidak cukup untuk menahan beban struktur yang berada di atasnya.



Gambar 3.3 Pondasi dalam

Sumber : (Hardiyatmo, 2011)

3.5 Pondasi Tiang

Pondasi tiang berfungsi untuk menopang bangunan apabila lapisan tanah keras berada jauh dibawah permukaan. Selain itu, pondasi ini juga digunakan untuk mendukung struktur yang harus menahan gaya angkat keatas, terutama pada gedung-gedung bertingkat tinggi yang rentan terhadap gaya penggulingan akibat beban angin.

Menurut (Hardiyatmo, 2010) pondasi tiang dapat dibagi menjadi 3 yaitu, berikut :

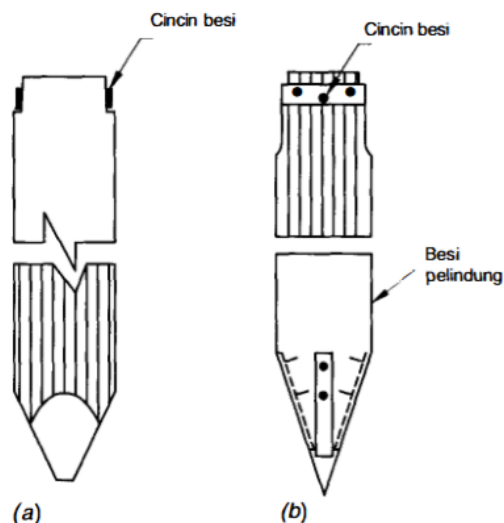
1. Tiang perpindahan besar (*large displacement pile*) adalah jenis tiang padat atau berongga dengan ujung tertutup yang dipasang kedalam tanah, sehingga menyebabkan pergeseran volume tanah dalam jumlah signifikan. Contoh dari tiang jenis ini meliputi tiang kayu, tiang beton padat, tiang beton prategang, serta tiang baja berbentuk bulat dengan ujung tertutup.

2. Tiang perpindahan kecil (*small displacement pile*) merupakan jenis tiang yang serupa dengan kategori pertama, namun jumlah tanah yang bergeser saat pemasangan jauh lebih sedikit. Contoh tiang meliputi tiang beton berongga dengan ujung terbuka, tiang baja berbentuk H, serta tiang ulir.
3. Tiang tanpa perpindahan (*non displacement pile*) adalah jenis tiang yang dipasang ke dalam tanah melalui proses penggalian atau pengeboran. Salah satu contohnya adalah tiang bor, yaitu tiang beton yang di buat dengan menuangkan beton langsung ke dalam lubang hasil pengeboran.

3.5.1 Macam-macam pondasi tiang

Berikut macam-macam pondasi tiang berdasarkan bahan dan fungsinya :

1. Tiang kayu yang di tunjukkan pada **Gambar 3.4** merupakan jenis pondasi tiang yang terbuat dari material kayu, dengan diameter umum berkisar antara 10 – 25 cm. Di Indonesia, tiang kayu cerucuk sering digunakan untuk meningkatkan daya dukung tanah lunak, biasanya berdiameter 8-10 cm dan memiliki panjang sekitar 4 meter. Tiang kayu tergolong lebih ekonomis dan mudah dalam proses penanganannya. Namun, tiang kayu rentan mengalami pembusukan atau kerusakan akibat serangga. Tiang kayu tunggal mampu menahan beban maksimum antara 270 kN hingga 300 kN.

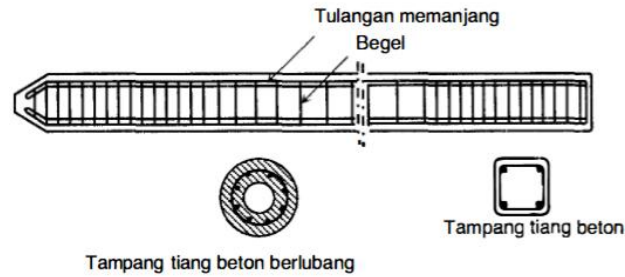


Gambar 3.4 Tiang kayu

Sumber : (Hardiyatmo, 2010)

2. Tiang Beton Pracetak merupakan tiang beton yang di buat terlebih dahulu dilokasi tertentu, lalu di pindahkan ke lokasi pembangunan. Umumnya, tiang

ini berbentuk prisma atau silinder (lihat **Gambar 3.5**). Untuk tiang beton pejal, diameter yang digunakan biasanya berkisar antara 20 hingga 60 cm, sedangkan tiang berongga dapat memiliki diameter hingga 140 cm. Beban maksimum yang dapat ditahan oleh tiang beton berukuran kecil berkisar 300 hingga 800 kN.



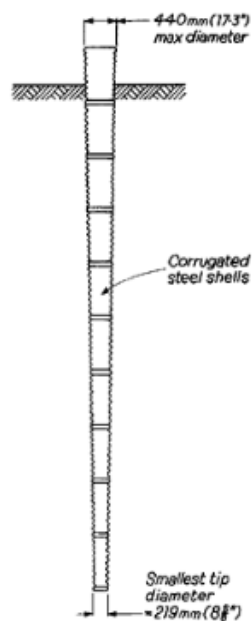
Gambar 3.5 Tiang beton pracetak

Sumber : (Hardiyatmo, 2010)

3. Tiang beton cetak di tempat terdiri dari 2 tipe yaitu :

a. Tiang yang berselubung pipa

Dalam konstruksi tiang berselubung pipa (**Gambar 3.6**), prosesnya di mulai dengan menancapkan pipa baja kedalam tanah. Setelah itu, beton dituangkan kedalam lubang. Akhirnya, pipa baja di biarkan tertanam di dalam tanah. Contoh tiang ini adalah *raimond standard*.

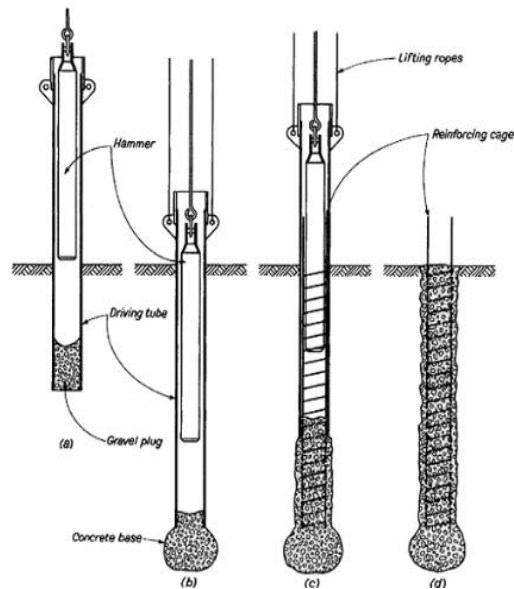


Gambar 3.6 Tiang Standar Raimond

Sumber : (Tomlison, 1977)

b. Tiang yang tidak berselubung pipa

Dalam kasus tiang pancang tanpa selubung pipa (**Gambar 3.7**), prosesnya di mulai dengan menancapkan pipa baja berongga ke dalam tanah. Setelah itu, beton di tuangkan kedalam rongga, di lepas baik selama atau setelah beton mengeras. Contoh tiang pancang jenis ini adalah tiang pancang franki.

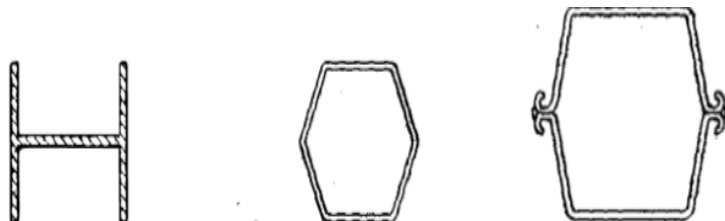


Gambar 3.7 Tiang Franki

Sumber : (Tomlison, 1977)

c. Tiang Baja Profil

Tiang pancang profil baja terdiri dari material yang dibuat dari profil baja. Tiang pancang ini ringan dan dapat menahan beban benturan yang signifikan secara efektif saat dipasang di lapisan tanah yang padat. Tiang pancang ini tersedia dalam berbagai bentuk, termasuk profil H, persegi panjang, dan segi enam (**Gambar 3.8**).



Gambar 3.8 Tampang Melintang baja profil

Sumber : (Hardiyatmo, 2011)

d. Tiang Komposit

Tiang komposit digunakan untuk mengatasi tantangan yang disebabkan oleh kondisi tanah tertentu, berbagai kombinasi material tiang pancang atau tiang pancang bor dapat digunakan. Misalnya, masalah tiang pancang kayu yang membusuk diatasi dengan menggunakan tiang pancang komposit, yang terdiri dari tiang beton pada bagian atas kemudian disambung dengan tiang kayu dibagian bawah zona muka air tanah.

3.6 Pemodelan Dengan *Software*

3.6.1 Perangkat lunak SAP2000

SAP2000 adalah program yang sudah sangat di kenal di bidang teknik sipil,, terutama untuk analisis struktur dan elemen hingga. Dengan SAP2000, analisis dapat dilakukan secara statis maupun dinamis. Struktur dapat dimodelkan dalam format dua dimensi maupun tiga dimensi. Selain itu, untuk tujuan desain, program ini menyediakan berbagai menu untuk struktur baja dan beton, serta memungkinkan penggunaan material struktural lainnya.

Hasil keluaran dapat disesuaikan dengan kebutuhan, baik dalam bentuk model struktur, grafik, atau spreadsheet. Semua ini bisa diatur sesuai dengan kebutuhan laporan analisis dan desain. Berikut adalah beberapa fitur yang ditawarkan oleh SAP2000:

1. Analisis yang cepat dan tepat
2. Model pembebanan yang lebih lengkap, termasuk beban statis dan beban dinamis.
3. Permodelan elemen *shell* yang lebih akurat
4. Analisis dinamis dengan menggunakan metode ritz dan nilai eigen
5. Sistem koordinat ganda untuk menangani bentuk geometri struktur yang rumit.

3.6.2 Perangkat lunak *AllPile*

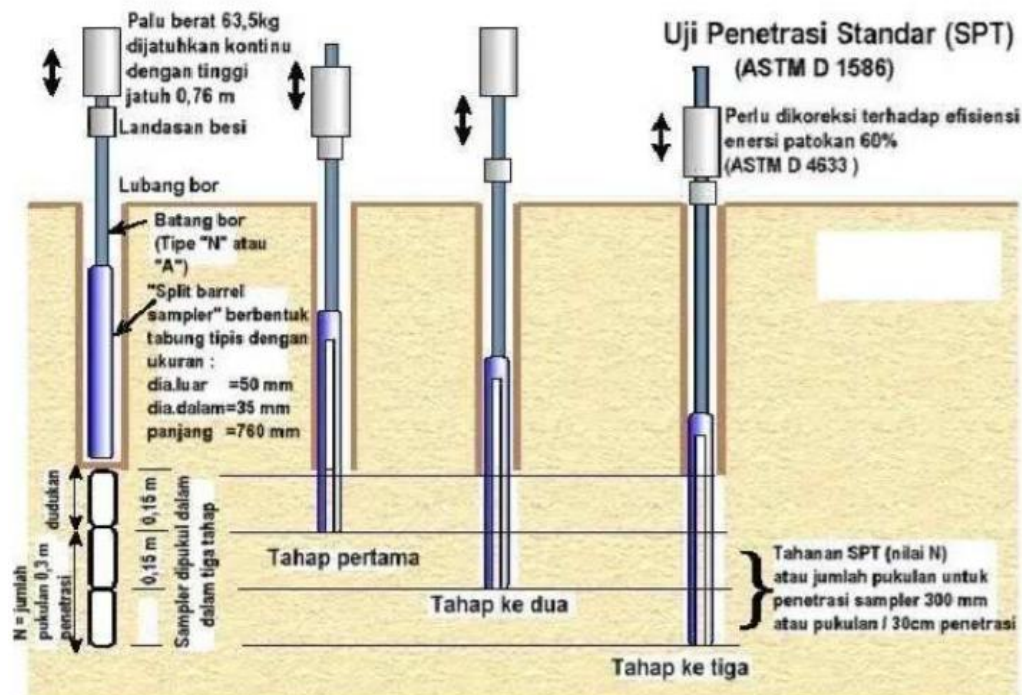
AllPile for windows merupakan sebuah perangkat lunak yang dirancang untuk menganalisis kapasitas beban tiang pancang secara efisien dan akurat. Perangkat lunak ini mendukung berbagai jenis tiang pancang poros bor, tiang pancang beton, tiang pancang pipa baja, tiang pancang H, tiang pancang kayu, tiang pancang meruncing, tiang pancang lonceng, serta pondasi dangkal dan banyak lagi.

Program ini memiliki kemampuan untuk melakukan berbagai perhitungan yang mencakup kapasitas lateral serta defleksi, disamping itu juga dapat menghitung kapasitas dan penyelesaian vertikal. Selain itu, program ini mampu melakukan analisis untuk kelompok vertikal dan lateral, serta mempertimbangkan kondisi statis dan siklik yang mungkin terjadi. Program ini juga dirancang untuk menangani situasi yang melibatkan gesekan negatif dan nol, serta dapat digunakan untuk perhitungan pada pondasi dangkal dan pondasi menara.

3.7 Landasan Teori

3.7.1 *Standard Penetration Test (SPT)*

Standard Penetration Test (SPT) merupakan salah satu metode pengujian lapangan yang dilakukan secara bersamaan dengan proses pengeboran tanah. Tujuannya adalah untuk memperoleh sampel tanah yang mewakili kondisi lapisan bawah permukaan secara akurat, sekaligus mengevaluasi daya dukung dan tingkat kekuatan tanah terhadap penetrasi (Ayu et al., 2022). Prosedur pelaksanaan uji penetrasi standar mengacu pada SNI 4153 : 2008, ilustrasi pengujian SPT dapat dilihat pada **Gambar 3.9** berikut.



Gambar 3.9 Skema pengujian uji penetrasi standar

Sumber : (SNI 4153 : 2008)

1. Korelasi N-SPT dengan Kepadatan Relatif (Dr) Tanah Pasir

Terzaghi dan Peck (1967) didalam (Hardiyatmo, 2011) menyajikan korelasi antara nilai N-SPT dan kepadatan relatif tanah berpasir, sebagai mana di uraikan dalam **Tabel 3.2**. Hubungan ini membantu dalam mengevaluasi kekompakan tanah berdasarkan pengujian in-situ. Demikian pula (Bowles, 1977) menawarkan kerangka empiris yang lebih rinci dalam **Tabel 3.3**, yang menghubungkan nilai N-SPT yang dikoreksi tidak hanya dengan kepadatan relatif tetapi juga dengan parameter geoteknik penting lainnya seperti sudut gesek dalam dan berat volume.

Tabel 3.2 Deskripsi Kualitatif Kerapatan Relatif Tanah Pasir (Terzaghi & Peck, 1948)

Nilai N-SPT	Kerapatan Relatif
0 – 4	Sangat Lepas
4 – 10	Lepas
10 – 30	Agak padat
30 – 50	padat
> 50	Sangat padat

Sumber : Hardiyatmo, 2011

Tabel 3.3 Nilai Empiris Kepadatan Relatif, Sudut Geser, dan Berat Volume Tanah Berbutir Berdasarkan N-SPT (Bowles, 1977)

Kondisi Kepadatan	Kepadatan Relatif	Nilai N-SPT	Sudut Gesek Dalam	Berat Volume Tanah
Sangat Lepas	0 – 0,15	0 – 4	25° – 30°	11,0 – 15,7
Lepas	0,15 – 0,30	4 – 10	27° – 32°	14,1 – 18,1
Sedang	0,35 – 0,65	10 – 30	30° – 35°	17,4 – 20,4
Padat	0,65 – 0,85	30 – 50	35° – 40°	17,3 – 22
Sangat Padat	0,85 – 1,00	> 50	38° – 43°	20,4 – 23,6

Sumber : Bowles, 1977

2. Korelasi nilai N-SPT dengan kohesi tak terdrainasi (C_U) pada Tanah Lempung Menurut Terzaghi dan Peck (1967), terdapat hubungan antara nilai N-SPT dengan kohesi tanah lempung dalam kondisi tidak terdrainasi (C_U). Ditunjukkan pada **Tabel 3.4**.

Tabel 3.4 Variasi nilai N-SPT dan kohesi tanah lempung (Terzaghi & Peck, 1967)

Konsistensi Tanah	Nilai N-SPT	C_U (kN /m ²)
Sangat Lunak	0 – 2	< 12
Lunak	2 – 4	12 – 25
Sedang	4 – 8	25 – 50
Kaku	8 – 15	50 – 100
Sangat Kaku	15 – 30	100 – 200
Keras	> 30	> 200

Sumber : (Terzaghi & Peck, 1967)

3. Korelasi Terhadap Poisson Ratio
Angka Poisson sering dianggap sebesar 0,2 – 0,4 dalam pekerjaan-pekerjaan mekanika tanah. Nilai sebesar 0,5 biasanya dipakai untuk tanah jenuh dan nilai 0 sering dipakai untuk tanah kering dan tanah lainnya untuk kemudahan dalam perhitungan. Dalam **Tabel 3.5** ditunjukkan hubungan antara jenis tanah, konsistensi dengan angka poisson.

Tabel 3.5 Hubungan Jenis Tanah dengan Angka Poisson

Jenis Tanah	μ (Poisson Rasio)
Lempung Jenuh	0.40 – 0.50
Lempung Tak Jenuh	0.10 – 0.30
Lempung Berpasir	0.20 – 0.30
Lanau	0.30 – 0.35
Pasir Padat	0.20 – 0.40
Pasir Kasar ($e = 0.4 – 0.7$)	0.15

Tabel 3.5 Hubungan Jenis Tanah dengan Angka Poisson (Lanjutan)

Jenis Tanah	μ (Poisson Rasio)
Pasir Halus ($e = 0.4 - 0.7$)	0.25
Batu	0.10 – 0.40
Loses	0.10 – 0.30

Sumber : Hardiyatmo, 2002

4. Modulus Elastisitas

Modulus elastisitas tanah adalah hubungan besaran antara tegangan dan regangan semakin besar tekanan sel yang menunjukkan semakin dalam tanah menunjukkan kecenderungan tegangan semakin meningkat. Hal ini menyebabkan modulus elastisitas tanah tersebut juga menjadi lebih besar. Secara umum, nilai modulus elastisitas (E) diperoleh melalui pengujian triaxial dalam kondisi *undrained*. Besarnya nilai E diestimasi berdasarkan kemiringan kurva tegangan-regangan, yang diambil pada titik setengah dari beban aksial ultimit.

Tabel 3.6 Rentang nilai modulus elastisitas pada tanah.

Jenis Tanah	Modulus Elastisitas Tanah
LEMPUNG	
a. Sangat Lunak	2-30
b. Lunak	20-40
c. Sedang	45-90
d. Berpasir	300-425
PASIR	
a. Berlanau	50-200
b. Tidak Padat	200-250
c. Padat	500-1000

Tabel 3.6 (Lanjutan) Rentang nilai modulus elastisitas pada tanah

Jenis Tanah	Modulus Elastisitas Tanah
PASIR dan KERIKIL	
a. Padat	800-2000
b. Tidak Padat	500-1400
LANAU	20-200
LOSES	150-600
CADAS	1400-1400

Sumber : (Bowles, 1977)

5. Sudut Gesek Dalam

Sudut gesek dalam merupakan sudut yang terbentuk dari hubungan tegangan normal dengan tegangan geser dalam material tanah atau batuan. Ini merupakan sudut rekahan yang muncul ketika material dikenai gaya atau tegangan yang melampaui tegangan gesernya. Material dengan sudut gesek dalam yang lebih besar memiliki ketahanan yang lebih tinggi terhadap tegangan eksternal (Haris et al., 2018).

Tabel 3.7 Hubungan Antara Jenis Tanah dan Sudut Gesek Dalam

Jenis Tanah	Sudut Gesek Dalam
Sangat Lepas	<30
Lepas	30°-35°
Agak Padat	35°-40°
Padat	40°-45°
Sangat Padat	>45°

Sumber : (Bowles, 1977)

3.7.2 Koreksi hasil uji penetrasi standar

Menurut (SNI 4153 : 2008) setiap alat uji yang digunakan harus dikalibrasi terhadap tingkat efisiensi dayanya dengan menggunakan *starin gauge* dan *aselerometer*, untuk memperoleh efisiensi daya standar dari sistem balok derek

dengan palu donat (*donut hammer*) dan palu pengaman (*safety hammer*) yang berkisar antara 35% hingga 85%, sedangkan efisiensi daya untuk palu otomatis (*Automatic Hammer*) berada dalam kisaran 80% hingga 100%.

$$N_{60} = (E_F/60) N_M \quad (3.1)$$

Keterangan :

N_{60} = efisiensi 60%

E_f = efisiensi yang terukur $(1/2 m_v^2) / (mgh)$

N_M = nilai N terukur yang harus dikoreksi

3.7.3 Pembebanan

Beban adalah gaya luar yang bekerja pada suatu struktur. Besar yang bekerja pada suatu struktur diatur oleh pembebanan yang berlaku.

1. Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang sifatnya tidak tetap, dapat bergerak, bekerja secara optimal, sebagian, atau bahkan tidak bekerja sama sekali. Beban ini terjadi akibat aktivitas penghuni atau penggunaan suatu bangunan, meliputi beban pada lantai yang berasal dari benda-benda yang bisa dipindahkan, mesin, serta perlengkapan yang bukan bagian permanen dari struktur bangunan dan dapat diganti selama umur bangunan. Hal ini dapat mengakibatkan perubahan dalam beban yang diterima oleh lantai. Khusus untuk bagian atap, beban hidup juga mencakup beban dari air hujan, baik akibat genangan maupun tekanan dari butiran air yang jatuh. Beban hidup ini tidak termasuk beban angin dan beban gempa.

2. Beban Mati

Beban mati adalah berat dari semua komponen permanen suatu gedung, termasuk elemen struktural, mesin tetap, dan peralatan yang menjadi bagian tak terpisahkan dari struktur bangunan tersebut. Beban ini memiliki intensitas dan posisi yang tetap selama masa pakai bangunan. Umumnya, beban mati berasal dari berat struktur bangunan itu sendiri dan dapat dihitung berdasarkan dimensi, bentuk, dan massa jenis material yang digunakan.

3. Beban Gempa

Beban gempa merupakan beban statik ekuivalen yang diterapkan pada suatu bangunan atau bagian dari bangunan untuk mempresentasikan dampak dari

gerakan tanah akibat gempa bumi. Apabila pengaruh gempa terhadap struktur bangunan dianalisis menggunakan metode dinamis, maka yang dimaksud dengan beban gempa adalah gaya-gaya internal yang timbul dalam struktur sebagai respon terhadap gerakan tanah yang disebabkan oleh peristiwa gempa. Pengaruh beban gempa berdasarkan (SNI 1726:2019). Tahapan Analisis Respon Spektrum sesuai konsep SNI Gempa 1726:2019 adalah sebagai berikut :

a. Tentukan Kategori Risiko Gedung

Menentukan kategori risiko bangunan gedung sesuai jenis pemanfaatan bangunannya berdasarkan **Tabel 3.8** berikut.

Tabel 3.8 Kategori Risiko Bangunan

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Bangunan dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain : - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : - Perumahan - Rumah - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II

Tabel 3.8 (lanjutan) Kategori Risiko Bangunan

Gedung dan non-gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan non-gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko 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 : - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan non-gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko 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.	III
---	------------

Tabel 3.8 (lanjutan) Kategori Risiko Bangunan

Gedung dan non gedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk : - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi, dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - 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 Gedung dan non-gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk kedalam kategori risiko IV.	IV
---	-----------

Sumber : (SNI 1726 : 2019)

b. Tentukan faktor keutamaan gempa

Berikut ini adalah faktor keutamaan gempa yang digunakan dalam perencanaan struktur bangunan, yang nilai-nilainya ditentukan berdasarkan kategori bangunan serta tingkat kepentingannya terhadap

keselamatan dan fungsi. Rincian dari faktor tersebut disajikan pada **Tabel 3.9** berikut.

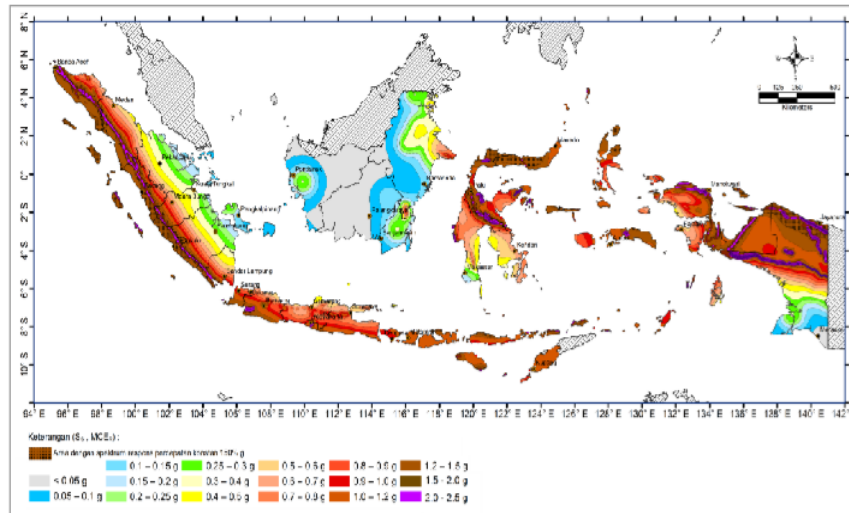
Tabel 3.9 faktor keutamaan gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa (I_e)
I atau II	1.00
III	1.25
IV	1.50

Sumber : (SNI 1726 : 2019)

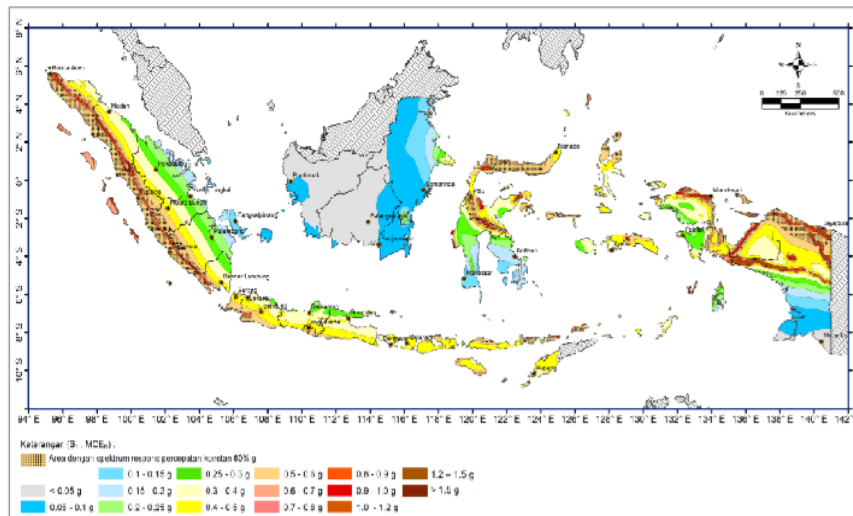
c. Parameter Percepatan Tanah (S_s dan S_1)

Mengacu pada SNI 1726 : 2019, Parameter S_s (percepatan spektral pada batuan dasar untuk periode pendek, yaitu 0,2 detik) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) merupakan dua parameter penting yang harus ditentukan dalam proses perencanaan struktur tahan gempa. Kedua parameter ini diambil dari nilai respons spektral percepatan tanah pada batuan dasar yang memiliki probabilitas terlampaui sebesar 2% dalam jangka waktu 50 tahun, atau yang dikenal dengan istilah Maximum Considered Earthquake (MCER). Nilai S_s dan S_1 ini dinyatakan dalam satuan bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi (g), yang mencerminkan seberapa besar percepatan tanah maksimum akibat gempa yang diperkirakan dapat terjadi pada lokasi tertentu. Jika nilai S_1 tidak lebih dari 0,04g dan nilai S_s tidak melebihi 0,15g, maka struktur bangunan dapat dikategorikan kedalam Kategori Desain Seismik A, yang berarti bangunan berada di wilayah dengan kategori gempa yang sangat rendah, sehingga pengaruh beban gempa terhadap desain strukturnya dianggap minimal. Adapun peta percepatan respon spektra untuk periode 0,2 detik (S_s) dan 0,1 detik (S_1) dengan probabilitas terlampaui 2% dalam kurun 50 tahun dapat dilihat pada **Gambar 3.10** dan **Gambar 3.11**.



Gambar 3.10 Peta MCEr (Ss)

Sumber : SNI 1726:2019



Gambar 3.11 Peta MCEr (S1).

Sumber : SNI 1726 : 2019

d. Tentukan Klasifikasi situs (SA-SF)

Menurut SNI 1729:2019 untuk mendapatkan percepatan maksimum dan respon spektrum dipermukaan tanah di suatu lokasi tinjauan, terlebih dahulu perlu dilakukan klasifikasi site (jenis tanah). Klasifikasi site harus ditentukan untuk lapisan setebal 30 m yang didasarkan atas korelasi hasil penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium. Disarankan untuk menggunakan sedikitnya 2 (dua) jenis penyelidikan tanah yang berbeda dalam klasifikasi site ini. Nilai klasifikasi situs dapat dilihat pada **Tabel 3.10**.

Tabel 3.10 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
S _A (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
S _B (batuan)	750 – 1500	N/A	N/A
S _C (tanah keras, sangat padat, dan batuan lunak)	350 – 750	N >50	≥ 100
S _D (tanah sedang)	175 – 350	15 – 50	50 – 100
S _E (tanah lunak)	≤ 175	≤ 15	≤ 50
	Atau profil tanah dengan ciri-ciri berikut: 1. Indeks plastisitas (PI) ≥ 20 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$ 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u \leq 25$ kPa		
S _F (tanah khusus)	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 tersedimentasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan H>3 m) - Lempung berplastis 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		

Sumber : (SNI 1726:2019)

e. Tentukan faktor koefisien situs (Fa,Fv)

Untuk penentuan respon spektral percepatan gempa MCER dipermukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (Fa) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (Fv). Koefisien

situs Fa dapat dilihat pada **Tabel 3.11** sedangkan koefisien (Fv) dapat dilihat pada **Tabel 3.12**.

Tabel 3.11 Koefisien Fa

Kelas	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE _R)					
Situs	terpetakan pada periode pendek, T=0,2 detik, S _s					
	S _s ≤ 0.25	S _s = 0.5	S _s = 0.75	S _s = 1.0	S _s = 1.25	S _s ≥ 1.5
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
SC	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
SD	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
SE	2.4	1.7	1.3	1.1	0.9	0.8
SF	SS ^(a)					

Sumber : (SNI 1726 : 2019)

Tabel 3.12 Koefisien Fv

Kelas	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE _R)					
Situs	terpetakan pada periode pendek, T=0,2 detik, S _s					
	S ₁ ≤ 0,1	S ₁ = 0,2	S ₁ = 0,3	S ₁ = 0,4	S ₁ = 0,5	S ₁ ≥ 0,6
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS ^(a)					

Sumber : (SNI 1726 : 2019)

f. Hitung parameter percepatan desain (SD_s, SD₁)

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, SD_s dan periode 1 detik, SD₁, harus ditentukan melalui perumusan berikut ini :

$$SMS = Fa \cdot S_s \quad (3.2)$$

$$SM1 = F_v \cdot S_1 \quad (3.3)$$

$$SDS = \frac{2}{3} SMS \quad (3.4)$$

$$SD1 = \frac{2}{3} SM1 \quad (3.5)$$

g. Menentukan parameter percepatan desain (SDS, SD₁)

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik yang ditetapkan berdasarkan kategori risikonya dan parameter respon spektral percepatan desainnya, SDS dan SD1. Berikut ini nilai kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek dapat dilihat pada **Tabel 3.13**

Tabel 3.13 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

Nilai SDS	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$SDS < 0,167$	A	A
$0,167 \leq SDS < 0,33$	B	B
$0,33 \leq SDS < 0,50$	C	C
$0,5 \leq SDS$	D	D

Sumber : (SNI 1726:2019)

Selain ditentukan berdasarkan SDS (respons percepatan spektral pada periode pendek yang sudah di koreksi terhadap jenis tanah), penetapan kategori desain seismik suatu struktur bangunan juga mempertimbangkan nilai SD1. Parameter SD1 ini mencerminkan potensi percepatan tanah yang dialami struktur selama durasi gempa yang lebih lama dan berperan penting dalam evaluasi tingkat bahaya seismik terhadap bangunan. Nilai kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik (SD1) dapat dilihat pada **Tabel 3.14** berikut.

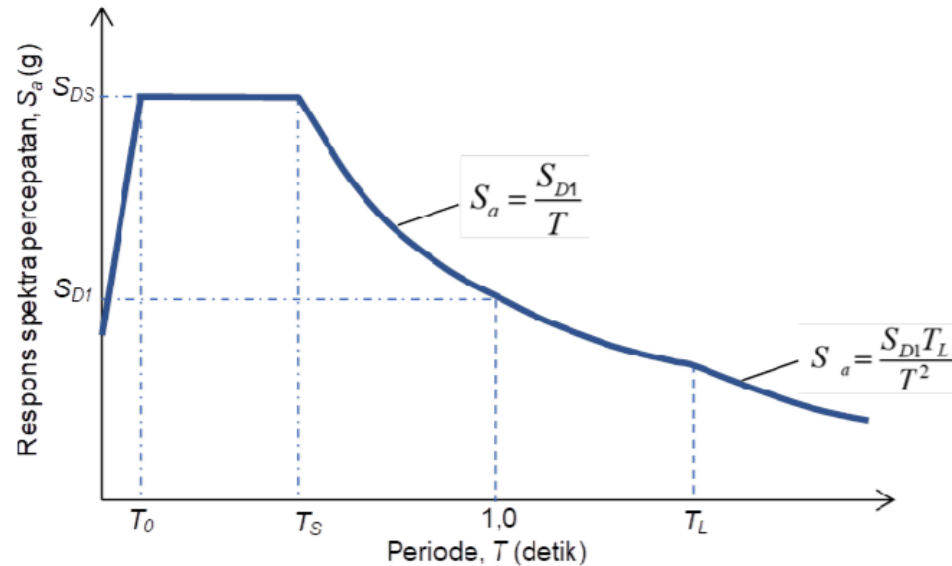
Tabel 3.14 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada periode 1 detik

Nilai SD1	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$SD1 < 0,167$	A	A
$0,067 \leq SD1 < 0,133$	B	B
$0,133 \leq SD1 < 0,20$	C	C
$0,2 \leq SD1$	D	D

Sumber : (SNI 1726:2019)

h. Membuat Spectrum Respons Desain

Respons spectrum adalah nilai yang menggambarkan respon maksimum dari sistem berderajat-kebebasan-tunggal (SDOF) pada berbagai frekuensi alami (periode alami) terendam akibat suatu goyangan tanah. Untuk kebutuhan praktis, maka respon spektrum percepatan dibuat dalam bentuk respon spektrum yang sudah disederhanakan.



Gambar 3.12 Respon Spektrum

Sumber : (SNI 1726:2019)

- Untuk periode lebih kecil dari T_0 , respon spectra percepatan, S_a didapatkan dari persamaan berikut:

$$S_a = SDS(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}) \quad (3.6)$$

- Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 , dan lebih kecil atau sama dengan T_s , respon spectra percepatan, S_a adalah sama dengan SDS .
- Untuk periode lebih besar dari T_s , respon spectra, S_a didapat dari persamaan berikut :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.7)$$

Dengan :

$$T_0 = 0,2 T_s \quad (3.8)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{SDS} \quad (3.9)$$

i. Pemilihan sistem struktur

Sistem penahan gaya gempa lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang ditunjukkan dalam **Tabel 3.8**, pembagian setiap tipe yang berdasarkan pada elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya gempa lateral. Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur. Koefisien modifikasi respon yang sesuai (R), faktor kuat lebih sistem (Ω_0), dan koefisien amplifikasi defleksi (C_d), harus digunakan dalam penentuan geser dasar dan gaya desain elemen.

3.8 Daya Dukung Pondasi Tiang

Daya dukung pondasi (*Bearing Capacity*) merupakan kemampuan tanah untuk menahan beban dari pondasi dan bangunan yang berdiri di atasnya tanpa mengalami kegagalan atau kerusakan. Tanah yang memiliki daya dukung yang baik mampu menyalurkan beban struktur yang berada di atasnya kedalam lapisan tanah dengan aman dan stabil. Kegagalan pada pondasi dapat terjadi ketika beban yang diterima melebihi kapasitas tanah, terutama saat tegangan geser yang timbul melampaui batas kekuatan geser yang dimiliki tanah. Hal ini mengakibatkan penurunan yang berlebihan, ketidakseimbangan struktur, hingga potensi keruntuhan bangunan jika tidak diantisipasi.

Daya dukung ultimit pada pondasi dapat dinyatakan seperti pada persamaan berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p \quad (3.10)$$

3.8.1 Kapasitas dukung tiang tunggal berdasarkan data SPT

Perhitungan daya dukung pondasi menggunakan data hasil uji SPT dengan metode Meyerhof adalah sebagai berikut :

1. Tahanan Ujung (Q_p)

Nilai tahanan ujung untuk tanah kohesif dapat dilihat pada persamaan 3. 11 berikut.

$$Q_p = 40 \times N_b \times A_p \quad (3.11)$$

Kemudian pada penelitian selanjutnya Meyerhoff (1976) mengusulkan persamaan 3.12 Sebagai berikut.

$$Q_p = A_p \times (40 \times N_b) \times \left(\frac{L_b}{d}\right) \leq 400 \times N_b \times A_p \quad (3.12)$$

Keterangan :

- Qp : tahanan ujung (*end bearing*) (ton)
Nb : nilai NSPT rata-rata pada kedalaman 4D kebawah dan 8D keatas
Ap : Luas penampang dasar tiang pancang (m²)
Lb : kedalaman penetrasi tiang (m)
D : diameter tiang (m)

2. Tahanan Gesek (Qs)

Nilai tahanan gesek tiang pancang pada tanah dapat dilihat pada persamaan 3.13 sebagai berikut.

$$Q_s = 0,2 \times N \times A_s \quad (3.13)$$

Keterangan :

- Qs : Daya dukung selimut tiang (ton)
As : Luas selimut dinding tiang (m²)
N : nilai rata-rata N ujung tiang
L : kedalaman penetrasi tiang (m)
d : diameter tiang (m)

3. Daya Dukung Izin

Rumus daya dukung izin pondasi adalah sebagai berikut :

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{S_f} \quad (3.14)$$

Keterangan :

- Qall : Daya dukung ijin
Qult : Daya dukung ultimit tiang
Sf : Faktor aman

3.9 Menentukan Banyak Tiang

Untuk menentukan kebutuhan pondasi yang akan digunakan, perencana perlu mengetahui pembebanan struktur yang ada diatanya, karena jika pondasi tunggal tidak dapat menahan beban struktur maka harus digunakan pondasi kelompok. Menentukan jumlah tiang yang dibutuhkan dinyatakan dalam persamaan berikut :

$$n = \frac{Q^V}{Q_{tiang}} \quad (3.15)$$

keterangan :

n : jumlah tiang

V : beban strukturnya (kN)

Q_{tiang} : daya dukung izin tiang tunggal (kN)

3.10 Efisiensi Daya Dukung Pondasi Kelompok

Persamaan daya dukung pondasi tiang kelompok dapat dirumuskan berdasarkan metode Converse-Labarre dan Los Angeles Group, berikut adalah persamaan untuk metode *converse-Labarre* :

$$Eg = 1 - \theta \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n} \right] \quad (3.16)$$

Keterangan :

Eg : efisiensi tiang kelompok

n' : jumlah tiang dalam 1 baris

m : jumlah tiang dalam 1 kolom

θ : arc tg d/s dalam satu baris

Setelah didapatkan hasil dari efisiensi tiangnya, selanjutnya adalah persamaan izin kelompok tiang.

$$Qg = Eg \times n \times Q_{ult} \quad (3.17)$$

keterangan :

Qg : kapasitas izin kelompok tiang (ton)

Eg : nilai efisiensi untuk *pile group*

n : jumlah tiang

Q_{ult} : beban maksimum untuk tiang tunggal (ton)

3.11 Menentukan Jarak Antar Tiang

Penentuan jarak antar tiang sangat penting dalam mempersiapkan pondasi tiang. Penentuan jarak antar tiang akan sangat mempengaruhi gaya gesek yang dihasilkan pada tanah. Selain itu jarak antar tiang juga sangat mempengaruhi besarnya penurunan yang terjadi pada pondasi. Menentukan efisiensi jarak latar belakang dapat dianalisis menggunakan rumus berikut :

$$2,5D < s < 3D \quad (3.18)$$

Dan untuk jarak as pondasi ke tepi *pile cap* dapat diketahui nilainya dengan persamaan :

$$S < 1,5 D \quad (3.19)$$

keterangan :

D : diameter pondasi tiang (m)

S : pusat jarak antar tiang (m)

3.12 Perhitungan Daya Dukung Lateral dengan metode brooms

Saat memulai perhitungan kapasitas daya dukung lateral tiang tunggal, hal utama yang harus diketahui adalah tentang sifat tiang itu sendiri. Apakah berupa tiang pendek (*rigid pile*) ataupun tiang panjang (*elastic pile*).

1. Cek kekakuan akibat beban lateral

$$E = 4700 \times \sqrt{f'c'} \quad (3.20)$$

$$I = \frac{1}{6} \times \pi \times D^2 \quad (3.21)$$

Cara menentukan faktor kekakuan sebagai berikut :

- a. Pada tanah lempung yang kaku dan mengalami konsolidasi, maka modulus dianggap konstan kedalam.

$$R = \sqrt[4]{\frac{El}{Kh \times D}} \quad (3.22)$$

- b. Untuk tanah lempung dan granular yang mengalami konsolidasi normal, maka modulus tanah menjadi tidak konstan atau bertambah secara linear dikedalaman tertentu.

$$T = \sqrt[5]{\frac{Ep \times tp}{nh}} \quad (3.23)$$

$$4T = 4 \times T \quad (3.24)$$

Keterangan :

R = faktor kekakuan konstan

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

I_p = momen inersia (m^4)

nh = koefisien modulus variasi (kN/m^3)

Kh = modulus reaksi subgrade (kN/m^3)

D = diameter (m)

Tabel 3.15 Nilai n_h untuk tanah granuler

Kerapatan relatif (D_r)	Tak padat	Sedang	Padat
Interval nilai A	100 - 300	300 - 100	1000 - 2000
Nilai A dipakai	200	600	1500
n_h pasir kering atau lembab (Terzaghi) (kN/m^3)	2425	7275	19400
n_h pasir terendam air (kN/m^3)			
Terzaghi	1386	4850	11779
Reese et al.	5300	16300	34000

Sumber : (Hardiyatmo, 2011)

Tabel 3.16 Nilai n_h untuk tanah kohesif

Tanah	n_h (kN/m^3)	Referensi
Lempung terkonsolidasi	166 – 3518	Reese dan Matlock (1956)
normal lunak	277 – 554	Davisson dan Prakash (1963)
Lempung terkonsolidasi	111 – 277	Peck dan Davisson (1962)
normal organik	111 - 831	Davisson (1970)
	55	Davisson (1970)
Gambut	27,7 – 111	Wilson dan Hilts (1967)
Loess	8033 – 11080	Bowles (1968)

Sumber : (Hardiyatmo, 2011)

2. Cek keruntuhan tanah akibat beban lateral
 - a. Tiang ujung bebas

Pada dasarnya, perilaku tiang terhadap beban lateral dapat dikategorikan menjadi dua kondisi, yaitu tiang Panjang dan tiang pendek. Tiang Panjang cenderung memiliki distribusi momen dan defleksi sepanjang kedalamannya, sedangkan tiang pendek berperilaku seolah-olah berotasi disekitar ujung bawah tiang. Hal ini sejalan dengan prinsip bahwa tiang akan berperilaku seperti tiang pendek jika M_{maks} yang terjadi akibat tekanan tanah lebih kecil jika dibandingkan dengan M_{maks} yang dapat ditahan oleh tiang itu sendiri. Daya dukung lateral dapat dihitung menggunakan persamaan berikut.

Untuk tiang pendek

$$H_u = \frac{\left(\frac{1}{2}\right)\gamma d L^3 K_p}{e+L} \quad (3.25)$$

Untuk tiang panjang

$$H_u = \left(\frac{3}{2}\right)\gamma \times d \times K_p \times f^2 \quad (3.26)$$

Momen maksimum terjadi pada jarak tertentu dibawah permukaan tanah, direntukan dengan persamaan berikut.

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{d \times K_p \times \gamma}} \quad (3.27)$$

Sehingga didapatkan momen maksimum yang terjadi pada tiang Adalah

$$Maks = H_u \left(e + \frac{2f}{3} \right) \quad (3.28)$$

Keterangan :

H_u = daya dukung lateral tiang (kN)

M_y = momen max yang dapat ditahan tiang (kN.m)

γ = berat volume tanah (kN/m³)

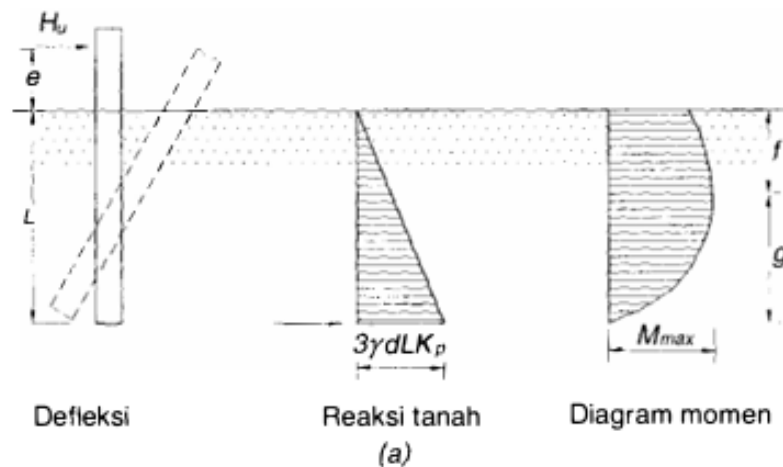
d = diameter (m)

e = jarak dari titik beban horizontal ke permukaan tanah (m)

K_p = koefisiensi tanah pasif

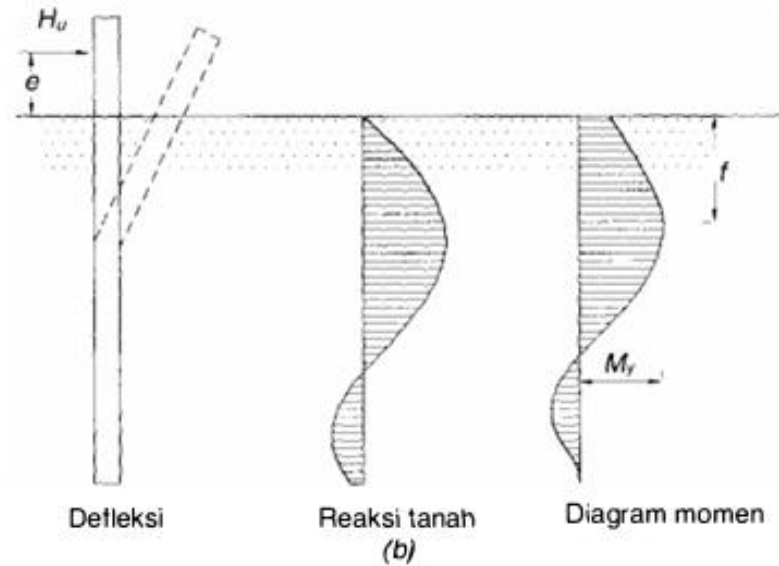
f = jarak kedalaman titik dimana gaya geser = 0

L = panjang tiang (m)



Gambar 3.13 Tiang pendek

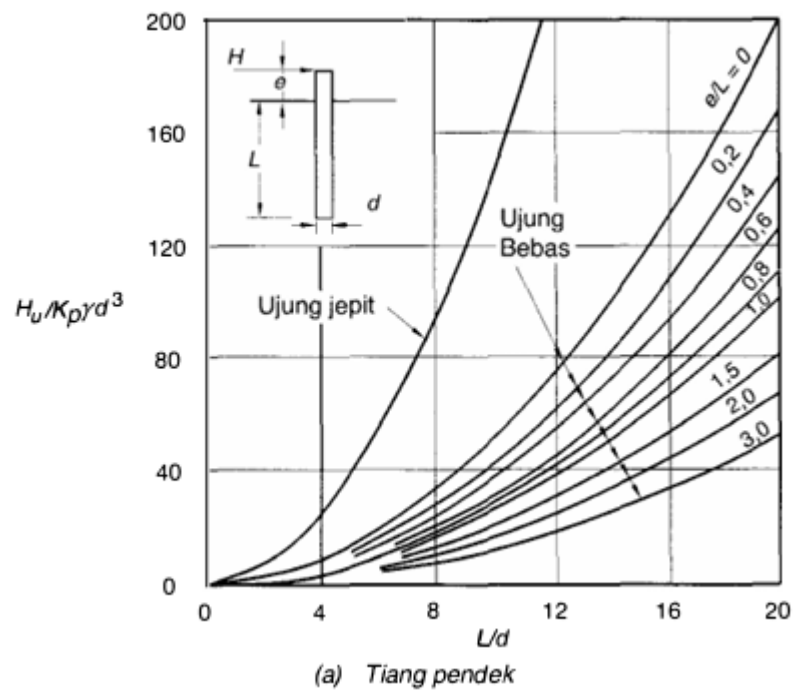
Sumber : Hardiyamo, 2011



Gambar 3.14 Tiang Panjang

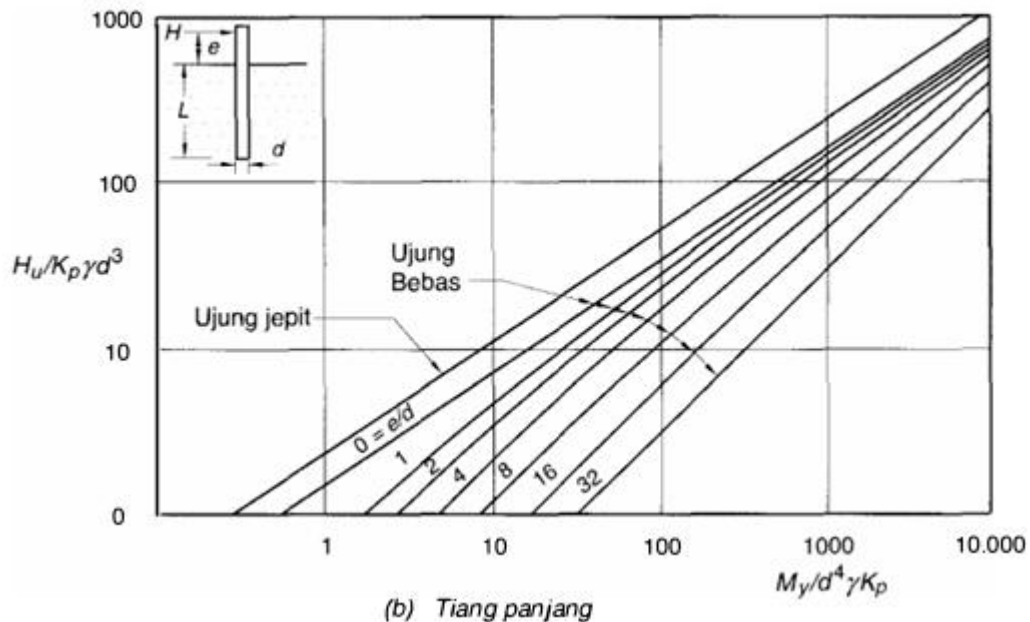
Sumber : Hardiyamo, 2011

Nilai H_u yang didapatkan menggunakan grafik tahanan lateral ultimit yang dapat dilihat pada Gambar 3. dan Gambar 3. berikut.



Gambar 3.15 Grafik nilai tahanan lateral tiang pendek

Sumber: (Hardiyatmo, 2011)



Gambar 3.16 Grafik nilai tahanan lateral tiang panjang

Sumber : (Hardiyatmo, 2011)

3.13 Penurunan Pondasi Tiang

Didalam perencanaan pondasi, apapun jenis pondasi tersebut yang wajib diperhatikan adalah sebagai berikut :

1. Besar nilai penurunan yang akan terjadi pada pondasi, dan
2. Waktu yang diperlukan pada proses penurunan

Penurunan ini dapat berbahaya karena dapat mengakibatkan keruntuhan pondasi jika penurunan tidak merata atau tidak serentak. Sebaliknya, jika pondasi mempunyai penurunan yang seragam atau pada saat yang bersamaan, maka tidak berakibat fatal pada bangunan.

3.13.1 Penurunan tiang tunggal

Penurunan jangka panjang pada fondasi tiang tunggal umumnya tidak menjadi perhatian utama, sebab deformasi tiang yang ditimbulkan oleh proses konsolidasi tanah relatif kecil. Kondisi ini terjadi karena perencanaan fondasi tiang lebih menitikberatkan pada kapasitas dukung ujung, kapasitas dukung friksi, atau kombinasi keduanya (Hardiyatmo, 2010).

Untuk menganalisis penurunan pada tiang tunggal digunakan metode semi-empiris. Adapun penurunan elastis tiang akibat pengaruh beban vertikal dapat dihitung dengan rumus berikut :

$$S_e = S_1 + S_2 + S_3 \quad (3.29)$$

Keterangan :

S_e = total penurunan (mm)

S_1 = penurunan elastis tiang pancang (mm)

S_2 = penurunan tiang pancang dikarenakan beban pada ujung tiang (mm)

S_3 = penurunan tiang pancang akibat beban yang ditransmisikan sepanjang kulit tiang (mm)

untuk nilai S_1 , S_2 , dan S_3 diperoleh dari persamaan berikut :

$$S_1 = \frac{Q_{wp} + \xi Q_{ws}) \times L}{A_p \times E_p} \quad (3.30)$$

$$S_2 = \frac{Q_{wp} + C_p}{D \times q_p} \quad (3.31)$$

$$S_3 = \frac{Q_{ws} + C_s}{L \times q_p} \quad (3.32)$$

Keterangan :

Q_{wp} = daya dukung ijin ujung tiang pancang (ton)

Q_{ws} = daya dukung ijin selimut tiang pancang (ton)

L = panjang tiang pancang (m)

A_p = Luas Penampang

C_p = nilai koefisien (berdasarkan tipe tanah dan jenis pondasi tiang)

C_s = konstanta empiris $(0,93 + 0,16 \sqrt{L/D}) \times C_p$

E_p = modulus elastisitas

D = diameter tiang (m)

3.13.2 Penurunan tiang kelompok (*pile group*)

Perhitungan struktur pondasi, berdasarkan kapasitas izin tiang lebih kepada persyaratan penurunan, pada tahanan ujung serta beban tiang adalah perbedaan dari penurunan khusus tiang. Bila kuat dukung antar tiang lebih kecil ataupun sama dengan tahanan ujung tiang, hasil yang diperoleh sangat kecil untuk penurunan, hubungan penurunan antara tiang tunggal dan tiang kelompok (Hardiyatmo, 2010) sebagai berikut:

$$S_g = S_e \sqrt{\frac{B}{D}} \quad (3.33)$$

keterangan :

S_g : penurunan tiang kelompok (mm)

- B : lebar tiang kelompok (mm)
 S_e : penurunan tiang tunggal (mm)
 D : diameter tiang (mm)

3.13.3 Penurunan tiang yang diizinkan

1. Penurunan izin berdasarkan SNI 8460 : 2017

Besarnya penurunan total dan beda penurunan yang diizinkan ditentukan berdasarkan toleransi struktur atas dan bangunan sekitar yang harus ditinjau berdasarkan masing-masing kasus tersendiri dengan mengacu pada integritas, stabilitas dan fungsi dari struktur di atasnya. Penurunan izin $< 15 \text{ cm} + b/600$ (b dalam satuan cm) untuk bangunan tinggi dan bisa dibuktikan struktur atas masih aman.

3.14 Faktor Keamanan

Menurut (Hardiyatmo, 2010) untuk memperoleh kapasitas ijin tiang, maka kapasitas ultimit tiang dibagi dengan faktor aman tertentu. Fungsi faktor aman adalah :

1. Untuk memberikan keamanan terhadap ketidakpastian dari nilai kuat geser dan kompresibilitas yang mewakili kondisi lapisan tanah.
2. Untuk meyakinkan bahawa penurunan tidak seragam di antara tiang-tiang masih dalam batas toleransi.
3. Untuk meyakinkan bahwa bahan tiang cukup aman dalam mendukung beban yang bekerja.
4. Untuk meyakinkan bahwa penurunan total yang terjadi pada tiang tunggal atau kelompok tiang masih dalam batas-batas toleransi.
5. Untuk mengantisipasi adanya ketidakpastian metode hitungan yang digunakan.

Tabel 3.17 faktor aman (Reese dan O'Neill, 1989)

Klasifikasi Struktur	Faktor aman			
	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	2,0	2,3	2,8

Sumber : (Hardiyatmo, 2010)

3.15 Penulangan Pondasi

3.15.1 Perhitungan tulangan lentur

1. Analisis gaya dalam

Untuk perhitungan penulangan lentur daya dukung pondasi beban terpusat dan momen didapat dari hasil pemodelan menggunakan perangkat lunak SAP2000

2. Perhitungan tulangan lentur

Jumlah dari tulangan lentur dan diameter tulangan yang digunakan didapat dari hasil desain yang dilakukan dengan bantuan perangkat lunak SPColumn.

3.15.2 Perhitungan tulangan geser

Langkah-langkah dalam merencanakan tulangan spiral sebagai berikut :

1. Menentukan luas tulangan spiral
2. Menentukan rasio tulangan yang dibutuhkan dengan persamaan berikut :

$$\rho_{perlu} = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \times \frac{f_c'}{f_y} \quad (3.34)$$

3. Menentukan rasio tulangan spiral yang digunakan

$$\rho_{pakai} = \frac{4 \times a_s \times (D-ds)}{Dc^2 \times s} \quad (3.35)$$

3.15.3 Penulangan *Pile cap*

Perhitungan penulangan untuk pile cap dapat dilihat sebagai berikut.

1. Menghitung reaksi pada masing-masing pondasi :

$$Vu = \frac{Pu}{n} \quad (3.36)$$

2. Menghitung tinggi efektif penampang

$$d' = h - s - Dt \quad (3.37)$$

3. Geser 1 arah pada *pile cap*

$$\phi V_c = 0,75 \times \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \times b \times d' \quad (3.38)$$

4. Geser dua arah pada *pile cap*

$$V_{c1} = 0,17 \times 1 \times \frac{2}{\beta_c} \times \gamma \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d' \quad (3.39)$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{a_s \times d'}{b_o} + 2 \right) \times 1 \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d' \quad (3.40)$$

$$V_{c3} = 0,33 \times 1 \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d' \quad (3.41)$$

5. Menghitung momen lentur pada *pile cap*

$$Mu = n_x \times Vu \times \left(h - \frac{c}{2} \right) \quad (3.42)$$

6. Menghitung koefisien tahanan

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d'^2} \quad (3.43)$$

7. Menghitung rasio tulangan pada *pile cap*

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.44)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f_c'}} \right) \quad (3.45)$$

$$\rho_{min} = 0,75 \times \rho_b \quad (3.46)$$

8. Menghitung luas tulangan yang di gunakan:

$$As_{perlu} = \rho_{pakai} \times b \times d' \quad (3.47)$$

9. Menghitung jumlah tulangan

$$nt = \frac{As_{perlu}}{\frac{1}{4} \times \pi \times dt^2} \quad (3.48)$$

10. Menghitung spasi tulangan

$$st = \frac{b}{n-1} \quad (3.49)$$

Keterangan :

d' = tebal efektif (mm)

h = tebal pile cap

s = selimut beton

b = panjang pile cap

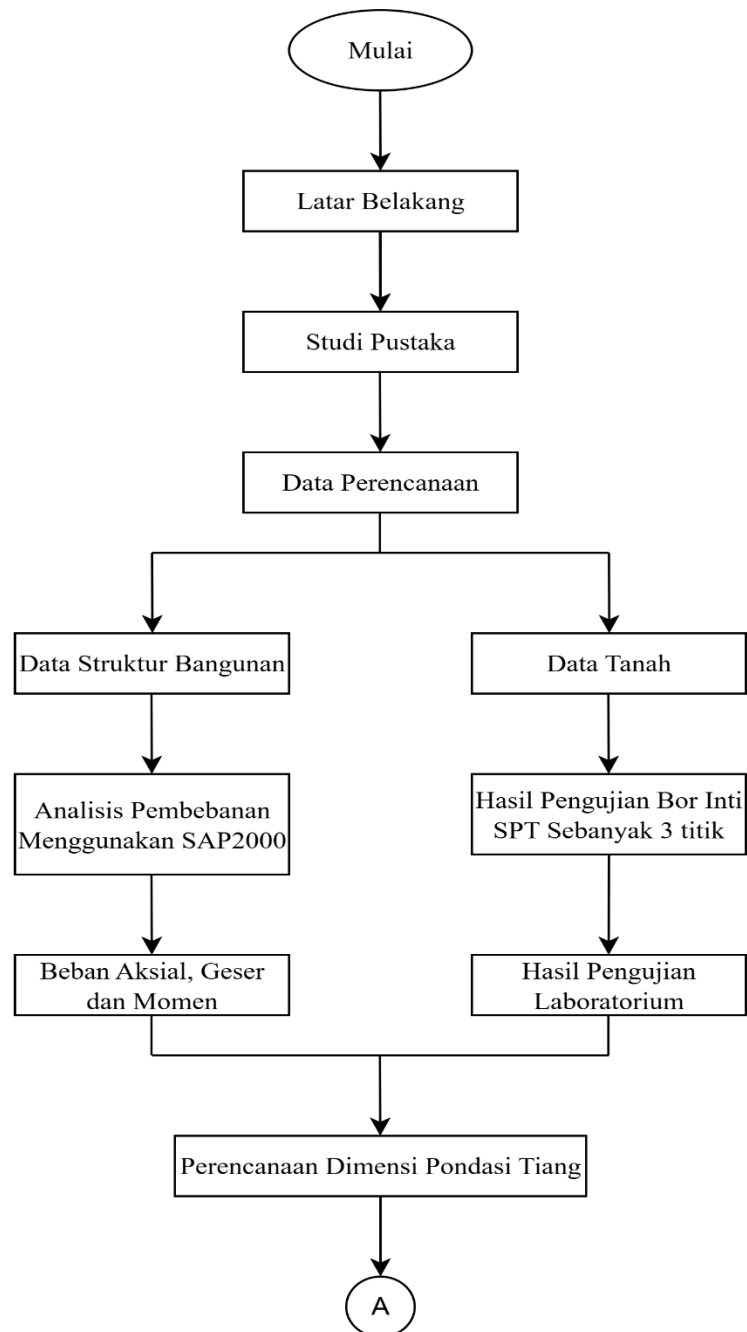
ϕ = faktor reduksi geser beton ($\phi = 0,75$)

BAB IV

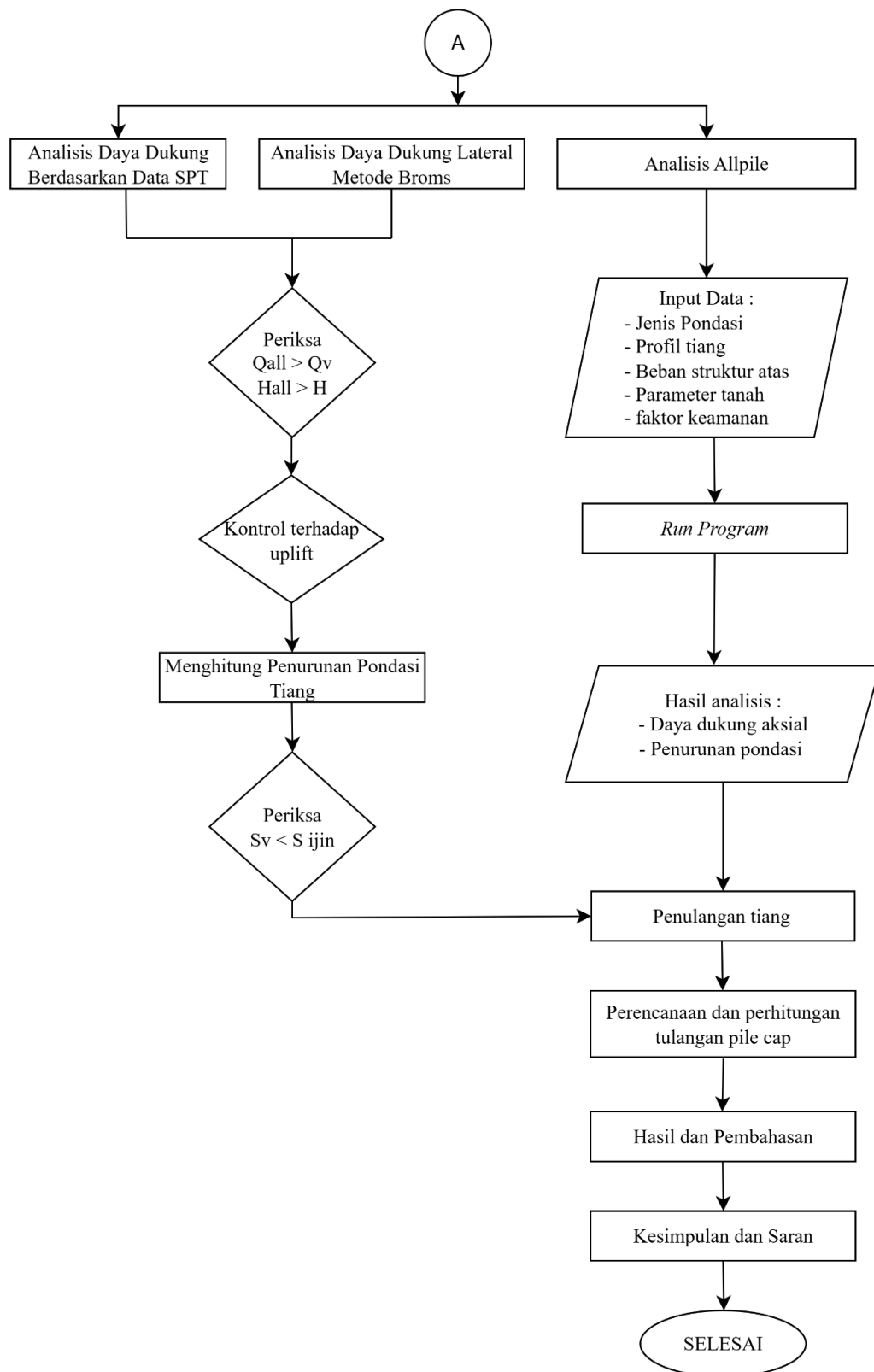
METODE PENELITIAN

4.1 Sistematika Perencanaan

Tahap-tahap perencanaan dapat dilihat pada **Gambar 4.1** berikut.



Gambar 4.1 Bagan alir perencanaan pondasi tiang pancang



Gambar 4.1 Bagan alir perencanaan pondasi tiang pancang (Lanjutan)

4.2 Metode Pengumpulan Data

1. Data Geoteknik

Data yang digunakan berasal dari hasil pengujian *Standard Penetration Test* (SPT). Dalam perencanaan pondasi, parameter yang dijadikan acuan nilai 'N' yang diperoleh dari hasil pengujian tersebut. Data pengujian SPT tersebut dapat dilihat pada **sub bab 2.2.1**.

2. Data Denah Pondasi

Data bangunan berupa data denah pondasi tiang gedung Rumah Sakit Anutapura Palu, untuk keperluan perencanaan pondasi tiang. Denah pondasi gedung terdapat pada **sub bab 2.2.2**.

4.3 Studi Literatur

Bagian ini berisi tentang referensi teori-teori yang relevan dengan analisis yang akan dilakukan yaitu analisis daya dukung pondasi tiang pancang. Teori-teori tersebut berperan sebagai landasan dalam proses analisis dan *Output* yang diharapkan dari studi literatur ini adalah agar supaya terkorelasinya antara rumusan masalah dengan referensi yang digunakan.

4.4 Pemodelan struktur atas bangunan

Analisis pembebanan bertujuan untuk menentukan besarnya beban yang akan diteruskan ke pondasi. Dalam hal ini, penulis akan menggunakan bantuan perangkat lunak SAP2000 untuk melakukan proses analisis tersebut. *Output* yang diperoleh dari perangkat lunak SAP2000 berupa data berbagai gaya yang bekerja pada elemen kolom, seperti gaya aksial, gaya geser, serta momen. Hasil dari gaya-gaya tersebut kemudian akan digunakan sebagai dasar untuk merencanakan pondasi pada bangunan.

4.5 Perhitungan daya dukung pondasi tiang

Pada tahap ini akan dilakukan perhitungan dari kapasitas dukung pondasi tiang pancang menggunakan metode Meyerhoff.

Pada bagian ini akan dilakukan perhitungan daya dukung dari pondasi tiang pancang yang mana dilakukan *trial and eror* pada penentuan diameter dari cerucuk hingga mendapatkan daya dukung yang diinginkan.

Berikut tahapan perhitungan dari pondasi tiang pancang :

1. Perhitungan daya dukung pondasi tunggal

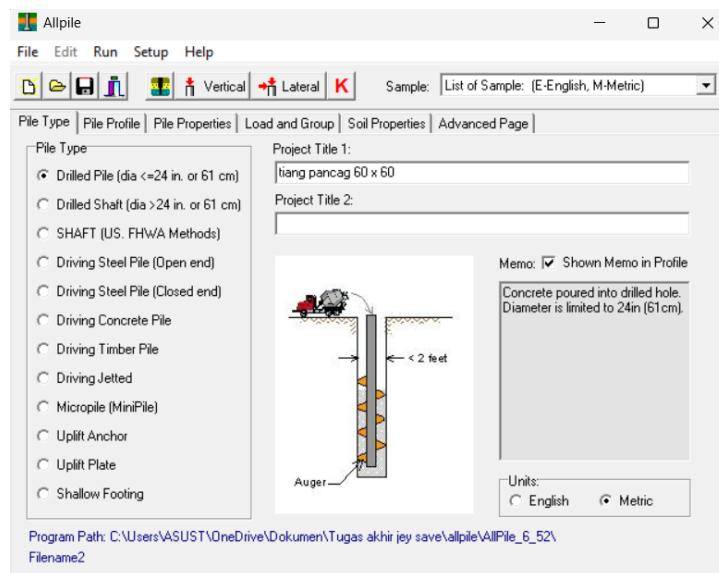
2. Perhitungan efisiensi kelompok tiang
3. Perhitungan daya dukung pondasi kelompok tiang
4. Perhitungan penurunan pondasi
5. Perhitungan penulangan pondasi
6. Perhitungan penulangan *pile cap*
7. Kesimpulan

Setelah analisis dilakukan maka akan ditarik kesimpulan mengenai daya dukung dari pondasi telapak dan pondasi tiang pancang beserta penurunan yang terjadi.

4.6 Metode pemodelan perangkat lunak *AllPile*

Software AllPile merupakan perangkat lunak yang digunakan untuk membantu proses analisis dalam perencanaan pondasi tiang pancang terhadap berbagai jenis pembebanan. Berikut merupakan langkah-langkah dalam melakukan perhitungan pondasi tiang menggunakan *AllPile*.

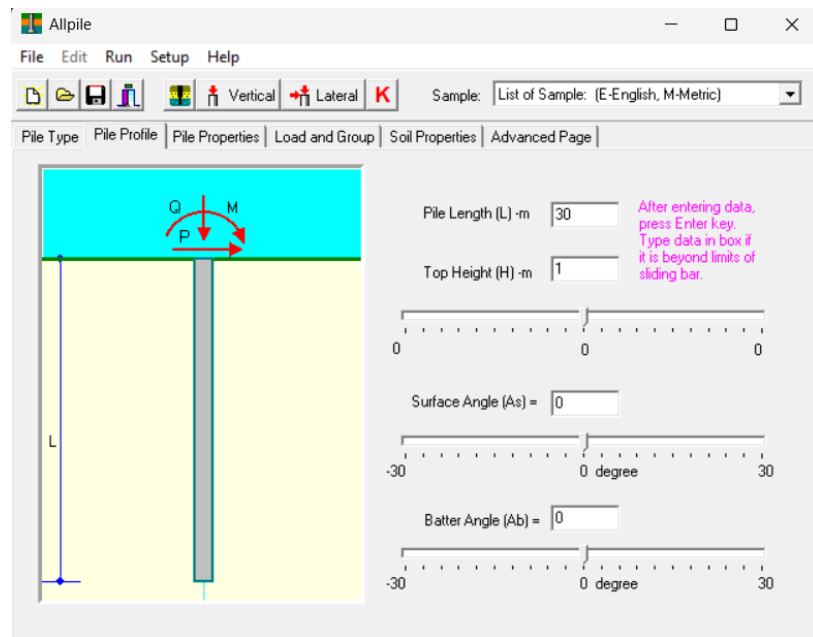
1. Buatlah judul file (*project title*) sebelum melakukan perhitungan. Kemudian pilihlah tipe tiang atau tipe pondasi yang akan direncanakan. Langkah ini dapat di lihat pada **Gambar 4.2**.



Gambar 4.2 Pemilihan tipe pondasi

2. Langkah berikutnya adalah memasukkan data desain pondasi yang akan digunakan kedalam profil, yang mencakup total panjang pondasi, panjang bagian pondasi yang berada diatas permukaan tanah, serta sudut dan

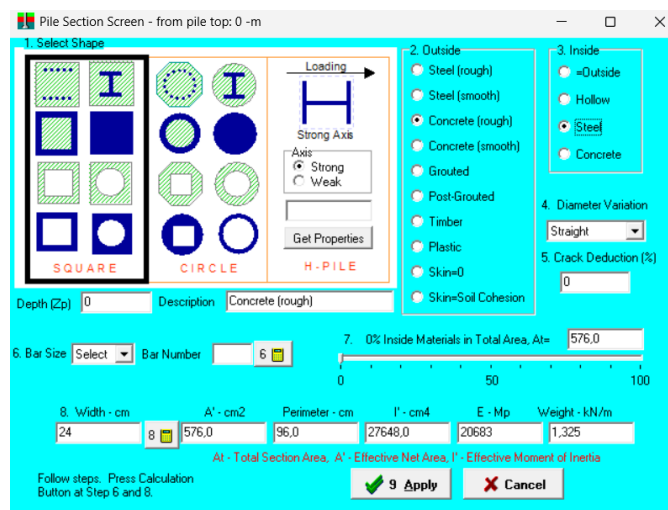
kemiringan dalam pemasangan pondasi. Langkah ini dapat dilihat pada **Gambar 4.3** berikut.



Gambar 4.3 *pile profile* (kedalaman dan kemiringan pondasi)

3. Pada tahap berikutnya, pada menu *pile properties* masukkan data terkait dimensi pondasi. Selain itu masukkan juga jenis material yang digunakan untuk pondasi, apakah berupa beton, baja, atau material lainnya sesuai perencanaan. Jangan lupa memilih bentuk penampang tiang pancang, seperti bulat, persegi, atau bentuk khusus lainnya sesuai perencanaan.

Kemudian isi *table property* sesuai dengan kedalaman pondasi yang di rencanakan. Terdapat pada **Gambar 4.4** dan **Gambar 4.5**



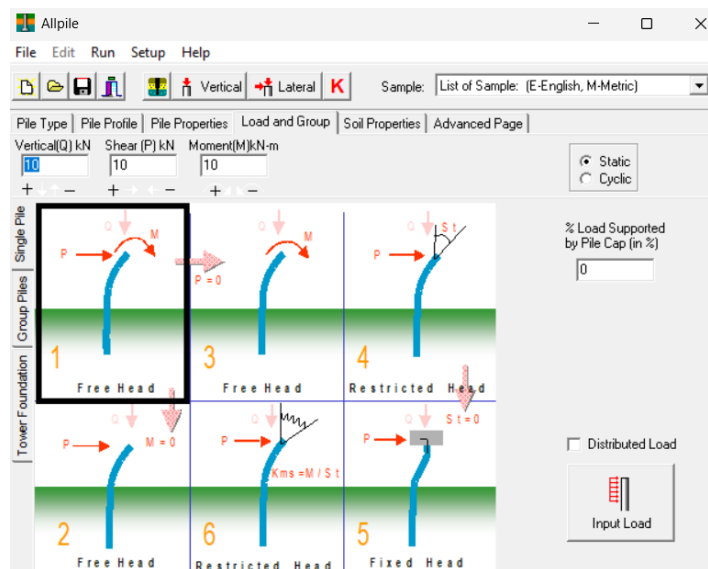
Gambar 4.4 *Pile Properties*

Zp-m	Pile Data Input	Width-cm	A'-cm2	Per.-cm	I'-cm4	E-MP	W-kN/m	A'-cm2
0	Concrete (rough)	24	576,0	96,0	27648,0	20683	1,325	576,0
30	Steel (rough)	24	452,4	75,4	16286,0	199938	3,438	452,4
	Click to Open							
	Click to Open							
	Click to Open							
	Click to Open							
	Click to Open							
	Click to Open							
	Click to Open							
	Click to Open							

Only if bearing area is different from that of the last section, add a new section then modify the area equal to the bearing area.

Gambar 4.5 *Pile Property Table*

- Selanjutnya masukkan beban vertikal, geser, serta momen yang berasal merupakan hasil dari analisis perhitungan pada bagian struktur atas gedung. Selanjutnya memilih tipe pondasi yang akan digunakan, apakah pondasi tunggal atau grup. Jika pondasi menggunakan *pile cap* maka diasumsikan sebagai *fixed head*.



Gambar 4.6 *Load and Group*

- Langkah selanjutnya adalah memasukkan data tanah pada *soil properties*. Masukkan data tanah yang didapatkan dari hasil pengujian NSPT yang ada

pada lokasi proyek pembangunan. Kemudian ulangi langkah ini pada tabel sesuai kedalaman data tanah yang dimiliki.

Gambar 4.7 Parameter tanah

Soil Property Table		Zg - Distance from ground to beginning of each layer	Water Table (An additional layer is required at water table)			Surface Elevation (Optional input)		
					-4.50	0		
Zg-m	Soil Data Input	G-kN/m3	Phi	C-kN/m2	k-MN/m3	e50 or Dr	Nspt	Type
0	 Stiff Clay [w]	10.5	0.0	59.9	85.0	0.87	10	2
5	 Silt (Phi + C)[w]	10.7	30.6	35.9	110.5	0.78	12	3
10	 Silt (Phi + C)[w]	10.7	30.6	35.9	110.5	0.78	12	3
15	 Silt (Phi + C)[w]	10.6	30.2	32.6	96.3	0.83	11	3
20	 Stiff Clay [w]	10.9	0.0	85.0	139.6	0.71	14	2
25	 Sand/Gravel[w]	10.7	40.1	0.0	42.8	85.83	50	4
30	 Sand/Gravel[w]	10.0	39.1	0.0	34.6	76.89	42	4
32	 Sand/Gravel[w]	10.0	39.1	0.0	34.8	77.18	42	4
34	 Sand/Gravel[w]	9.4	37.4	0.0	22.2	60.29	25	4
35	 Sand/Gravel[w]	9.4	37.4	0.0	22.4	60.63	25	4

Gambar 4.8 Soil properties table

- Langkah berikutnya adalah memasukkan nilai dari faktor keamanan (*Factor Safety*) sebagai salah satu parameter penting dalam perencanaan pondasi. Berdasarkan SNI 8460:2017, nilai faktor keamanan yang direkomendasikan adalah 3. Nilai ini digunakan untuk memastikan bahwa pondasi memiliki kapasitas yang cukup untuk menahan beban yang bekerja, dengan mempertimbangkan berbagai ketidakpastian dalam analisis dan kondisi lapangan. Langkah ini dapat di lihat pada **Gambar 4.9** pada halaman berikutnya.

The screenshot shows the 'Allpile' software window with the 'Advanced Page' selected. The 'Zero Friction (Non-load zone) and Negative Friction (Downdrag force)' section has checkboxes for 'Zero Friction from' and 'Negative Friction from' with input fields for depth and factor. The 'Zero Tip Resistance' checkbox is unchecked, and the 'Tip resistance based on stratum from pile tip extends to' is set to 10 times of pile diameter. The 'Analysis Parameters' table is as follows:

Parameters: Value [1]: Value [2]	Value [1]	Value [2]
FS for Downward: [1] FS_side; [2] FS_tip	3,0	3,0
FS for Uplift: [1] FS_side; [2] FS_weight	3,0	1,0
Load Factor: [1] Vertical,Q; [2] Lateral,P,M,T	1,0	1,0
(Critical Depth)/(Pile Diameter): [1] Side; [2] Tip	20,0	20,0
Resistance Limits: [1] Side; [2] Tip -kN/m2 (No Limit: 9999)	9999,0	9999,0
Allowable Deflection: [1] Vertical, x_allow [2] Lateral, y_allow -cm	2,5	1,3
Group Deduction Factor for Lateral Analysis: [1] Rfront [2] Rside	1,0	1,0

At the bottom, the 'Settlement Calculation' section has 'Vesic Method' selected over 'Reese Method'. A 'Define p-y, t-z Output Points' button is also present.

Gambar 4.9 *Input Safety Factor*

- Setelah selesai menginput semua data yang diperlukan untuk analisis pondasi, langkah selanjutnya adalah *run analysis vertical* untuk mendapatkan daya dukung tiang beserta penurunan tiang.

The screenshot shows the 'Allpile - file name: allpile jey.alp' window with the 'VERTICAL ANALYSIS RESULTS' dialog box open. The dialog box contains several sections for data input and output options:

- Depth - s, f, Q**: Data input field.
- Load - Settlement**: Data input field.
- Capacity - Length**: Data input field.
- Length From**: Input field with '0' and 'to 25'.
- Ultimate** and **Allowable**: Radio buttons, with 'Allowable' selected.
- t - z Curve**: Graph icon button.
- q - w Curve**: Graph icon button.
- Submittal Report**, **Summary Report**, and **Detailed Report**: Document icon buttons.
- To MS-Excel**: Excel icon button.
- Figure No.**: Input field with 'Figure 1'.
- Close**: Button with a close icon.

Gambar 4.10 *Vertical Analysis*

BAB V

HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1 Tinjauan Umum

Bab ini membahas hasil analisis data yang diperoleh dari pengolahan data tanah pada proyek pembangunan Gedung Rumah Sakit Anutapura Palu. Pada perencanaan pondasi sebelumnya, proyek ini menggunakan pondasi tiang bor dengan diameter 0,8 meter dan kedalaman mencapai 40 meter. Sementara itu, dalam tugas akhir ini, pondasi akan dirancang menggunakan tiang pancang berdiameter 0,5 meter dan kedalaman 25 meter sebagai alternatif perencanaan. Data tanah yang digunakan dalam analisis ini bersumber dari hasil uji N-SPT (*Standard Penetration Test*), yang nantinya akan dianalisis untuk mengetahui kapasitas dukung daya dukung dan penurunan yang terjadi pada pondasi. Untuk menganalisis daya dukung pondasi tunggal, di gunakan metode Meyerhoff, untuk menghitung daya dukung lateral menggunakan metode Broms, perhitungan penurunan pondasi dilakukan secara manual. Selain itu analisis daya dukung serta penurunan juga dilakukan dengan bantuan perangkat lunak *AllPile*.

Beban yang bekerja pada struktur atas bangunan dihitung menggunakan *software* SAP2000, yang bertujuan untuk mengetahui besarnya beban maksimum yang akan diteruskan ke bagian pondasi. Perhitungan beban ini mengacu pada standar-standar teknis yang berlaku di Indonesia, seperti SNI 1727:2020 yang mengatur tentang beban minimum untuk bangunan gedung, SNI 1726:2019 terkait pembebanan gempa.

5.2 Korelasi Nilai N-SPT

Menurut (SNI 4153 : 2008) setiap alat uji yang digunakan harus dikalibrasi terhadap tingkat efisiensi dayanya dengan menggunakan *starin gauge* dan *aselerometer*, untuk memperoleh efisiensi daya standar dari sistem balok derek dengan palu donat (*donut hammer*) dan palu pengaman (*safety hammer*) yang berkisar antara 35% hingga 85%, sedangkan efisiensi daya untuk palu otomatis (*Automatic Hammer*) berada dalam kisaran 80% hingga 100%.

$$N_{60}=(E_F/60) N_M$$

Keterangan :

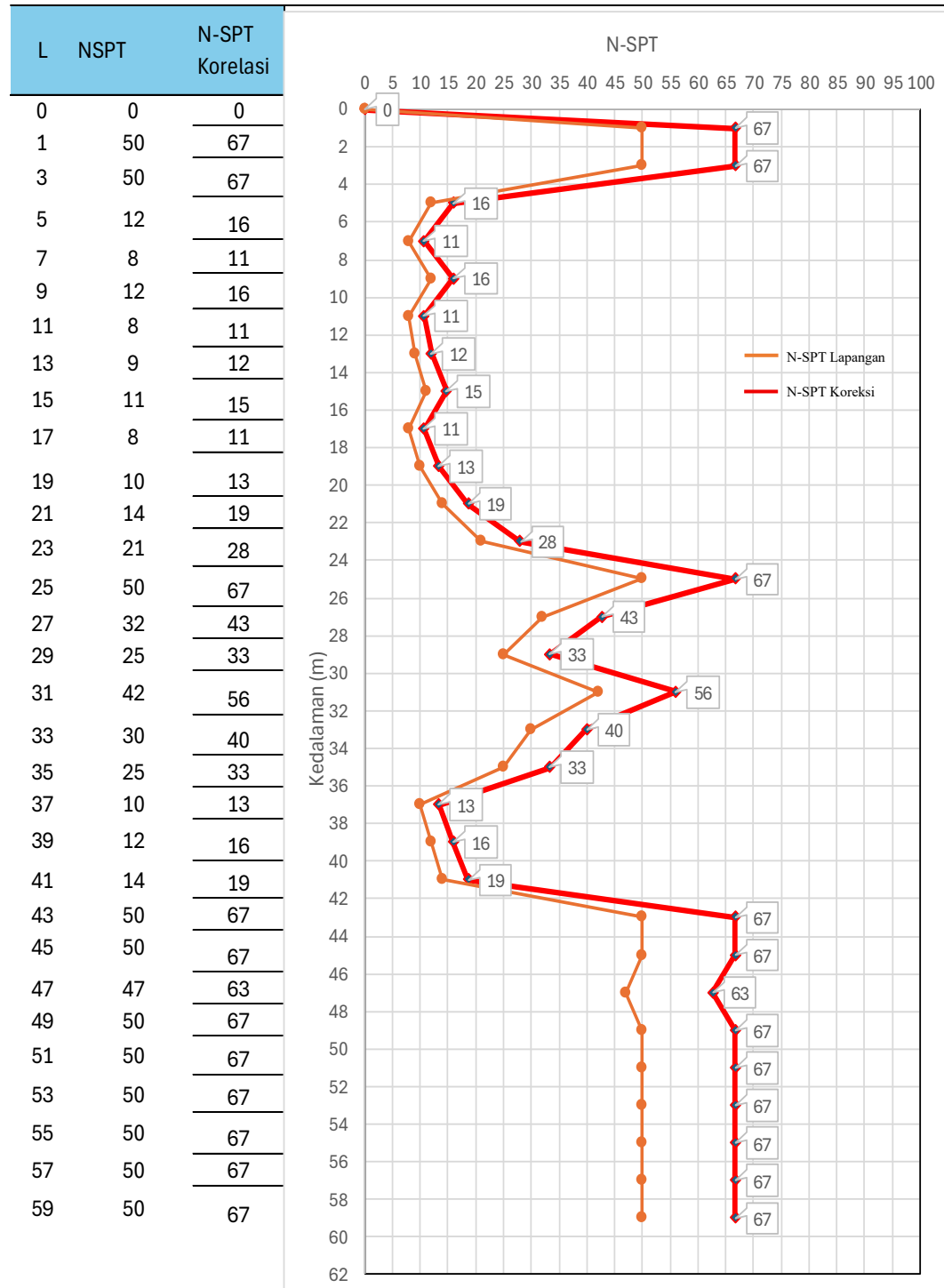
N_{60} = efisiensi 60%

E_f = efisiensi yang terukur $(1/2 m_v^2) / (mgh)$

N_M = nilai N terukur yang harus dikoreksi

Grafik koreksi nilai N-SPT dapat dilihat pada **Tabel 5.1** sebagai berikut.

Tabel 5.1 Nilai koreksi N-SPT



5.3 Hasil Analisis Pembebanan Struktur Atas

Tahap pemodelan struktur bagian atas dilakukan dengan memanfaatkan perangkat lunak SAP2000 V22, yang bertujuan untuk memperoleh gambaran secara menyeluruh mengenai respons struktur bangunan terhadap berbagai kombinasi pembebanan yang diterapkan. Melalui pemodelan ini, dapat diketahui gaya-gaya dalam yang bekerja pada elemen-elemen struktur sebagai hasil dari beban yang ditinjau dalam perencanaan.

5.3.1 Analisis beban pada struktur

Berdasarkan ketentuan dalam SNI 1727:2020 dan SNI 1726:2019, jenis-jenis beban yang harus diperhitungkan dalam analisis struktur meliputi beban mati, beban hidup, serta beban gempa. masing-masing jenis beban tersebut dijelaskan secara rinci sebagai berikut :

1. Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati merupakan total berat dari seluruh elemen bangunan yang bersifat permanen dan tidak berubah sepanjang umur struktur. Beban ini mencakup berat sendiri dari komponen-komponen konstruksi seperti lantai, dinding, atap, tangga, serta elemen arsitektural dan struktural lainnya yang terpasang secara tetap.

a. Beban mati pada pelat lantai

Spesi 2 cm + keramik	= 0,65 kN/m ²
Berat Plafon dan penggantung	= 0,18 kN/m ²
<u>Berat instalasi MEP</u>	<u>= 0,25 kN/m²</u>
Total	= 1,08 kN/m ²

b. Beban mati pada pelat atap

Berat Plafon dan penggantung	= 0,18 kN/m ²
<i>Water Proofing</i>	= 0,1 kN/m ²
<u>Berat instalasi MEP</u>	<u>= 0,25 kN/m²</u>
Total	= 0,53 kN/m ²

c. Beban mati pada balok

250 kg/m² x (tinggi dinding - tebal balok)

d. Beban air hujan

$$0,05 \times 9,81 = 0,49 \text{ kN/m}^2$$

2. Beban Hidup (*Live Load*)

Sesuai dengan pedoman dalam SNI 1727:2020 tentang Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain, beban hidup untuk setiap jenis ruang telah ditetapkan secara spesifik. Untuk bangunan rumah sakit, standar tersebut telah menetapkan nilai beban hidup tertentu yang disesuaikan dengan karakteristik fungsi dan intensitas aktivitas yang terjadi di dalamnya.

a. Beban hidup pada pelat lantai

ruang pasien	= 1,92 kN/m ²
ruang operasi/lab	= 2,87 kN/m ²
ruang kantor	= 2,4 kN/m ²
koridor/lantai rs	= 3,83 kN/m ²
toilet	= 2,87 kN/m ²
penyimpanan	= 6 kN/m ²
lobi	= 4,79 kN/m ²
area makan	= 4,79 kN/m ²
taman	= 4,79 kN/m ²
balkon/dek	= 4,79 kN/m ²

b. Beban Angin

Setiap gedung maupun bangunan lainnya termasuk dalam kategori Sistem Penahan Gaya Angin Utama (SPGAU), yang mencakup seluruh elemen struktural dan non-struktural seperti Komponen dan Klading (K&K). Seluruh bagian ini wajib direncanakan secara cermat agar mampu menahan beban angin sesuai dengan ketentuan yang tercantum dalam SNI 1727:2020. Perencanaan ini bertujuan untuk memastikan bahwa bangunan tetap aman dan stabil terhadap tekanan angin yang mungkin terjadi selama masa layan struktur, serta melindungi penghuni dan komponen bangunan dari potensi kerusakan akibat beban angin ekstrem.

3. Beban Gempa

a. Faktor keutamaan gempa

Penentuan faktor keutamaan gempa dilakukan dengan mengacu pada fungsi dan jenis pemanfaatan bangunan gedung. Nilai faktor ini

ditetapkan berdasarkan kategori risiko bangunan sebagaimana diatur dalam SNI 1726:2019. Bangunan dengan fungsi sebagai gedung perkantoran digolongkan ke dalam Kategori Risiko IV sebagaimana tercantum pada **Tabel 3.8** Untuk kategori tersebut, nilai faktor keutamaan gempa (I_e) yang digunakan adalah 1,5, sesuai dengan ketentuan pada **Tabel 3.9**.

b. Zona Wilayah Gempa

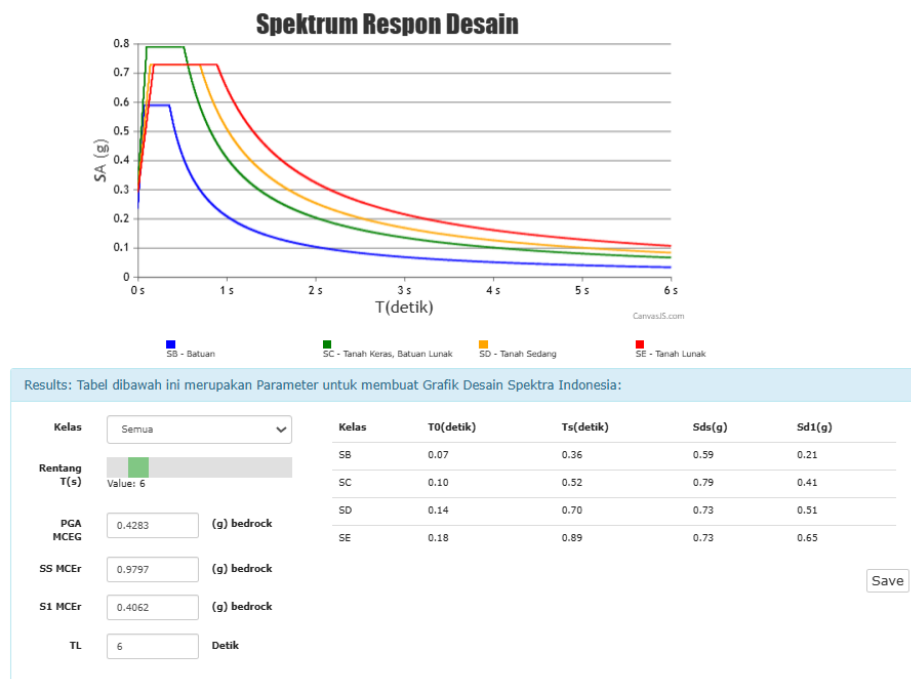
Penentuan zona perencanaan gempa dilakukan dengan mengacu pada data yang diperoleh melalui laman resmi Desain Spektra Indonesia. Adapun parameter respons spektrum yang diInput adalah sebagai berikut :

Lintang	= -0.900276
Bujur	= 119.849786
Kelas situs	= SD (tanah sedang)
Kategori risiko	= IV
Koefisien Respon Modifikasi	= 8
Faktor kuat lebih	=3
Faktor amplifikasi defleksi	= 5,3

Melalui platform ini, dapat diperoleh informasi lengkap mengenai parameter-parameter gempa yang dibutuhkan, termasuk grafik respons spektrum, yang selanjutnya akan digunakan sebagai dasar dalam perencanaan struktur bangunan.

- Percepatan respon spektral MCE dari peta gempa pada periode pendek, $S_S(g) = 0,9797$
- Percepatan respon spectral MCE dari peta gempa pada periode 1 detik, $S_I(g) = 0,4062$
- Percepatan respon spectral MCE dari peta gempa pada periode pendek, $S_{MS}(g) = 1,0856$
- Percepatan respon spectral MCE dari peta gempa pada periode 1 detik, $S_{M1}(g) = 0,769$
- Percepatan respon spectral MCE dari peta gempa pada periode pendek, $S_{DS}(g) = 0,7237$

- Percepatan respon spectral MCE dari peta gempa pada periode 1 detik, $S_{D1}(g) = 0,5128$
- $T_0(\text{detik}) = 0,14$
- Koefisien situs, $F_a = 1,108$
- Koefisien situs, $F_v = 1,893$



Gambar 5.1 Grafik Respon Spektrum

Sumber : <https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>

e. Kombinasi pembebanan

Setelah memasukkan semua beban, selanjutnya *Input* kombinasi pembebanan untuk analisis pada perangkat lunak SAP2000 v.22. berikut kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1727:2020.

a. Kombinasi pembebanan ASD

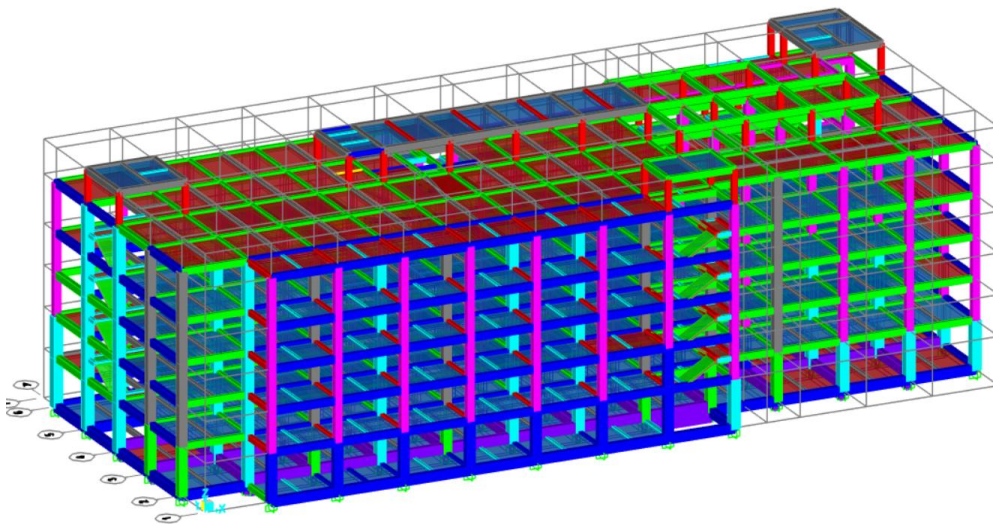
1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$
3. $1,2D + 1,6(L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5 W)$
4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$
5. $0,9D + 1,0W$
6. $1,2D + E_v + E_h + L$
7. $0,9D - E_v + E_h$

b. Kombinasi pembebanan LRFD

1. D
2. D + L
3. D + (Lr atau R)
4. D + 0,75L + 0,75 (Lr atau R)
5. D + 0,6W
6. D + 0,75 (0,6W) + 0,75L + 0,75 (Lr atau R)
7. 0,6D + 0,6W

5.3.2 Output SAP2000 v.22

Setelah seluruh data pembebanan beserta kombinasi bebannya selesai dimasukkan ke dalam model struktur, tahap selanjutnya adalah melakukan analisis dengan bantuan perangkat lunak SAP2000 v.22. Analisis perhitungan struktur pada gedung bertingkat dilakukan dengan pendekatan pemodelan tiga dimensi. Proses analisis ini bertujuan untuk mengetahui bagaimana respon struktur terhadap kombinasi beban yang bekerja, sehingga dapat diperoleh nilai pembebanan maksimum maupun minimum secara lebih akurat. Hasil analisis yang ditampilkan oleh SAP2000 v.22 berupa reaksi pada titik-titik tertentu, salah satunya pada joint pedestal, yaitu titik tumpuan yang menghubungkan struktur atas (superstructure) dengan pondasi. Nilai reaksi yang muncul pada joint pedestal kemudian dijadikan dasar acuan dalam menentukan besarnya beban yang harus ditahan oleh pondasi pada tahap perencanaan.



Gambar 5.2 pemodelan struktur bangunan 3D

Berikut ini rekapitan beban maksimum pada kombinasi ASD hasil analisis menggunakan perangkat lunak SAP2000 v.22.

Tabel 5.2 rekapitan kombinasi pembebanan ASD kondisi aksial maksimum

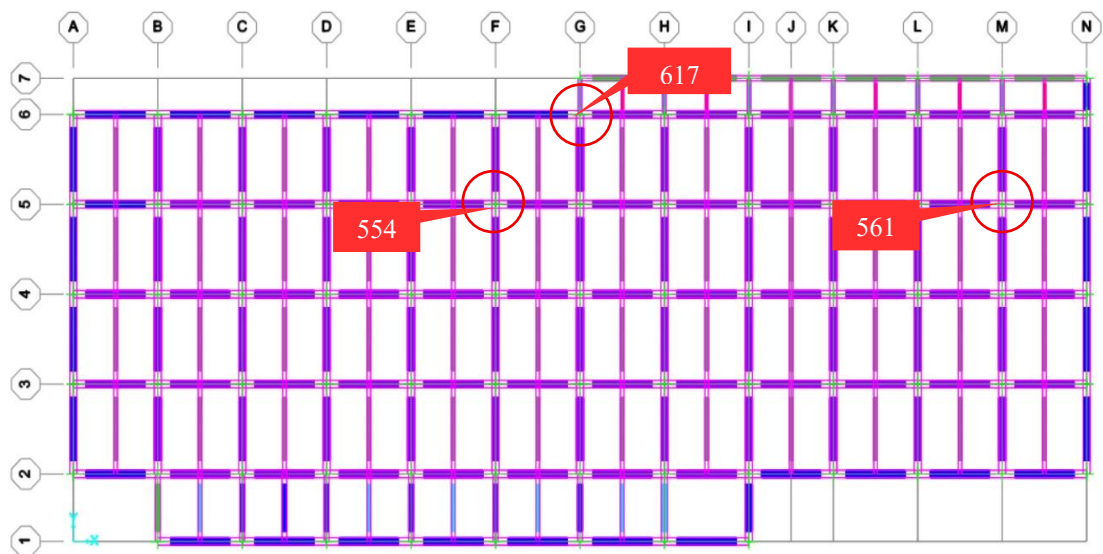
joint	Kondisi Aksial maksimum				
	F1	F2	F3	M1	M2
	kN	kN	kN	kN	kN
554	2,162	83,185	5783,762	516,946	75,339
561	213,245	32,314	4648,101	26,217	996,923
617	42,457	128,998	2838,730	211,412	55,258
joint	Kondisi Aksial minimum				
172	-250,726	-39,028	-845,575	-174,935	-1032,299

Berikut adalah rekapitan beban maksimum dari kombinasi LRFD dari hasil analisis menggunakan SAP2000

Tabel 5.3 rekapitan kombinasi pembebanan LRFD kondisi aksial maksimum

joint	Kondisi Aksial maksimum				
	F1	F2	F3	M1	M2
	kN	kN	kN	kN	kN
554	40,707	114,863	6026,282	400,301	149,039
561	213,227	33,005	4918,864	118,479	877,239
617	42,811	123,212	2866,230	524,415	166,386

Berikut joint yang ditinjau pada perhitungan dapat dilihat pada Gambar berikut.



Gambar 5.3 Titik tinjauan

5.4 Perhitungan Daya Dukung Aksial Pondasi

Data-data perencanaan untuk perhitungan adalah sebagai berikut :

Diameter, D = 0,5 m

Panjang tiang yang direncanakan, L = 25 m

Beban Aksial (ASD), Q_v = 5783,762 kN = 578,376 Ton

Faktor safety, f_s = 3

γ_{beton} = 24 kN/m

5.4.1 Perhitungan daya dukung tunggal pondasi tiang pancang

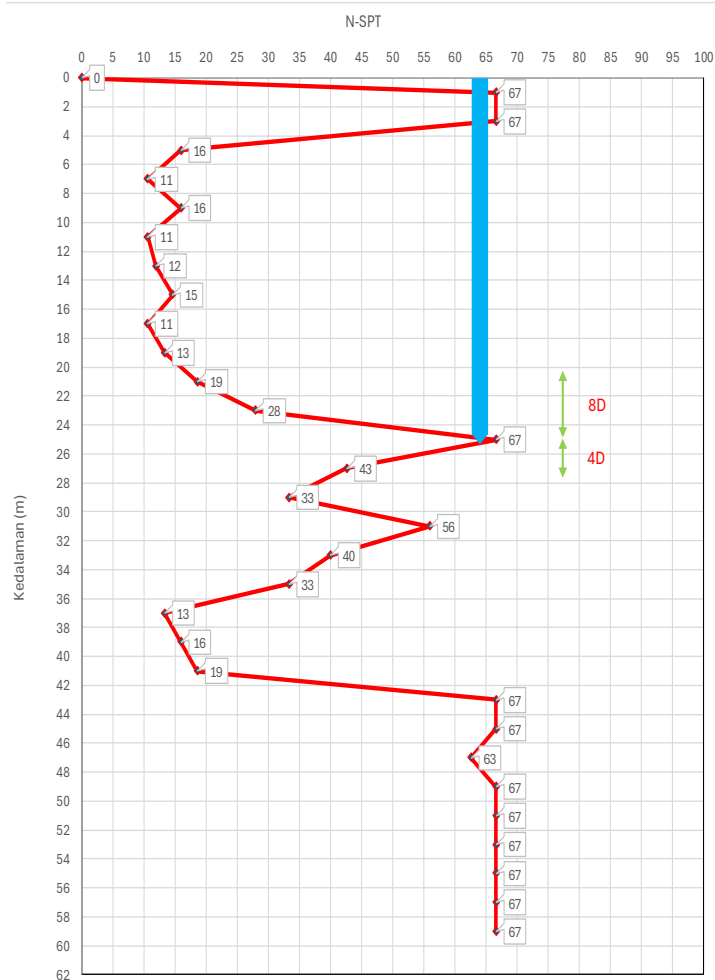
1. Menghitung tahanan ujung tiang

Pengaruh ujung tiang

Atas = $8 \times D = 8 \times 0,5 = 4 \rightarrow 25 - 4 = 21$

Bawah = $4 \times D = 4 \times 0,5 = 2 \rightarrow 25 + 2 = 27$

$N_{rata-rata} = 40,571$



Gambar 5.4 Grafik N_{60} pondasi tiang

2. Menghitung luas penampang ujung tiang pancang (A_p)

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,52 \\ &= 0,196 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

3. Luas penampang ujung tiang pancang

$$\begin{aligned} Q_p &= 40 \times A_p \times N_{\text{rata-rata}} \\ &= 40 \times 0,196 \times 40,571 \\ &= 318,647 \text{ ton} \end{aligned}$$

4. Menghitung luas selimut tiang (A_s)

$$\begin{aligned} A_s &= \pi \times D \times L \\ &= 3,14 \times 0,5 \times 25 \\ &= 39,270 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

5. Menghitung daya dukung ultimate tiang

$$\begin{aligned} Q_s &= 0,2 \times N_{\text{rata-rata sepanjang tiang}} \times A_s \\ &= 0,2 \times 20,733 \times 39,270 \\ &= 162,839 \text{ ton} \end{aligned}$$

6. Menghitung daya dukung ultimate tiang

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= Q_p + Q_s \\ &= 318,647 + 162,839 \\ &= 481,486 \text{ ton} \end{aligned}$$

7. Menghitung daya dukung izin tiang

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_{ult}}{FS} \\ &= \frac{481,486}{3} \\ &= 160,495 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{rclcl} \text{Syarat : } Q_{all} & > & Q_v & & \\ 160,495 & > & 578,376 & & \text{belum memenuhi!!!} \end{array}$$

Catatan: Apabila hasil perhitungan menunjukkan bahwa kapasitas daya dukung tiang tunggal belum memenuhi persyaratan atau tidak mampu menahan beban rencana, maka alternatif yang dapat dipilih adalah menggunakan konfigurasi tiang dalam bentuk kelompok.

Tabel 5.4 Hasil perhitungan daya dukung tunggal tiap kedalaman

Kedalaman	Diameter tiang	Daya Dukung ujung	Daya Dukung Selimut	Daya Dukung Ultimit tiap kolom	Daya Dukung Izin	Kontrol Daya Dukung Tiang Tunggal
		Qp	Qs	Qu	Qall	
(m)	(m)	t	t	t	t	$Q_a > Q_v$
6	0.5	83.776	20.106	103.882	34.627	Tidak Aman
7	0.5	94.248	23.457	117.705	39.235	Tidak Aman
8	0.5	96.866	26.808	123.674	41.225	Tidak Aman
9	0.5	96.342	33.929	130.271	43.424	Tidak Aman
10	0.5	94.248	37.699	131.947	43.982	Tidak Aman
11	0.5	95.744	41.469	137.213	45.738	Tidak Aman
12	0.5	97.240	45.239	142.479	47.493	Tidak Aman
13	0.5	99.484	49.009	148.493	49.498	Tidak Aman
14	0.5	107.338	52.779	160.117	53.372	Tidak Aman
15	0.5	112.200	57.805	170.005	56.668	Tidak Aman
16	0.5	119.680	64.584	184.263	61.421	Tidak Aman
17	0.5	127.160	71.209	198.369	66.123	Tidak Aman
18	0.5	134.640	77.718	212.358	70.786	Tidak Aman
19	0.5	142.120	84.135	226.255	75.418	Tidak Aman
20	0.5	146.608	90.478	237.086	79.029	Tidak Aman
21	0.5	157.080	96.761	253.841	84.614	Tidak Aman
22	0.5	210.936	102.995	313.930	104.643	Tidak Aman
23	0.5	264.791	112.934	377.726	125.909	Tidak Aman
24	0.5	291.719	138.098	429.817	143.272	Tidak Aman
25	0.5	318.647	162.839	481.486	160.495	Tidak Aman
26	0.5	335.103	177.884	512.987	170.996	Tidak Aman
27	0.5	351.559	192.780	544.339	181.446	Tidak Aman
28	0.5	382.975	203.976	586.951	195.650	Tidak Aman
29	0.5	371.007	215.112	586.119	195.373	Tidak Aman
30	0.5	341.087	234.740	575.827	191.942	Tidak Aman
31	0.5	338.095	254.211	592.306	197.435	Tidak Aman
32	0.5	327.623	267.586	595.209	198.403	Tidak Aman
33	0.5	327.623	280.903	608.526	202.842	Tidak Aman
34	0.5	308.175	291.713	599.888	199.963	Tidak Aman
35	0.5	263.295	302.500	565.796	188.599	Tidak Aman
36	0.5	218.415	306.944	525.359	175.120	Tidak Aman
37	0.5	191.488	311.423	502.911	167.637	Tidak Aman
38	0.5	221.407	315.936	537.344	179.115	Tidak Aman
39	0.5	258.807	320.479	579.287	193.096	Tidak Aman
40	0.5	296.207	343.241	639.449	213.150	Tidak Aman

Tabel 5.4 Hasil perhitungan daya dukung tunggal tiap kedalaman (lanjutan)

Kedalaman	Diameter tiang	Daya Dukung ujung	Daya Dukung Selimut	Daya Dukung Ultimit tiap kolom	Daya Dukung Izin	Kontrol Daya Dukung Tiang Tunggal
		Qp	Qs	Qu	Qall	
(m)	(m)	t	t	t	t	Qa > Qv
41	0.5	353.055	365.902	718.958	239.653	Tidak Aman
42	0.5	409.903	388.471	798.374	266.125	Tidak Aman
43	0.5	466.751	410.953	877.704	292.568	Tidak Aman
44	0.5	523.599	433.357	956.956	318.985	Tidak Aman
45	0.5	523.599	455.688	979.287	326.429	Tidak Aman
46	0.5	523.599	477.951	1001.550	333.850	Tidak Aman
47	0.5	523.599	500.152	1023.750	341.250	Tidak Aman

5.4.2 Daya dukung tiang kelompok

Hasil perhitungan daya dukung untuk tiang tunggal belum memenuhi, sehingga direncanakan sebagai tiang kelompok. Untuk perencanaan tiang kelompok adalah sebagai berikut.

1. Penentuan jumlah tiang kelompok

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{Q_v}{Q_{all}} \\
 &= \frac{578,376}{160,495} \\
 &= 3,604 \approx 6 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.5 Rekap perhitungan jumlah kolom

Nomor Kolom	Kedalaman	Diameter Tiang Pancang	Beban Axial, Qv	Daya Dukung Izin, Qa	Jumlah Tiang Perkolom	Type Pancang
(m)	(m)	(m)	(ton)	(ton)		
114	25.00	0.50	237.177	160.495	4	PC 4
116	25.00	0.50	239.065	160.495	4	PC 4
118	25.00	0.50	234.727	160.495	4	PC 4
120	25.00	0.50	233.066	160.495	4	PC 4
122	25.00	0.50	237.561	160.495	4	PC 4
15	25.00	0.50	393.295	160.495	4	PC 4
16	25.00	0.50	405.950	160.495	4	PC 4
165	25.00	0.50	344.931	160.495	4	PC 4
172	25.00	0.50	345.486	160.495	4	PC 4

Tabel 5.5 Rekap perhitungan jumlah kolom (Lanjutan)

Nomor Kolom (m)	Kedalaman (m)	Diameter Tiang Pancang (m)	Beban Axial, Qv (ton)	Daya Dukung Izin, Qa (ton)	Jumlah Tiang Perkolom	Type Pancang
183	25.00	0.50	342.663	160.495	4	PC 4
185	25.00	0.50	341.616	160.495	4	PC 4
187	25.00	0.50	263.586	160.495	4	PC 4
227	25.00	0.50	213.546	160.495	4	PC 4
233	25.00	0.50	334.656	160.495	4	PC 4
239	25.00	0.50	363.329	160.495	4	PC 4
245	25.00	0.50	366.989	160.495	4	PC 4
251	25.00	0.50	371.937	160.495	4	PC 4
257	25.00	0.50	448.140	160.495	4	PC 4
259	25.00	0.50	328.106	160.495	4	PC 4
271	25.00	0.50	255.082	160.495	4	PC 4
273	25.00	0.50	261.561	160.495	4	PC 4
275	25.00	0.50	195.355	160.495	4	PC 4
291	25.00	0.50	281.056	160.495	4	PC 4
297	25.00	0.50	405.190	160.495	4	PC 4
311	25.00	0.50	379.266	160.495	4	PC 4
317	25.00	0.50	387.116	160.495	4	PC 4
323	25.00	0.50	378.712	160.495	4	PC 4
329	25.00	0.50	367.618	160.495	4	PC 4
331	25.00	0.50	354.884	160.495	4	PC 4
333	25.00	0.50	360.576	160.495	4	PC 4
335	25.00	0.50	367.183	160.495	4	PC 4
337	25.00	0.50	357.450	160.495	4	PC 4
359	25.00	0.50	369.873	160.495	4	PC 4
363	25.00	0.50	386.480	160.495	4	PC 4
376	25.00	0.50	285.806	160.495	4	PC 4
377	25.00	0.50	440.942	160.495	4	PC 4
379	25.00	0.50	444.572	160.495	4	PC 4
391	25.00	0.50	409.744	160.495	4	PC 4
395	25.00	0.50	376.954	160.495	4	PC 4
399	25.00	0.50	401.584	160.495	4	PC 4
409	25.00	0.50	419.339	160.495	4	PC 4
415	25.00	0.50	374.916	160.495	4	PC 4
417	25.00	0.50	523.979	160.495	6	PC 6

Tabel 5.5 Rekap perhitungan jumlah kolom (Lanjutan)

Nomor Kolom (m)	Kedalaman (m)	Diameter Tiang Pancang (m)	Beban Axial, Qv (ton)	Daya Dukung Izin, Qa (ton)	Jumlah Tiang Perkolom	Type Pancang
419	25.00	0.50	415.601	160.495	4	PC 4
421	25.00	0.50	384.886	160.495	4	PC 4
423	25.00	0.50	379.521	160.495	4	PC 4
455	25.00	0.50	352.305	160.495	4	PC 4
461	25.00	0.50	287.438	160.495	4	PC 4
469	25.00	0.50	414.000	160.495	4	PC 4
476	25.00	0.50	439.415	160.495	4	PC 4
507	25.00	0.50	383.279	160.495	4	PC 4
513	25.00	0.50	400.787	160.495	4	PC 4
526	25.00	0.50	365.047	160.495	4	PC 4
535	25.00	0.50	395.458	160.495	4	PC 4
539	25.00	0.50	448.889	160.495	4	PC 4
545	25.00	0.50	403.813	160.495	4	PC 4
554	25.00	0.50	578.376	160.495	6	PC 6
561	25.00	0.50	464.810	160.495	4	PC 4
574	25.00	0.50	454.521	160.495	4	PC 2
581	25.00	0.50	223.033	160.495	2	PC 2
587	25.00	0.50	254.472	160.495	2	PC 2
593	25.00	0.50	248.245	160.495	2	PC 2
595	25.00	0.50	256.803	160.495	2	PC 2
597	25.00	0.50	253.278	160.495	2	PC 2
599	25.00	0.50	255.409	160.495	2	PC 2
617	25.00	0.50	283.873	160.495	2	PC 2
623	25.00	0.50	316.306	160.495	4	PC 4
628	25.00	0.50	312.346	160.495	4	PC 4
633	25.00	0.50	309.964	160.495	4	PC 4
638	25.00	0.50	316.960	160.495	4	PC 4
643	25.00	0.50	332.952	160.495	4	PC 4

Tabel 5.5 Rekap perhitungan jumlah kolom (Lanjutan)

Nomor Kolom (m)	Kedalaman (m)	Diameter Tiang Pancang (m)	Beban Axial, Qv (ton)	Daya Dukung Izin, Qa (ton)	Jumlah Tiang Perkolom	Type Pancang
650	25.00	0.50	325.245	160.495	4	PC 4
657	25.00	0.50	180.141	160.495	2	PC 2
659	25.00	0.50	223.411	160.495	2	PC 2
661	25.00	0.50	224.606	160.495	2	PC 2
663	25.00	0.50	245.694	160.495	2	PC 2
665	25.00	0.50	243.834	160.495	2	PC 2
683	25.00	0.50	267.347	160.495	2	PC 2
690	25.00	0.50	249.024	160.495	2	PC 2
97	25.00	0.50	164.094	160.495	2	PC 2

Karena terdapat tiga jenis tiang kelompok yaitu PC2, PC4, dan PC6 maka perhitungan daya dukung kelompok sesuai dengan beban aksial terbesar pada masing-masing jenis *pile cap*.

2. Menghitung Efisiensi kelompok pada PC2

a. Menentukan jarak antar tiang

Syarat jarak antar tiang

$2,5 D \leq S \leq 3D$ diambil jarak $3D$

$$S = 3 \times D$$

$$= 3 \times 0,5$$

$$= 1,5 \text{ m}$$

b. Jarak as ke tepi *pile cap*

$$S = 1,5 \times D$$

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

$$= 0,75 \text{ m}$$

c. Menghitung efisiensi tiang

$$m \text{ (jumlah baris tiang)} = 1$$

$$n \text{ (jumlah kolom tiang)} = 2$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{D}{S}$$

$$= \tan^{-1} \frac{0,5}{1,5}$$

$$= 18,435$$

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)1}{90 \times m \times n} \\ &= 1 - \theta \frac{(2-1) \times 1 + (1-1) \times 2}{90 \times 1 \times 2} \\ &= 0,897 \approx 90\% \end{aligned}$$

d. Menghitung daya dukung tiang kelompok

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \times n \times Q_{all} \\ &= 0,897 \times 2 \times 160,495 \\ &= 288,166 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{rclcl} \text{Syarat:} & Q_g & > & Q_v & \\ & 288,166 & > & 283,873 & \text{memenuhi} \end{array}$$

3. Menghitung efisiensi tiang kelompok pada PC4

a. Menentukan jarak antar tiang

Syarat jarak antar tiang

$$2,5 D \leq S \leq 3D \text{ diambil jarak } 3D$$

$$\begin{aligned} S &= 3 \times D \\ &= 3 \times 0,5 \\ &= 1,5 \text{ m} \end{aligned}$$

b. Jarak as ke tepi *pile cap*

$$\begin{aligned} S &= 1,5 \times D \\ &= 1,5 \times 0,5 \\ &= 0,75 \text{ m} \end{aligned}$$

c. Menghitung efisiensi tiang

$$m \text{ (jumlah baris tiang)} = 2$$

$$n \text{ (jumlah kolom tiang)} = 2$$

$$\begin{aligned} \theta &= \tan^{-1} \frac{D}{S} \\ &= \tan^{-1} \frac{0,5}{1,5} \\ &= 18,435 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)1}{90 \times m \times n} \\ &= 1 - 18,433 \times \frac{(2-1) \times 2 + (2-1) \times 2}{90 \times 2 \times 2} \end{aligned}$$

$$= 0,795 \approx 80 \%$$

- d. Menghitung daya dukung tiang kelompok

$$Q_g = E_g \times n \times Q_{all}$$

$$= 0,795 \times 4 \times 160,495$$

$$= 510,483 \text{ ton}$$

$$\begin{array}{lcl} \text{Syarat:} & Q_g & > & Q_v \\ & 510,483 & > & 464,810 \end{array}$$

memenuhi

4. Menghitung efisiensi tiang kelompok pada PC6

- a. Menentukan jarak antar tiang

Syarat jarak antar tiang

$$2,5 D \leq S \leq 3D \text{ diambil jarak } 3D$$

$$S = 3 \times D$$

$$= 3 \times 0,5$$

$$= 1,5 \text{ m}$$

- b. Jarak as ke tepi *pile cap*

$$S = 1,5 \times D$$

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

$$= 0,75 \text{ m}$$

- c. Menghitung efisiensi tiang

$$m \text{ (jumlah baris tiang)} = 2$$

$$n \text{ (jumlah kolom tiang)} = 3$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{D}{S}$$

$$= \tan^{-1} \frac{0,5}{1,5}$$

$$= 18,435$$

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n}$$

$$= 1 - 18,433 \times \frac{(3-1) \times 2 + (2-1) \times 3}{90 \times 2 \times 3}$$

$$= 0,761 \approx 76 \%$$

- d. Menghitung daya dukung tiang kelompok

$$Q_g = E_g \times n \times Q_{all}$$

$$= 0,761 \times 6 \times 160,495$$

$$= 732,850 \text{ ton}$$

$$\begin{array}{rclcl} \text{Syarat:} & Q_g & > & Q_v & \\ & 732,850 & > & 578,376 & \text{memenuhi} \end{array}$$

5.5 Perhitungan daya dukung latetal

Diketahui :

$$\begin{array}{ll} \text{Mutu beton, } f_c' & = 40 \text{ Mpa} \\ \text{Diameter tiang, } d & = 0,5 \text{ m} \approx 500 \text{ mm} \\ \text{Kedalaman pondasi, } L & = 25 \text{ m} \\ \text{Beban horizontal joint, 617} & = 128,988 \\ \text{Beban horizontal joint, 561} & = 213,245 \\ \text{Beban horizontal joint, 554} & = 83,185 \end{array}$$

5.6.1 Menghitung momen tahanan

1. Menentukan modulus elastisitas tiang, E_p

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \times \sqrt{f_c'} \\ &= 4700 \times \sqrt{40} \\ &= 29725,41 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

2. Menentukan momen inersia

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{64} \times \pi \times d^4 \\ &= \frac{1}{64} \times 3,14 \times 0,5^4 \\ &= 0,003067962 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

3. Menentukan kuat tarik beton, f_s

$$\begin{aligned} f_s &= 0,4 \times f_c' \\ &= 0,4 \times 40 \\ &= 16 \text{ Mpa} \approx 16000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

4. Tahanan momen, S'

$$\begin{aligned} S' &= \frac{I_p}{d/2} \\ &= \frac{0,003067962}{0,25} \\ &= 0,0122718 \end{aligned}$$

5. Momen maksimum tiang, M_y

$$\begin{aligned} M_y &= f_s \times S' \\ &= 16000 \times 0,0122718 \\ &= 196,350 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

5.6.2 Menghitung daya dukung lateral tiang

1. Menghitung koefisien tegangan aktif, K_p

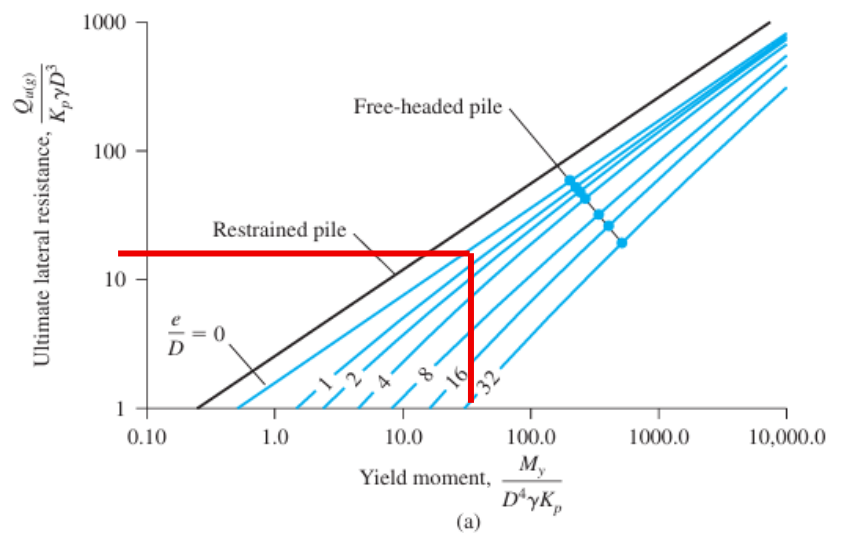
$$\begin{aligned} K_p &= \tan \left(45^\circ \times \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \tan \left(45^\circ \times \frac{38}{2} \right) \\ &= 2,050 \end{aligned}$$

2. Hasil momen

$$\begin{aligned} &= \frac{My}{D^4 \times \gamma \times K_p} \\ &= \frac{196,350}{0,0625 \times 20,4 \times 2,050} \\ &= 75,111 \end{aligned}$$

Nilai hasil momen di plot pada berikut

$$\begin{aligned} \frac{e}{d} &= \frac{0,2}{0,5} \\ &= 0,4 \end{aligned}$$



Sehingga didapatkan nilai $\frac{Hu}{K_p \times \gamma \times d^3} = 30$

$$\begin{aligned} H_u &= 30 \times K_p \times \gamma \times d^3 \\ &= 30 \times 2,050 \times 20,4 \times 0,125 \\ &= 156,848 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_a &= \frac{H_u}{f_s} \\ &= \frac{156,848}{3} \\ &= 52,283 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.6.3 Menentukan daya dukung lateral kelompok

1. Lateral kelompok PC2

$$\begin{aligned}H_{\text{grup}} &= \text{jumlah tiang} \times H_u \\&= 2 \times 156,848 \\&= 672,393 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{array}{lcl} \text{Syarat} : & H_{\text{grup}} & > \text{beban horizontal} \\ & 313,696 & > 128,988 \quad \text{memenuhi} \end{array}$$

2. Lateral kelompok PC4

$$\begin{aligned}H_{\text{grup}} &= \text{jumlah tiang} \times H_u \\&= 4 \times 156,848 \\&= 672,393 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{array}{lcl} \text{Syarat} : & H_{\text{grup}} & > \text{beban horizontal} \\ & 672,393 & > 213,245 \quad \text{memenuhi} \end{array}$$

3. Lateral kelompok PC6

$$\begin{aligned}H_{\text{grup}} &= \text{jumlah tiang} \times H_u \\&= 6 \times 156,848 \\&= 941,089 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{array}{lcl} \text{Syarat} : & H_{\text{grup}} & > \text{beban horizontal} \\ & 941,089 & > 83,185 \quad \text{memenuhi} \end{array}$$

5.6.4 Menghitung defleksi tiang akibat beban lateral

1. Menentukan tiang panjang atau tiang pendek

$$\begin{aligned}\alpha &= \frac{nh}{Ep \times Ip}^{1/5} \\&= \frac{1000}{29725410 \times 0,003068}^{1/5} \\&= \frac{1000}{91196,41572}^{1/5} \\&= 0,405\end{aligned}$$

jika nilai $\alpha L > 4$ maka dikategorikan sebagai tiang panjang

$$\begin{aligned}\alpha L &= 0,405 \times 25 \\&= 10,138 > 4 \quad \text{tiang panjang}\end{aligned}$$

2. Menghitung defleksi tiang

$$y_o = \frac{2,4 \times H}{nh^{3/5} \times (Ep \times Ip)^{2/5}} + \frac{1,6 \times He}{nh^{2/5} \times (Ep \times Ip)^{3/5}}$$

$$= \frac{2,4 \times 52,283}{1000^{3/5} \times (29725410,006 \times 0,003068)^{2/5}} + \frac{1,6 \times 52,283 \times 0,2}{1000^{2/5} \times (29725410,006 \times 0,003068)^{3/5}}$$

$$= 0,02175 \text{ m}$$

$$= 2,175 \text{ mm}$$

Syarat defleksi tiang yaitu kurang dari 18 mm.

$$y_o < 18 \text{ mm}$$

$$2,175 \text{ mm} < 18 \text{ mm}$$

memenuhi

5.6 Perhitungan penurunan pondasi tiang

Diketahui :

Modulus elastisitas tiang	= $4700 \times \sqrt{(f_c')}$
	= $4700 \times \sqrt{40}$
	= 29725,410 mpa
	= 2972541,001 ton
Panjang tiang (L)	= 25 meter
Jarak antar tiang	= 1,5 meter
Daya dukung ujung tiang, Q_p	= 318,647 ton
Daya dukung selimut tiang, Q_s	= 162,839 ton

5.7.1 Penurunan pondasi tiang tunggal

1. Penurunan tiang Tunggal pada PC2 (joint 617)

$$a. \quad S_1 = \left(\frac{Q_{wp} + \xi \times Q_{ws}}{A_p \times E_p} \right) \times L$$

$$Q_{wp} = \left(\frac{Q_p}{Q_p + Q_s} \right) \times Q_v$$

$$= \left(\frac{318,647}{318,647 + 162,839} \right) \times 283,873$$

$$= 187,867$$

$$Q_{ws} = \left(\frac{Q_s}{Q_s + Q_p} \right) \times Q_v$$

$$= \left(\frac{162,839}{162,839 + 318,647} \right) \times 288,873$$

$$= 96,006$$

$$S_1 = \left(\frac{Q_{wp} + \xi \times Q_{ws}}{A_p \times E_p} \right) \times L$$

$$= \left(\frac{260,282 + 0,5 \times 133,013}{0,196 \times 2972541,001} \right) \times 25$$

$$= 0,010 \text{ m} \approx 1,010 \text{ cm}$$

b. Penurunan ujung tiang

$$\begin{aligned} q_p &= \left(\frac{Q_{wp}}{A_p} \right) \\ &= \left(\frac{187,867}{0,196} \right) \\ &= 956,798 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$C_p = 0,03$$

$$\begin{aligned} S_2 &= \left(\frac{Q_{wp} \times C_p}{D \times q_p} \right) \\ &= \left(\frac{187,876 \times 0,03}{0,5 \times 956,798} \right) \\ &= 0,01178 \text{ m} \approx 1,178 \text{ cm} \end{aligned}$$

c. Penurunan akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang

$$\begin{aligned} C_s &= (0,93 + 0,16 \sqrt{L/D}) \times C_p \\ &= (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{25}{0,5}}) \times 0,03 \\ &= 0,062 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_3 &= \frac{Q_{ws} \times C_s}{L \times q_p} \\ &= \frac{96,006 \times 0,062}{25 \times 956,798} \\ &= 0,000248 \text{ m} \approx 0,0248 \text{ cm} \end{aligned}$$

d. Penurunan segera pada tiang

$$\begin{aligned} S_i &= S_1 + S_2 + S_3 \\ &= 1,0103 + 1,178 + 0,0248 \\ &= 2,2132 \text{ cm} \end{aligned}$$

Syarat penurunan izin menurut SNI 8460:2017 adalah 150 mm atau 15 cm.

$$S_e < 15 \text{ cm}$$

$$2,603 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$$

memenuhi...

2. Penurunan tiang tunggal PC4 (joint 561)

$$\begin{aligned} \text{a. } S_1 &= \left(\frac{Q_{wp} + \xi \times Q_{ws}}{A_p \times E_p} \right) \times L \\ Q_{wp} &= \left(\frac{Q_p}{Q_p + Q_s} \right) \times Q_v \\ &= \left(\frac{318,647}{318,647 + 162,839} \right) \times 464,810 \\ &= 307,611 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Q_{ws} &= \left(\frac{Q_s}{Q_s + Q_p} \right) \times Q_v \\
&= \left(\frac{162,839}{162,839 \times 318,647} \right) \times 464,810 \\
&= 157,199 \\
S_1 &= \left(\frac{Q_{wp} + \xi \times Q_{ws}}{A_p \times E_p} \right) \times L \\
&= \left(\frac{307,611 + 0,5 \times 157,199}{0,196 \times 2972541,001} \right) \times 25 \\
&= 0,0165 \text{ m} \approx 1,654 \text{ cm}
\end{aligned}$$

b. Penurunan ujung tiang

$$\begin{aligned}
q_p &= \left(\frac{Q_{wp}}{A_p} \right) \\
&= \left(\frac{307,611}{0,196} \right) \\
&= 1566,649 \text{ ton/m}^2 \\
C_p &= 0,03 \\
S_2 &= \left(\frac{Q_{wp} \times C_p}{D \times q_p} \right) \\
&= \left(\frac{307,611 \times 0,03}{0,5 \times 1566,649} \right) \\
&= 0,01178 \text{ m} \approx 1,178 \text{ cm}
\end{aligned}$$

c. Penurunan akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang

$$\begin{aligned}
C_s &= (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}}) \times C_p \\
&= (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{25}{0,5}}) \times 0,03 \\
&= 0,062 \text{ m} \\
S_3 &= \frac{Q_{ws} \times C_s}{L \times q_p} \\
&= \frac{157,199 \times 0,062}{25 \times 1566,649} \\
&= 0,000248 \text{ m} \approx 0,0248 \text{ cm}
\end{aligned}$$

d. Penurunan segera pada tiang

$$\begin{aligned}
S_e &= S_1 + S_2 + S_3 \\
&= 1,654 + 1,178 + 0,0248 \\
&= 2,857 \text{ cm}
\end{aligned}$$

Syarat penurunan izin menurut SNI 8460:2017 adalah 150 mm atau 15 cm.

$$S_e < 15 \text{ cm}$$

$$2,857 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$$

memenuhi...

3. Penurunan Tiang Tunggal PC6

$$a. S_1 = \left(\frac{Q_{wp} + \xi \times Q_{ws}}{A_p \times E_p} \right) \times L$$

$$\begin{aligned} Q_{wp} &= \left(\frac{Q_p}{Q_p + Q_s} \right) \times Q_v \\ &= \left(\frac{162,839}{162,839 \times 318,647} \right) \times 578,376 \\ &= 382,726 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{ws} &= \left(\frac{Q_s}{Q_s + Q_p} \right) \times Q_v \\ &= \left(\frac{162,839}{162,839 \times 318,647} \right) \times 578,376 \\ &= 195,607 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_1 &= \left(\frac{Q_{wp} + \xi \times Q_{ws}}{A_p \times E_p} \right) \times L \\ &= \left(\frac{382,769 + 0,5 \times 195,607}{0,196 \times 2972541,001} \right) \times 25 \\ &= 0,02058 \text{ m} \approx 2,058 \text{ cm} \end{aligned}$$

b. Penurunan ujung tiang

$$\begin{aligned} q_p &= \left(\frac{Q_{wp}}{A_p} \right) \\ &= \left(\frac{382,726}{0,196} \right) \\ &= 1949,425 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$C_p = 0,03$$

$$\begin{aligned} S_2 &= \left(\frac{Q_{wp} \times C_p}{D \times q_p} \right) \\ &= \left(\frac{382,769 \times 0,03}{0,5 \times 1949,425} \right) \\ &= 0,01178 \text{ m} \approx 1,178 \text{ cm} \end{aligned}$$

c. Penurunan akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang

$$\begin{aligned} C_s &= \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}} \right) \times C_p \\ &= \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{25}{0,5}} \right) \times 0,03 \\ &= 0,062 \text{ m} \end{aligned}$$

$$S_3 = \frac{Q_{ws} \times C_s}{L \times q_p}$$

$$= \frac{195,607 \times 0,062}{25 \times 1949,425}$$

$$= 0,00025 \text{ m} \approx 0,025 \text{ cm}$$

d. Penurunan segera pada tiang

$$\begin{aligned} S_e &= S_1 + S_2 + S_3 \\ &= 2,058 + 1,178 + 0,025 \\ &= 3,2614 \text{ cm} \end{aligned}$$

Syarat penurunan izin menurut SNI 8460:2017 adalah 150 mm atau 15 cm.

$$S_e < 15 \text{ cm}$$

$$3,261 \text{ cm} < 15 \text{ cm} \quad \text{memenuhi...}$$

5.7.2 Penurunan pondasi tiang kelompok

Perhitungan penurunan pondasi kelompok pada tipe pondasi PC2 joint 617, tipe PC4 pada joint 561, dan tipe PC6 pada joint 554 adalah sebagai berikut :

1. Penurunan pondasi tiang pada PC2

Diketahui :

$$\text{Diameter tiang pancang} = 0,5 \text{ m}$$

$$\text{Penurunan tiang tunggal} = 2,213 \text{ cm} \approx 0,0221 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah tiang satu baris, } n' = 2$$

$$\text{Jarak antar tiang (as ke as)} = 1,5 \text{ m}$$

a. Menghitung lebar kelompok tiang, (Bg)

$$\begin{aligned} B_g &= (n' - 1) \times d + 2 \left(\frac{D}{2} \right) \\ &= (2 - 1) \times 1,5 + 2 \left(\frac{0,5}{2} \right) \\ &= 2 \text{ m} \end{aligned}$$

b. Menghitung penurunan tiang kelompok

$$\begin{aligned} S_g &= \frac{se \sqrt{B_g}}{\sqrt{D}} \\ &= \frac{0,0221 \sqrt{2}}{\sqrt{0,5}} \\ &= 0,04426 \text{ m} \\ &= 4,426 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Syarat : } S_g < 15 \text{ cm}$$

$$4,426 \text{ cm} < 15 \text{ cm} \quad \text{memenuhi}$$

2. Penurunan pondasi tiang pada PC4

Diketahui :

Diameter tiang pancang = 0,5 m

Penurunan tiang tunggal = 2,857 cm $\approx$ 0,0286 m

Jumlah tiang satu baris, n' = 2

Jarak antar tiang (as ke as) = 1,5 m

a. Menghitung lebar kelompok tiang, (Bg)

$$\begin{aligned} Bg &= (n' - 1) \times d + 2 \left(\frac{D}{2} \right) \\ &= (2 - 1) \times 1,5 + 2 \left(\frac{0,5}{2} \right) \\ &= 2 \text{ m} \end{aligned}$$

b. Menghitung penurunan tiang kelompok

$$\begin{aligned} Sg &= \frac{se \sqrt{Bg}}{\sqrt{D}} \\ &= \frac{0,0286 \sqrt{2}}{\sqrt{0,5}} \\ &= 0,05714 \text{ m} \\ &= 5,714 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Syarat : } Sg < 15 \text{ cm}$$

$$5,714 \text{ cm} < 15 \text{ cm} \quad \text{memenuhi,,}$$

3. Penurunan pondasi kelompok pada PC-6

Diketahui :

Diameter tiang pancang = 0,5 m

Penurunan tiang tunggal = 3,261 cm $\approx$ 0,0326 m

Jumlah tiang satu baris, n' = 3

Jarak antar tiang (as ke as) = 1,5 m

a. Menghitung lebar kelompok tiang, (Bg)

$$\begin{aligned} Bg &= (n' - 1) \times d + 2 \left(\frac{D}{2} \right) \\ &= (3 - 1) \times 1,5 + 2 \left(\frac{0,5}{2} \right) \\ &= 3,5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Sg = \frac{se \sqrt{Bg}}{\sqrt{D}}$$

$$= \frac{0,03261}{\sqrt{0,5}} \sqrt{\frac{2}{0,5}}$$

$$= 0,086 \text{ m}$$

$$= 8,629 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{rclcl} \text{Syarat :} & S_g & < & 15 \text{ cm} \\ & 8,629 \text{ cm} & < & 15 \text{ cm} & \text{memenuhi} \end{array}$$

5.7 Kontrol aksial untuk satu tiang

Perhitungan jumlah tiang pancang yang telah dilakukan sebelumnya masih didasarkan hanya pada besarnya beban aksial yang bekerja pada masing-masing tiang. Namun, pada kondisi yang sebenarnya pondasi tiang pancang tidak hanya menerima beban aksial, melainkan juga dapat dipengaruhi oleh adanya momen yang timbul akibat distribusi beban maupun gaya luar lainnya. Oleh karena itu, diperlukan analisis tambahan berupa pemeriksaan atau kontrol terhadap nilai P maks pada satu tiang dalam suatu kelompok tiang, agar dapat dipastikan bahwa kapasitas tiang tetap aman saat menerima kombinasi beban aksial dan momen yang bekerja. Pada kontrol ini digunakan dua kondisi, yaitu pada kondisi beban aksial maksimum dan kondisi momen maksimum.

Diketahui :

1. Data beban pondasi pada kondisi Aksial Maksimum

$$\text{Gaya aksial kolom, } P_u = 5783,762 \text{ kN}$$

$$\text{Momen arah x, } M_{ux} = 516,947 \text{ kN}$$

$$\text{Momen arah y, } M_{uy} = 75,339 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya lateral arah x, } H_{ux} = 2,162 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya lateral arah y, } H_{uy} = 83,185 \text{ kN}$$

2. Data beban pondasi pada kondisi momen maksimum

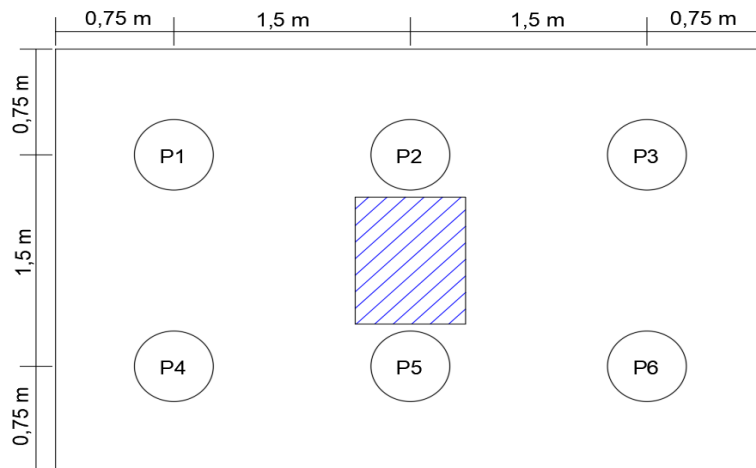
$$\text{Gaya aksial kolom, } P_u = 4139,998 \text{ kN}$$

$$\text{Momen arah x, } M_{ux} = 1584,388 \text{ kN}$$

$$\text{Momen arah y, } M_{uy} = 30,539 \text{ kN}$$

$$\text{Lateral arah x, } H_{ux} = 73,649 \text{ kN}$$

$$\text{Lateral arah y, } H_{uy} = 385,394 \text{ kN}$$



Gambar 5.5 posisi tiang pancang

Tabel 5.6 Jumlah dan Koordinat Tiang Pancang

No	Jumlah n	x (m)	n*x ² (m ²)	No	Jumlah n	y (m)	n*y ² (m ²)
1	1	-1.50	2.25	1	1	0.75	0.563
2	1	0.00	0	2	1	0.00	0.000
3	1	1.50	2.25	3	1	0.75	0.563
4	1	-1.50	2.25	4	1	-0.75	0.563
5	1	0.00	0	5	1	0.00	0.000
6	1	1.50	2.25	6	1	-0.75	0.563
n =	6	Σx ²	9	n =	6	Σy ²	2.25
Lebar pilecap arax, x						L _x =	4.5
Lebar pilecap arax, y						L _y =	3

5.8.1 Kontrol pondasi pada kondisi aksial maksimum

Berikut adalah

1. Kontrol aksial pada tiang pancang

$$\begin{aligned}
 P_{u_{\max}} &= \frac{P_u}{n} + \frac{M_{ux} \times y_{\max}}{\Sigma y^2} + \frac{M_{uy} \times x_{\max}}{\Sigma x^2} \\
 &= \frac{5783,762}{6} + \frac{516,947 \times 0,75}{2,25} + \frac{75,339 \times 1,50}{9} \\
 &= 1148,832 \text{ kN} \\
 &= 114,883 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat} : \quad P_{u_{\max}} &< Q_{\text{all}} \\
 114,883 &< 160,495 \quad \text{memenuhi}
 \end{aligned}$$

5.8.2 Kontrol pondasi pada kondisi momen maksimum

1. Gaya aksial maksimum pada tiang pancang

$$\begin{aligned}
 P_{u_{\max}} &= \frac{Pu}{n} + \frac{Mux \times y_{\max}}{\Sigma y^2} + \frac{Muy \times x_{\max}}{\Sigma x^2} \\
 &= \frac{4139,998}{6} + \frac{1584,388 \times 0,75}{2,25} + \frac{30,540 \times 1,50}{9} \\
 &= 1223,219 \text{ kN} \\
 &= 122,322 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat : } P_{u_{\max}} &< Q_{\text{all}} \\
 122,322 &< 160,495 \quad \text{memenuhi}
 \end{aligned}$$

5.8 Kontrol Pondasi Terhadap Gaya Angkat (*Uplift*)

Diketahui :

Uplift force tiang tunggal, $T_s = 845,575 \text{ kN}$

Faktor keamanan = 1,5

$\gamma_{\text{beton}} = 24 \text{ kN/m}^3$

Diameter tiang = 0,5 m

Kedalaman tiang = 25 m

Tahanan selimut tiang (Q_s) = 1628,392 kN

1. Menghitung kapasitas gaya angkat ultimit (T_u)

$$\begin{aligned}
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,5^2 \\
 &= 0,196 \text{ m}^2 \\
 W_p &= A_p \times L \times \gamma_{\text{beton}} \\
 &= 0,196 \times 25 \times 24 \\
 &= 117,810 \\
 T_u &= Q_s + W_p \\
 &= 1628,392 + 117,810 \\
 &= 1746,202 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Menghitung kapasitas dukung uplift ijin (T_{all})

$$\begin{aligned}
 T_{\text{all}} &= \frac{T_u}{SF} \\
 &= \frac{1746,202}{1,5} \\
 &= 1203,405 \text{ Kn}
 \end{aligned}$$

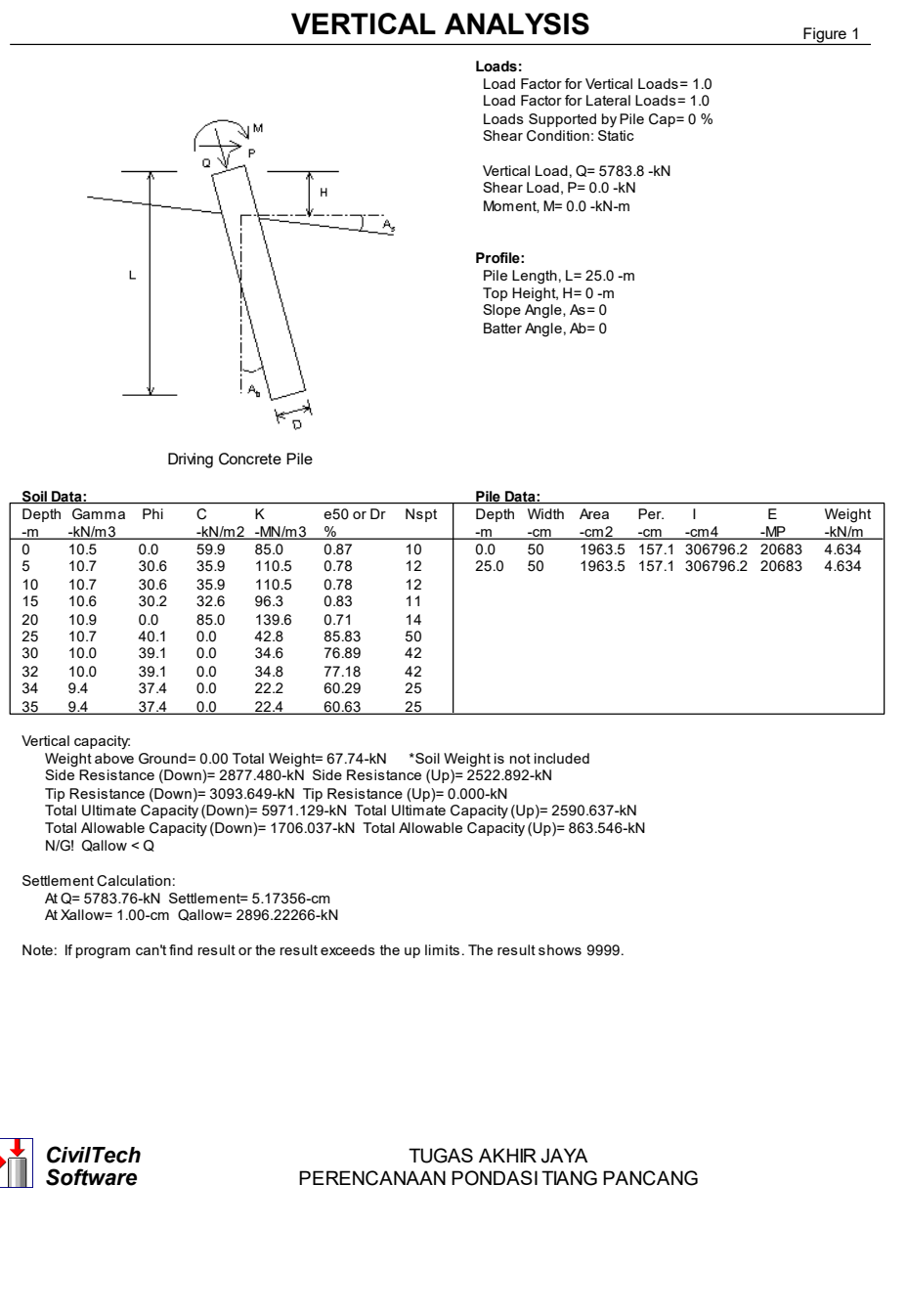
$$\begin{aligned}
 \text{Kontrol : } T_{\text{all}} &> T_s \\
 1203,405 &> 845,575 \quad \text{Memenuhi}
 \end{aligned}$$

5.9 Hasil Perhitungan Menggunakan *AllPile*

Setelah semua data terkait pondasi serta faktor keamanan selesai dimasukkan, langkah berikutnya adalah melakukan analisis terhadap gaya vertikal.

1. Hasil analisis tiang tunggal

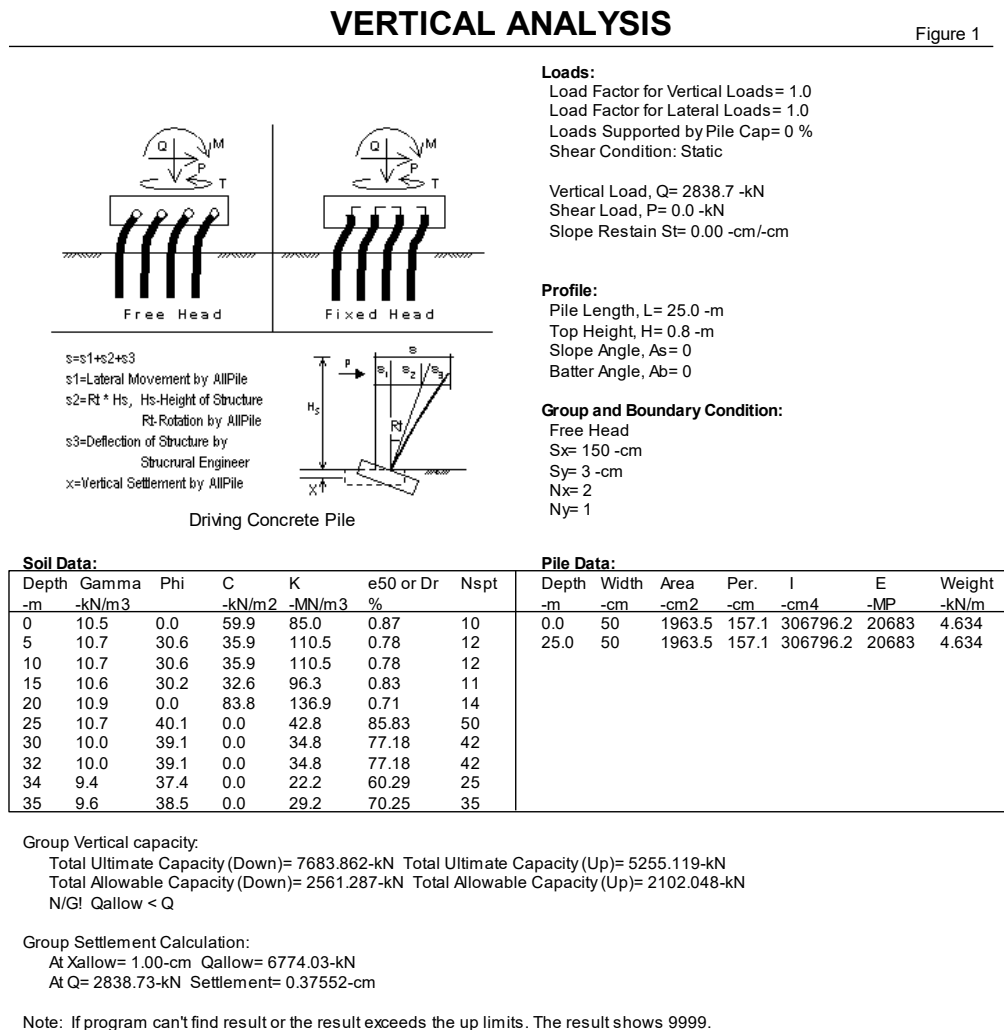
Untuk analisis tiang tunggal dilakukan pada joint dengan beban aksial terbesar yaitu pada joint 554. Hasil analisis dari tiang tunggal dapat dilihat pada **Gambar 5.6** berikut.



Gambar 5.6 Analisis *singel pile*

2. Hasil analisis tiang kelompok pada PC2

Perhitungan kapasitas kelompok tiang tipe PC2 telah dilakukan menggunakan perangkat lunak *AllPile*, dan hasil analisisnya ditunjukkan pada **Gambar 5.7** sebagai berikut.



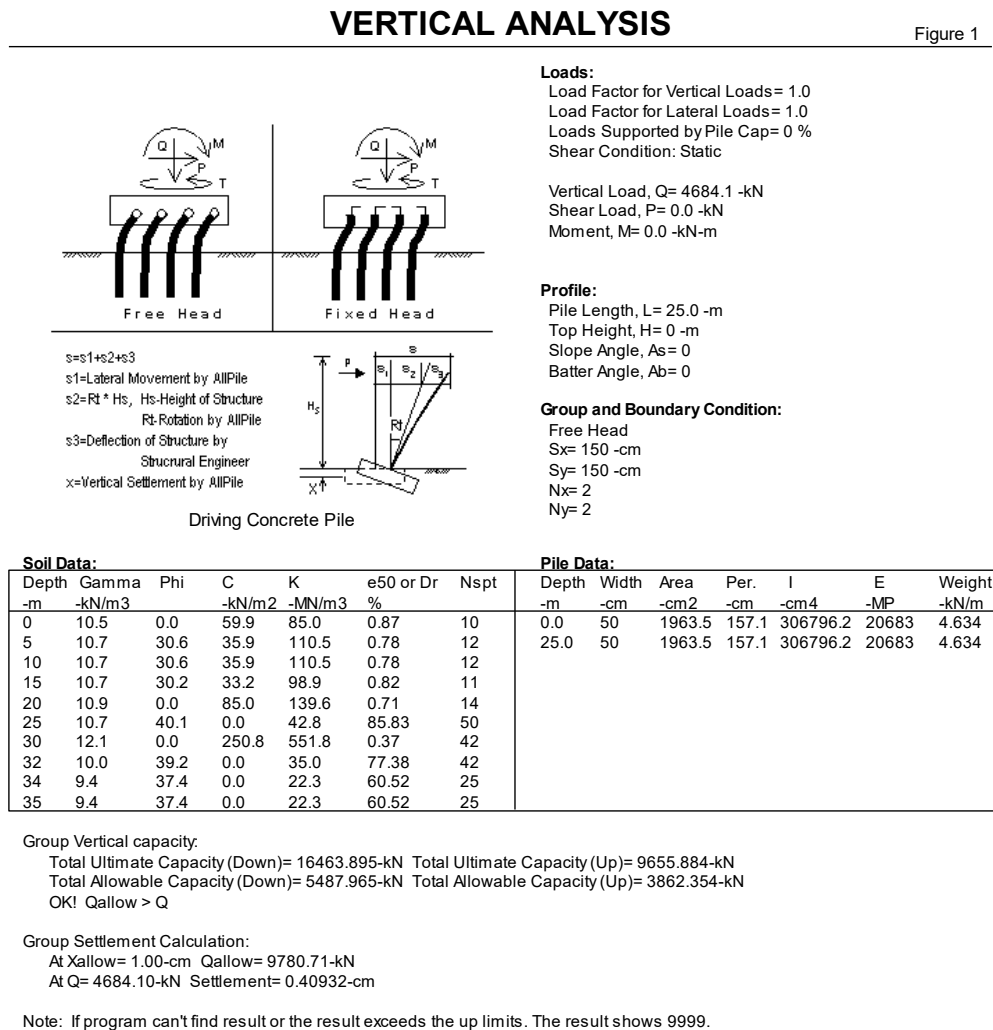
**CivilTech
Software**

TUGAS AKHIR JAYA
PERENCANAAN PONDASI

Gambar 5.7 Hasil Report *AllPile* PC2

3. Hasil analisis pada PC4

Dengan memanfaatkan aplikasi *AllPile*, dilakukan perhitungan daya dukung kelompok tiang tipe PC4, sehingga diperoleh hasil pada **Gambar 5.8** pada halaman berikutnya.



**CivilTech
Software**

PERENCANAAN PONDASI TIANG PANCANG
TUGAS AKHIR : JAYA PERDANA PUTRA

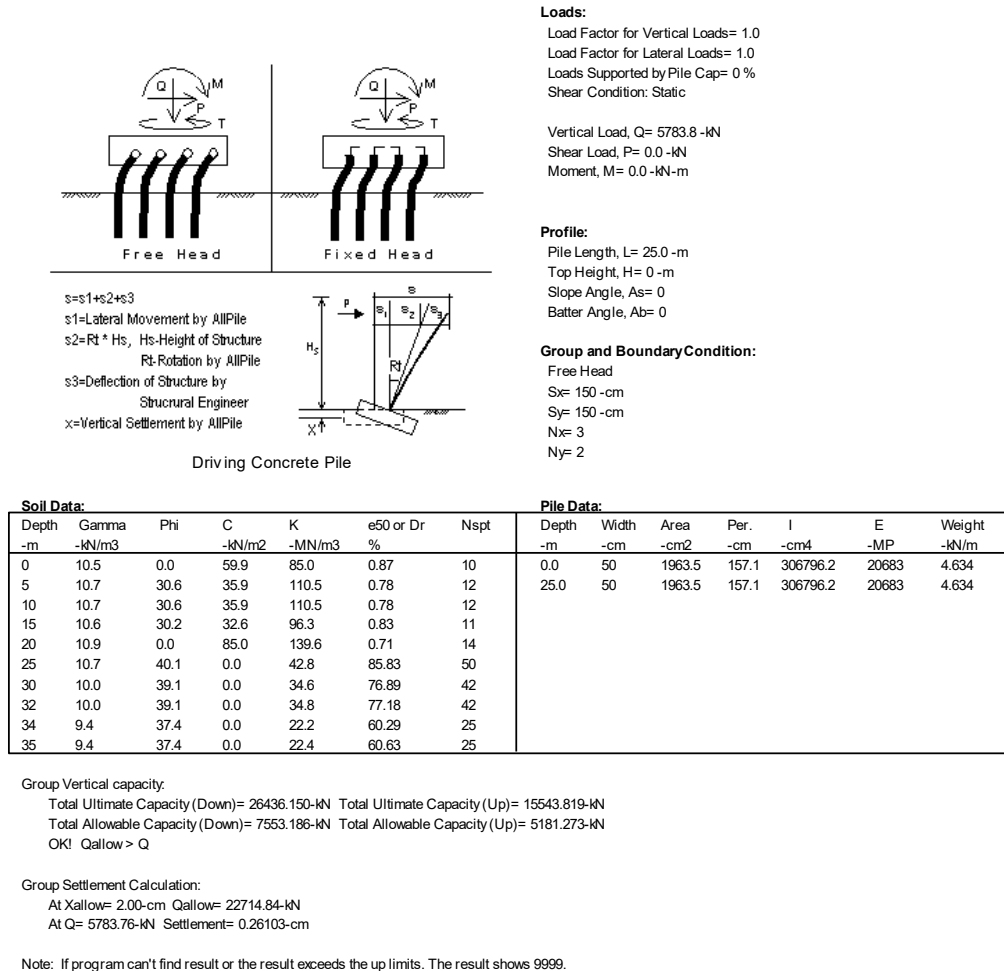
Gambar 5.8 Hasil report *AllPile* PC4

4. Hasil analisis pada PC6

Analisis kelompok tiang tipe PC2 menggunakan program *AllPile* menghasilkan nilai daya dukung sebagaimana tercantum pada **Gambar 5.9** di halaman berikutnya.

VERTICAL ANALYSIS

Figure 1



**CivilTech
Software**

TUGAS AKHIR JAYA
PERENCANAAN PONDASI

Gambar 5.9 Hasil report *AllPile* PC6

Untuk rekap hasil analisis menggunakan perangkat lunak Allpile dapat dilihat pada **Tabel 5.7, Tabel 5.8, Tabel 5.9, dan Tabel 5.10** berikut.

Tabel 5.7 Hasil analisis *AllPile* tiang tunggal

Beban aksial Qv (ton)	Daya Dukung Ultimate (ton)	Daya Dukung izin (ton)	Penurunan (cm)
578,376	597,112	170,603	5,173

Tabel 5.8 Rekap hasil analisis tiang kelompok tipe PC2

Beban aksial Qv (ton)	Daya Dukung Ultimate (ton)	Daya Dukung izin (ton)	Penurunan (cm)
283,873	768,386	256.128	0,375

Tabel 5.9 Rekap hasil analisis tiang kelompok tipe PC4

Beban aksial Qv (ton)	Daya Dukung Ultimate (ton)	Daya Dukung izin (ton)	Penurunan (cm)
464,810	1646,389	548,796	0.409

Tabel 5.10 Rekap hasil analisis tiang kelompok tipe PC6

Beban aksial Qv (ton)	Daya Dukung Ultimate (ton)	Daya Dukung izin (ton)	Penurunan (cm)
578,376	2643,615	755.318	0,261

Hasil analisis menggunakan perangkat lunak Allpile diatas menunjukkan bahwa daya dukung aksial dan penurunan telah memenuhi syarat minimal dalam perencanaan pondasi.

5.10 Penulangan Tiang

Kombinasi pembebanan yang digunakan dalam menghitung tulangan adalah kombinasi LRFD, Sesuai dengan SNI 1726 : 2019.

Berikut beban-beban kombinasi LRFD yang merupakan *Output* dari perangkat lunak SAP2000 V22.

1. Kondisi aksial maksimum

$$\text{Gaya aksial, Pu} = 6026,282 \text{ kN}$$

$$\text{Momen arah x, } M_{ux} = 400,301 \text{ kN}$$

$$\text{Momen arah y, } M_{uy} = 149,039 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya lateral arah x, } H_{ux} = 6,785 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya lateral arah y, } H_{uy} = 19,144 \text{ kN}$$

a. Menghitung H_u

$$\begin{aligned} H_u &= \sqrt{H_{ux}^2 + H_{uy}^2} \\ &= \sqrt{6,785^2 + 19,144^2} \\ &= 20,310 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Menghitung nilai f

$$\begin{aligned} f &= 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{d \times K_p \times \gamma}} \\ &= 0,82 \sqrt{\frac{20,310}{0,5 \times 2,050 \times 20,4}} \\ &= 0,808 \text{ m} \end{aligned}$$

c. Menentukan Koordinat Tiang Pancang

Sebelum menentukan beban aksial pada tiang pancang, perlu menentukan letak koordinatnya. Letak koordinat tiang pancang dapat di lihat pada **Tabel 5.6.**

d. Berat tanah di atas *pile cap*

$$\text{Berat jenis tanah, } w_s = 19,52 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Kedalaman } \textit{pile cap} = 2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} W_s &= L_x \times L_y \times z \times w_s \\ &= 4,5 \times 3 \times 1,2 \times w_s \\ &= 316,255 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Berat *pile cap*

$$\text{Berat jenis beton, } \gamma_{\text{beton}} = 24 \text{ Kn}$$

$$\begin{aligned} W_c &= L_x \times L_y \times z \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= 4,5 \times 3 \times 0,8 \times 24 \\ &= 259,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

f. Total gaya aksial terfaktor

$$\begin{aligned} P_u &= P + 1,2 \times W_s + 1,2 \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= 6026,282 + 1,2 \times 316,255 + 1,2 \times 259,2 \end{aligned}$$

$$= 6716,828 \text{ kN}$$

g. Gaya aksial maksimum pada tiang pancang

$$\begin{aligned} P_{u_{\max}} &= \frac{Pu}{n} + \frac{M_{ux} \times Y_{\max}}{\Sigma y^2} + \frac{M_{uy} \times X_{\max}}{\Sigma x^2} \\ &= \frac{6716,828}{6} + \frac{400,301 \times 0,75}{2,25} + \frac{149,040 \times 1,50}{9} \\ &= 1252,905 \text{ kN} \\ P_{u_{\min}} &= \frac{Pu}{n} + \frac{M_{ux} \times Y_{\min}}{\Sigma y^2} + \frac{M_{uy} \times X_{\min}}{\Sigma x^2} \\ &= \frac{6716,828}{6} + \frac{400,301 \times (-0,75)}{2,25} + \frac{149,040 \times (-1,50)}{9} \\ &= 986,037 \text{ kN} \end{aligned}$$

h. Menghitung momen maksimum

$$\begin{aligned} M_{\max} &= H_u \times \left(e + \frac{2f}{3} \right) \\ &= 20,310 \times \left(0,2 + \frac{2 \times 0,808}{3} \right) \\ &= 15,004 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

2. Kondisi Momen Maksimum

$$\text{Beban aksial, } P_u = 4619,658 \text{ kN}$$

$$\text{Momen arah x, } M_{ux} = 1463,760 \text{ kN}$$

$$\text{Momen arah y, } M_{uy} = 229,657 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya lateral arah x, } H_{ux} = 13,524 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya lateral arah y, } H_{uy} = 64,850 \text{ kN}$$

a. Menghitung H_u

$$\begin{aligned} H_u &= \sqrt{H_{ux}^2 + H_{uy}^2} \\ &= \sqrt{13,524^2 + 64,850^2} \\ &= 66,245 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Menghitung nilai f

$$\begin{aligned} f &= 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{d \times K_p \times \gamma}} \\ &= 0,82 \sqrt{\frac{66,245}{0,5 \times 2,050 \times 20,4}} \\ &= 1,459 \text{ m} \end{aligned}$$

c. Menentukan koordinat tiang pancang

Untuk menghitung aksial maksimum pada satu tiang, perlu menentukan koordinat tiang. Letak koordinat dari tiang pancang dapat dilihat pada **tabel 5.6**.

- d. Total gaya aksial terfaktor

$$\begin{aligned} P_u &= P + 1,2 \times W_s + 1,2 \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= 4619,658 + 1,2 \times 316,255 + 1,2 \times 259,2 \\ &= 5310,204 \text{ kN} \end{aligned}$$

- e. Gaya aksial maksimum pada tiang pancang

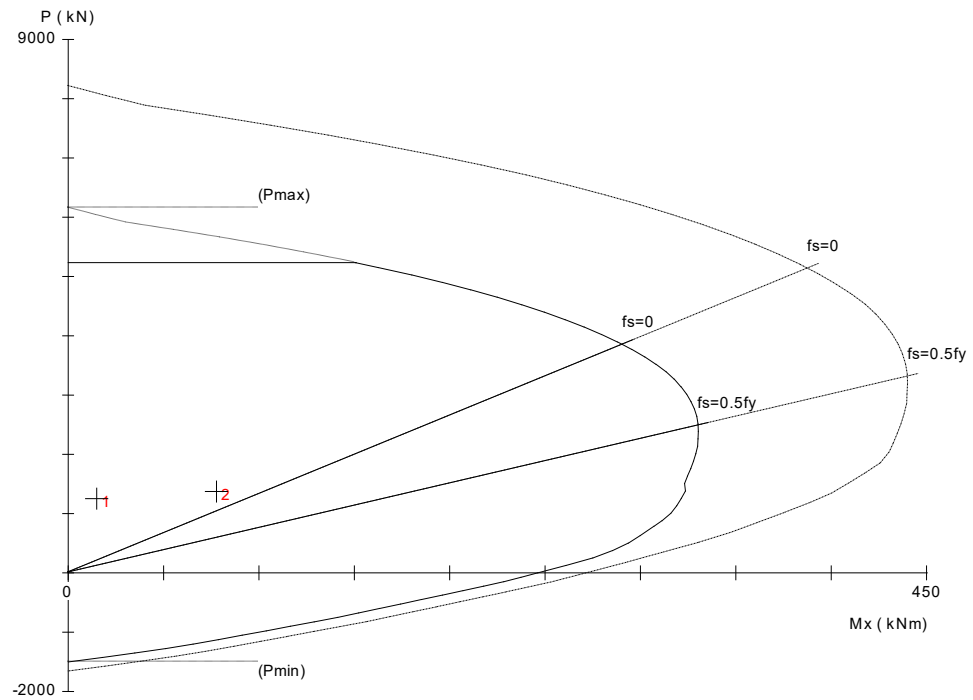
$$\begin{aligned} P_{u_{\max}} &= \frac{P_u}{n} + \frac{M_{ux} \times Y_{\max}}{\Sigma y^2} + \frac{M_{uy} \times X_{\max}}{\Sigma x^2} \\ &= \frac{5310,204}{6} + \frac{1463,759 \times 0,75}{2,25} + \frac{229,657 \times 1,50}{9} \\ &= 1372,954 \text{ kN} \\ P_{u_{\min}} &= \frac{P_u}{n} + \frac{M_{ux} \times Y_{\min}}{\Sigma y^2} + \frac{M_{uy} \times X_{\min}}{\Sigma x^2} \\ &= \frac{5310,204}{6} + \frac{1463,759 \times (-0,75)}{2,25} + \frac{229,657 \times (-1,50)}{9} \\ &= 397,114 \text{ kN} \end{aligned}$$

- f. Menghitung momen maksimum pada tiang

$$\begin{aligned} M_{\text{maks}} &= H_u \times \left(e + \frac{2f}{3} \right) \\ &= 66,245 \times \left(0,2 + \frac{2 \times 1,459}{3} \right) \\ &= 77,703 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

3. Menghitung tulangan lentur pada tiang

Jumlah tulangan pada pondasi tiang ditentukan dengan bantuan perangkat lunak SpColumn menggunakan metode trial and error. Dari perencanaan awal dipilih tulangan longitudinal 14D19, kemudian dilakukan analisis untuk mengevaluasi kapasitas penampang terhadap beban aksial dan momen. Hasil berupa diagram interaksi pada dua kondisi pembebanan, seperti ditunjukkan pada **Gambar 5.10** pada halaman berikutnya.



Gambar 5.10 Diagram interaksi M-P

4. Menghitung tulangan spiral pada tiang pancang

Diketahui :

- Diameter tiang, D = 500 mm
- Selimut beton, s = 75 mm
- Mutu baja tulangan, fy = 420 Mpa
- Mutu beton, fc' = 40 Mpa
- Diameter tulangan spiral, ds = 10 mm
- Diameter tulangan tiang, dt = 19 mm

a. Menghitung rasio tulangan spiral perlu

$$\begin{aligned}
 A_g &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 500^2 \\
 &= 196349,541 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_c &= \frac{1}{4} \times \pi \times (D - 2s)^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times (500 - 2 \times 75)^2 \\
 &= 96211,28 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\rho_{perlu} = 0,45 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \times \frac{f_{c'}}{f_y}$$

$$= 0,45 \times \left(\frac{196349,541}{96211,28} - 1 \right) \times \frac{40}{420}$$

$$= 0,0446$$

b. Menghitung rasio tulangan spiral yang digunakan

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times d_s^2$$

$$= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2$$

$$= 78,54 \text{ mm}^2$$

$$S_s = \frac{4 \times A_s \times (D - d_s)}{Dc^2 \times \rho_s}$$

$$= \frac{4 \times 78,54 \times (500 - 10)}{350^2 \times 0,0446}$$

$$= 28,172 \approx 25 \text{ mm}$$

$$\rho_{pakai} = \frac{4 \times A_s \times (D - d_s)}{Dc^2 \times s}$$

$$= \frac{4 \times 78,54 \times (500 - 10)}{350^2 \times 25}$$

$$= 0,0503$$

Syarat : $\rho_{pakai} > \rho_{perlu}$

0,0503 > 0,0446

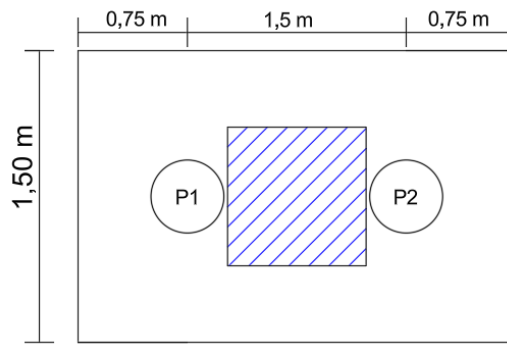
memenuhi

5.11 Penulangan *Pile cap*

5.11.1 Perhitungan tulangan pada PC2

Diketahui :

Mutu beton, f_c'	= 40 Mpa
Mutu baja, f_y	= 420 Mpa
Beban Aksial, p	= 2838730,000 N
Diameter tiang, D	= 500 mm
Jumlah tiang, n	= 2
Jarak antar tiang pancang	= 1500 mm
Jarak tiang pancang ke tepi	= 750 mm
Diameter tulangan, dt	= 19 mm
Tebal selimut beton, s	= 75 mm
Dimensi kolom, c	= 700 x 900
Panjang <i>pile cap</i> , b	= 3000 mm
Lebar <i>pile cap</i> , l	= 1500 mm
Tebal <i>pile cap</i> , h	= 800 mm



Gambar 5.11 rencana dimensi pile cap 2 tiang

1. Menghitung reaksi pada masing-masing tiang

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{Pu}{n} \\
 &= \frac{2838730}{2} \\
 &= 473121,666 \text{ N}
 \end{aligned}$$

2. Menghitung tinggi efektif penampang

$$\begin{aligned}
 d' &= h - s - dt \\
 &= 800 - 75 - 19 \\
 &= 706 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

3. Kontrol geser 1 arah pada *pile cap*

- Daerah pembebanan yang diperhitungkan

$$\begin{aligned}
 G' &= b - (b/2 + c/2 + d') \\
 &= 3000 - (1500 + 350 + 706) \\
 &= 444
 \end{aligned}$$

- Menghitung gaya geser yang bekerja pada penampang kritis

$$\begin{aligned}
 V_u &= \sigma \times b_1 \times G' \\
 &= 0,630828 \times 3000 \times 444 \\
 &= 840264,08 \text{ N/mm}^3
 \end{aligned}$$

- Kuat geser 1 arah

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi \times \frac{1}{6} \times f_c' \times b \times d' \\
 &= 0,75 \times \frac{1}{6} \times 40 \times 3000 \times 706 \\
 &= 1674426,021 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat : } \phi V_c &> V_u \\
 1674426,021 &> 418203,79
 \end{aligned}$$

memenuhi

4. Menghitung momen lentur pada *pile cap*

$$\begin{aligned} M_u &= n_x \times V_u \times \left(h \times \frac{c}{2} \right) \\ &= 2 \times 473121,667 \times \left(800 \times \frac{700}{2} \right) \\ &= 425809500 \text{ N/mm}^3 \end{aligned}$$

5. Menghitung koefisien tahanan R_n

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} \\ &= \frac{425809500}{0,8 \times 3000 \times 494836^2} \\ &= 0,356 \end{aligned}$$

6. Menghitung rasio tulangan lentur, ρ

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,0033 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{0,85 \times f_{c'} }{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_{c'}}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 40}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,356}{0,85 \times 40}} \right) \\ &= 0,000852 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times f_{c'} \times \beta_1}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 40 \times 0,85}{420} \times \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,040 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,040 \\ &= 0,0304 \end{aligned}$$

Cek rasio penulangan

$$\begin{array}{ccccc} \rho_{min} & < & \rho_{perlu} & < & \rho_{perlu} \\ 0,0033 & < & 0,000852 & < & 0,0304 \end{array}$$

Karena nilai ρ_{min} lebih besar dari ρ_{perlu} maka rasio penulangan yang digunakan adalah 0,0033.

7. Menghitung luas tulangan perlu

$$\begin{aligned}
 A_{\text{Sperlu}} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\
 &= 0,0033 \times 3000 \times 706 \\
 &= 7060,000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

8. Menghitung jumlah tulangan

$$\begin{aligned}
 n_t &= \frac{A_{\text{Sperlu}}}{\frac{1}{4} \times \pi \times d^2} \\
 &= \frac{7060,000}{\frac{1}{4} \times \pi \times 19^2} \\
 &= 24,9 \approx 25
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{\text{Spakai}} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= 25 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \\
 &= 7084,625 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kontrol luas tulangan

$$\begin{aligned}
 A_{\text{Spakai}} &> A_{\text{Sperlu}} \\
 7084,625 &> 7060
 \end{aligned}$$

memenuhi syarat

9. Menghitung spasi tulangan lentur

$$\begin{aligned}
 s_t &= \frac{b}{n-1} \\
 &= \frac{3000}{25-1} \\
 &= 125 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

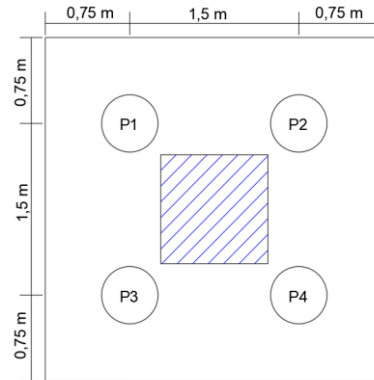
Jadi digunakan tulangan D19-125

5.11.2 Perhitungan tulangan pada PC4

Diketahui :

Mutu beton, f_c'	= 40 Mpa
Mutu baja, f_y	= 420 Mpa
Beban Aksial, p	= 4648101,000 N
Diameter tiang, D	= 500 mm
Jumlah tiang, n	= 4
Jarak antar tiang pancang	= 1500 mm
Jarak tiang pancang ke tepi	= 750 mm
Diameter tulangan, d_t	= 19 mm
Tebal selimut beton, s	= 75 mm
Dimensi kolom, c	= 950 x 950

Panjang *pile cap*, b = 3000 mm
 Lebar *pile cap*, l = 3000 mm
 Tebal *pile cap*, h = 800 mm



Gambar 5.12 rencana dimensi pile cap 4 tiang

1. Menghitung reaksi pada masing-masing tiang

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{Pu}{n} \\ &= \frac{4648101,000}{4} \\ &= 774683,5 \text{ N} \end{aligned}$$

2. Menghitung tinggi efektif penampang

$$\begin{aligned} d' &= h - s - dt \\ &= 800 - 75 - 19 \\ &= 706 \text{ mm} \end{aligned}$$

3. Kontrol geser pada *pile cap*

- a. Kontrol geser 1 arah

- Daerah pembebanan yang diperhitungkan

$$\begin{aligned} G' &= b - (b/2 + c/2 + d') \\ &= 3000 - (1500 + 475 + 706) \\ &= 319 \end{aligned}$$

- Menghitung gaya geser yang bekerja pada penampang kritis

$$\begin{aligned} V_u &= \sigma \times b \times G' \\ &= 0,516455 \times 3000 \times 319,000 \\ &= 494248,073 \text{ N/mm}^3 \end{aligned}$$

- Kuat geser 1 arah

$$\phi V_c = \phi \times \frac{1}{6} \times f_c' \times b \times d'$$

$$= 0,75 \times \frac{1}{6} \times 40 \times 3000 \times 706$$

$$= 1674426,021 \text{ N}$$

$$\text{Syarat : } \phi V_c > V_u$$

$$1674426,021 > 418203,790 \quad \text{memenuhi}$$

b. Kontrol geser 2 arah

- Geser dua arah disekitar kolom

$$b_o = 4 \times (c + d)$$

$$= 4 \times (950 + 706)$$

$$= 6624 \text{ mm}$$

$$\beta_c = \frac{950}{950}$$

$$= 1$$

- Nilai kuat geser dua arah untuk beton

$$V_{c1} = 0,17 \times 1 \times \frac{2}{\beta_c} \times \lambda \times \sqrt{f'c'} \times b_o \times d'$$

$$= 0,17 \times 1 \times \frac{2}{1} \times 1 \times \sqrt{40} \times 6624 \times 706$$

$$= 15084301,230 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2 \right) \times 1 \times \sqrt{f'c'} \times b_o \times d'$$

$$= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 706}{6624} + 2 \right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 6624 \times 706$$

$$= 15375713,870 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,33 \times 1 \times \sqrt{f'c'} \times b_o \times d'$$

$$= 0,33 \times 1 \times \sqrt{40} \times 6624 \times 706$$

$$= 9760430,208 \text{ N}$$

Dari hasil perhitungan diatas, maka nilai kuat geser penampang beton diambil adalah 9760430,208 N

$$\phi V_n = \phi V_c$$

$$= 0,75 \times 9760430,208$$

$$= 7320322,656 \text{ N}$$

$$\text{Syarat: } \phi V_n > V_u$$

$$7320322,656 > 2147365,153 \quad \text{memenuhi}$$

- Kontrol geser dua arah di sekitar tiang pondasi

$$b_o = 4 \times (a + c/2 + d'/2)$$

$$= 4 \times (750 + 250 + 353)$$

$$= 5412$$

- Nilai kuat geser

$$V_{c1} = 0,17 \times 1 \times \frac{2}{\beta_c} \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d'$$

$$= 0,17 \times 1 \times \frac{2}{1} \times 1 \times \sqrt{40} \times 5412 \times 706$$

$$= 12324311,331 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2 \right) \times 1 \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d'$$

$$= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 706}{5412,000} + 2 \right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 5412 \times 706$$

$$= 14477364,217 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,33 \times 1 \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d'$$

$$= 0,33 \times 1 \times \sqrt{40} \times 5412 \times 706$$

$$= 7974554,391 \text{ N}$$

Dari hasil perhitungan diatas, maka nilai kuat geser penampang beton diambil adalah sebesar 7974554,391 N

$$\phi V_c = \phi \times V_c$$

$$= 0,75 \times 7974554,391$$

$$= 5980915,793 \text{ N}$$

$$\text{Syarat : } \phi V_n > V_u$$

$$5980915,793 > 655491,833 \quad \text{memenuhi}$$

4. Menghitung momen lentur pada *pile cap*

$$M_u = n_x \times V_u \times \left(h \times \frac{c}{2} \right)$$

$$= 2 \times 774683,5 \times \left(800 \times \frac{950}{2} \right)$$

$$= 503544275 \text{ N/mm}^3$$

5. Menghitung koefisien tahanan R_n

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b_1 \times d^2}$$

$$= \frac{503544275,000}{0,8 \times 3000 \times 498436^2}$$

$$= 0,421$$

6. Menghitung rasio tulangan lentur, ρ

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1,4}{420} \\
&= 0,0033 \\
\rho_{perlu} &= \frac{0,85 \times f_{c'}}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_{c'}}} \right) \\
&= \frac{0,85 \times 40}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,421}{0,85 \times 40}} \right) \\
&= 0,001009 \\
\rho_b &= \frac{0,85 \times f_{c'} \times \beta_1}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
&= \frac{0,85 \times 40 \times 0,85}{420} \times \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\
&= 0,040 \\
\rho_{max} &= 0,75 \times \rho_b \\
&= 0,75 \times 0,040 \\
&= 0,0304
\end{aligned}$$

Cek rasio penulangan

$$\begin{aligned}
\rho_{min} &< \rho_{perlu} < \rho_{max} \\
0,0033 &< 0,0010 < 0,0304
\end{aligned}$$

Karena nilai ρ_{min} lebih besar dari ρ_{perlu} maka rasio penulangan yang digunakan adalah 0,0033.

7. Menghitung luas tulangan perlu

$$\begin{aligned}
A_{sperlu} &= \rho_{min} \times b \times d \\
&= 0,0033 \times 3000 \times 706 \\
&= 7060 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

8. Menghitung jumlah tulangan

$$\begin{aligned}
n_t &= \frac{A_{sperlu}}{\frac{1}{4} \times \pi \times d^2} \\
&= \frac{7060,000}{\frac{1}{4} \times \pi \times 19^2} \\
&= 24,9 \approx 25
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_{spakai} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
&= 25 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \\
&= 7084,625 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Kontrol luas tulangan

$$A_{Spakai} > A_{Sperlu}$$

$$7084,625 > 7060 \quad \text{memenuhi syarat}$$

9. Menghitung spasi tulangan lentur

$$s_t = \frac{b}{n-1}$$

$$= \frac{3000}{25-1}$$

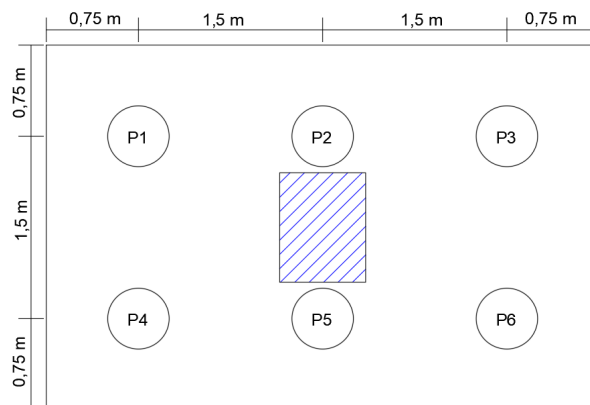
$$= 125 \text{ mm}$$

Jadi digunakan tulangan D19-125

5.11.3 Perhitungan tulangan pada PC6

Diketahui :

Mutu beton, f_c'	= 40 Mpa
Mutu baja, f_y	= 420 Mpa
Beban Aksial, p	= 6026282 N
Diameter tiang, D	= 500 mm
Jumlah tiang, n	= 6
Jarak antar tiang pancang	= 1500 mm
Jarak tiang pancang ke tepi	= 750 mm
Diameter tulangan, d_t	= 19 mm
Tebal selimut beton, s	= 75 mm
Dimensi kolom, c	= 950 x 950
Panjang <i>pile cap</i> , b	= 4500 mm
Lebar <i>pile cap</i> , l	= 3000 mm
Tebal <i>pile cap</i> , h	= 800 mm



Gambar 5.13 rencana dimensi pile cap 6 tiang

1. Menghitung reaksi pada masing-masing tiang

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{Pu}{n} \\ &= \frac{6026282,000}{6} \\ &= 1004380,333 \text{ N} \end{aligned}$$

2. Menghitung tinggi efektif penampang

$$\begin{aligned} d' &= h - s - dt \\ &= 800 - 75 - 19 \\ &= 706 \text{ mm} \end{aligned}$$

3. Kontrol geser pada *pile cap*

- a. Kontrol geser 1 arah

- Daerah pembebanan yang diperhitungkan

$$\begin{aligned} G' &= b - (b/2 + c/2 + d') \\ &= 4500 - (2250 + 475 + 706) \\ &= 1069 \end{aligned}$$

- Menghitung gaya geser yang bekerja pada penampang kritis

$$\begin{aligned} V_u &= \sigma \times b \times G' \\ &= 0,4464 \times 4500 \times 1069 \\ &= 2147365,153 \text{ N/mm}^3 \end{aligned}$$

- Kuat geser 1 arah

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \times \frac{1}{6} \times f_c' \times b \times d' \\ &= 0,75 \times \frac{1}{6} \times 40 \times 4500 \times 706 \\ &= 2511639,032 \text{ N} \\ &= 251,164 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat : } \phi V_c &> V_u \\ 2511639,032 &> 2147365,153 \text{ memenuhi,,} \end{aligned}$$

- b. Kontrol geser 2 arah

- Geser dua arah disekitar kolom

$$\begin{aligned} b_o &= 4 \times (c + d) \\ &= 4 \times (950 + 706) \\ &= 6624 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\beta_c = \frac{950}{950}$$

$$= 1$$

- Nilai kuat geser dua arah untuk beton

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \times 1 \times \frac{2}{\beta_c} \times \gamma \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d' \\ &= 0,17 \times 1 \times \frac{2}{1} \times 1 \times \sqrt{40} \times 6624 \times 706 \\ &= 15084301,230 \text{ N} \\ V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2 \right) \times 1 \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d' \\ &= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 706}{6624} + 2 \right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 6624 \times 706 \\ &= 15375713,870 \text{ N} \\ V_{c3} &= 0,33 \times 1 \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d' \\ &= 0,33 \times 1 \times \sqrt{40} \times 6624 \times 706 \\ &= 9760430,208 \text{ N} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan diatas, maka nilai kuat geser penampang beton diambil adalah 9760430,208 N

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi V_c \\ &= 0,75 \times 9760430,208 \\ &= 7320322,656 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat: } \phi V_c &> V_u \\ 7320322,656 &> 2147365,153 \quad \text{memenuhi,,} \end{aligned}$$

- Kontrol geser dua arah di sekitar tiang pondasi

$$\begin{aligned} b_o &= 4 \times (a + c/2 + d'/2) \\ &= 4 \times (750 + 250 + 353) \\ &= 5412 \end{aligned}$$

- Nilai kuat geser

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \times 1 \times \frac{2}{\beta_c} \times \gamma \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d' \\ &= 0,17 \times 1 \times \frac{2}{1} \times 1 \times \sqrt{40} \times 5412 \times 706 \\ &= 12324311,331 \text{ N} \\ V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2 \right) \times 1 \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d' \\ &= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 706}{5412,000} + 2 \right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 5412 \times 706 \\ &= 14477364,217 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c3} &= 0,33 \times 1 \times \sqrt{f'c'} \times b_o \times d' \\
 &= 0,33 \times 1 \times \sqrt{40} \times 5412 \times 706 \\
 &= 7974554,391 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan diatas, maka nilai kuat geser penampang beton diambil adalah sebesar 7974554,391 N

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi V_c \\
 &= 0,75 \times 7974554,391 \\
 &= 5980915,793 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat : } \phi V_c &> V_u \\
 5980915,793 &> 1004380,333 \quad \text{memenuhi,,,}
 \end{aligned}$$

c. Menghitung momen lentur pada *pile cap*

$$\begin{aligned}
 M_u &= n_x \times V_u \times \left(h \times \frac{c}{2} \right) \\
 &= 3 \times 1004380,333 \times \left(800 \times \frac{950}{2} \right) \\
 &= 979270825 \text{ N/mm}^3
 \end{aligned}$$

d. Menghitung koefisien tahanan R_n

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b_1 \times d^2} \\
 &= \frac{979270825,000}{0,8 \times 4500 \times 498436^2} \\
 &= 0,546
 \end{aligned}$$

e. Menghitung rasio tulangan lentur, ρ

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{420} \\
 &= 0,0033 \\
 \rho_{perlu} &= \frac{0,85 \times f'c'}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c'}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 40}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,546}{0,85 \times 40}} \right) \\
 &= 0,00131 \\
 \rho_b &= \frac{0,85 \times f'c' \times \beta_1}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 \times f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 40 \times 0,85}{420} \times \left(\frac{600}{600 \times 420} \right)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,040 \\
 \rho_{max} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,75 \times 0,040 \\
 &= 0,0304
 \end{aligned}$$

Cek rasio penulangan

$$\begin{array}{ccccc}
 \rho_{min} & < & \rho_{perlu} & < & \rho_{max} \\
 0,0033 & < & 0,00131 & < & 0,0304
 \end{array}$$

Karena nilai ρ_{min} lebih besar dari ρ_{perlu} maka rasio penulangan yang digunakan adalah 0,0033.

f. Menghitung luas tulangan perlu

$$\begin{aligned}
 A_{Sperlu} &= \rho_{min} \times b \times d \\
 &= 0,0033 \times 4500 \times 706 \\
 &= 10590 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

g. Menghitung jumlah tulangan

$$\begin{aligned}
 n_t &= \frac{A_{Sperlu}}{\frac{1}{4} \times \pi \times d^2} \\
 &= \frac{10590}{\frac{1}{4} \times \pi \times 19^2} \\
 &= 37,4 \approx 38
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{Spakai} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= 38 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \\
 &= 10768,63 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kontrol luas tulangan

$$\begin{array}{ccc}
 A_{Spakai} & > & A_{Sperlu} \\
 10768,63 & > & 10590
 \end{array}$$

memenuhi syarat,,,

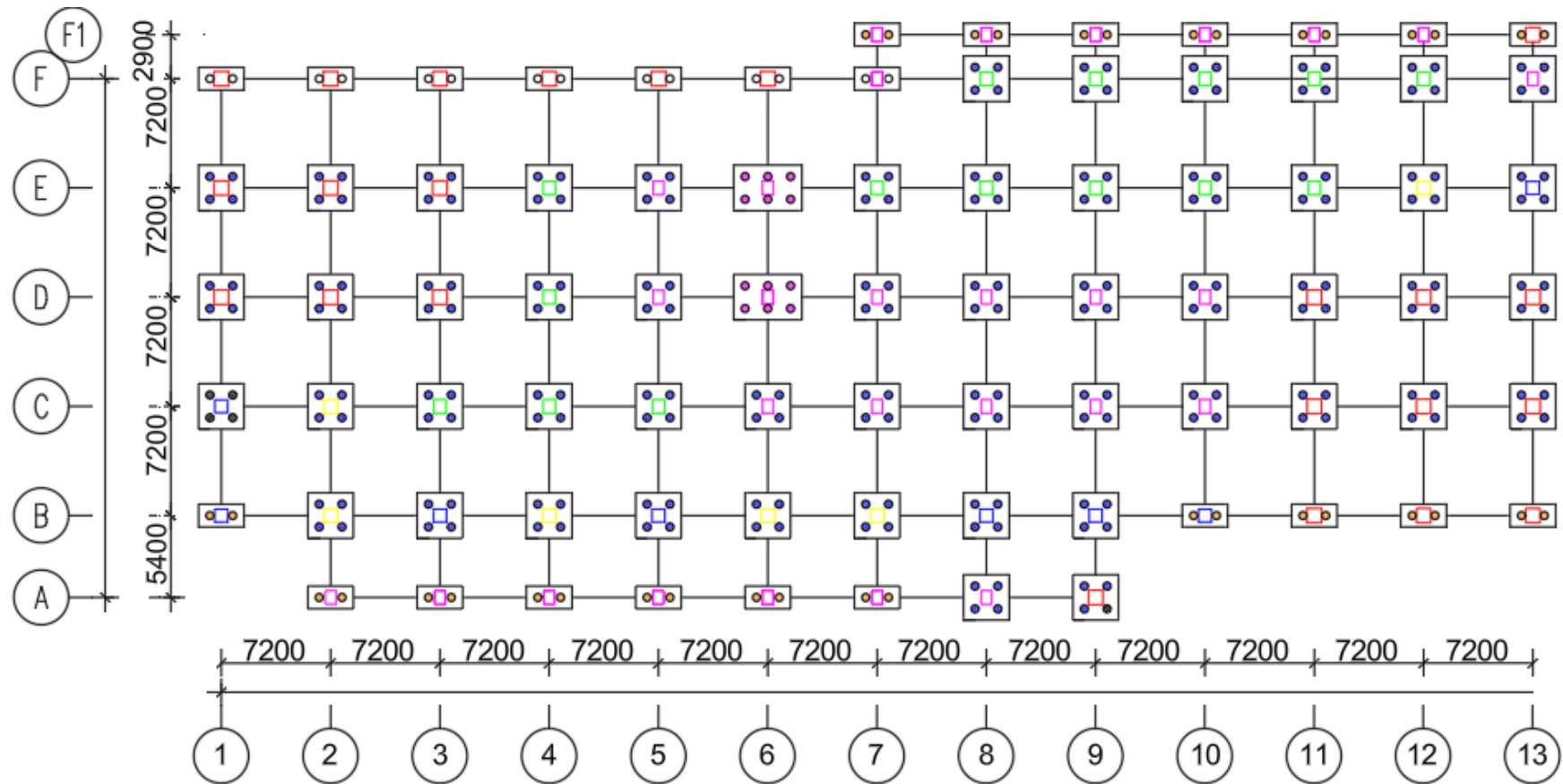
h. Menghitung spasi tulangan lentur

$$\begin{aligned}
 s_t &= \frac{b}{n-1} \\
 &= \frac{4500}{38-1} \\
 &= 121,621 \approx 120 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jadi digunakan tulangan D19-120

5.12 Gambar Denah Pondasi dan *Pile cap*

Berdasarkan hasil perhitungan, diperoleh kebutuhan tiang pancang sebanyak 4 dan 6 buah dengan ukuran diameter 0,5 m. Untuk *pile cap*, dimensi yang digunakan adalah PC4 dengan dimensi 3,0 m × 3,0 m dan PC6 dengan dimensi 4,5 m x 3,0 m. Masing-masing *pile cap* di rencanakan dengan ketebalan 0,8 m. Denah penempatan tiang pancang beserta *pile cap* pada kolom dapat dilihat pada **Gambar 5.14** di halaman berikutnya.



Gambar 5.14 denah pondasi dan *pile cap*

5.13 Pembahasan

Perencanaan pondasi merupakan tahap penting dalam pembangunan suatu struktur. Pondasi berfungsi sebagai elemen struktur bawah yang menyalurkan beban dari bangunan atas ke lapisan tanah di bawahnya. Tanah harus memiliki kekuatan yang memadai agar mampu menahan beban tanpa menimbulkan kerusakan maupun penurunan melebihi batas yang diizinkan. Oleh karena itu, pondasi harus dirancang agar mampu menopang beban maksimum sesuai rencana perencanaan.

Perencanaan pondasi mencakup penentuan kapasitas atau kekuatan pondasi yang akan digunakan. Pondasi harus dirancang agar mampu menahan beban maksimum yang direncanakan maupun beban yang mungkin terjadi di lapangan. Perhitungan daya dukung pondasi dilakukan dengan mempertimbangkan hasil investigasi tanah, beban struktur, dimensi dan kedalaman tiang, jarak antar tiang, serta faktor pendukung lain seperti mutu beton.

Perencanaan pondasi pada gedung Rumah Sakit Anutapura Palu menggunakan tiang pancang dengan penampang lingkaran yang direncanakan menggunakan data hasil pengujian SPT. Dari tiga titik pengujian SPT, titik BH-02 dipilih sebagai acuan karena letaknya yang paling dekat dengan lokasi pembangunan gedung. Pondasi yang direncanakan memiliki diameter 0,5 m dengan kedalaman 25 m.

5.13.1 Hasil analisis daya dukung pondasi

Daya dukung tiang pancang pada penelitian ini dihitung dengan diameter 0,5 pada kedalaman 25 m. Kondisi aktual dilapangan menggunakan pondasi tiang bor dengan diameter 0,8 m dengan kedalaman 40 m. Perhitungan daya dukung pondasi dilakukan berdasarkan data uji SPT menurut Meyerhof dan juga menggunakan analisis dengan bantuan perangkat lunak *AllPile*. Hasil perhitungan daya dukung tiang pancang dapat dilihat pada **Tabel 5.9.** pada halaman berikutnya.

Tabel 5.11 Rekapitan perhitungan daya dukung

No	Jenis Tiang	Satuan	Jenis Perhitungan	
1	Tiang Tunggal		Metode Meyerhof	Analisa <i>AllPile</i>
	Qv	ton	578,376	578,376
	Qall	ton	160,495	170,603
	Syarat $\geq Q_v$		Tidak Aman	Tidak Aman
2	Tiang Tipe PC 2			
	Qv	ton	283,873	283,873
	Qg	ton	288,116	256,128
	Syarat $\geq Q_v$		Aman	Aman
3	Tiang Tipe PC 4			
	Qv	ton	464,810	464,810
	Qg	ton	510,483	548,796
	Syarat $\geq Q_v$		Aman	Aman
4	Tiang Tipe PC 6			
	Qv	ton	578,376	578,376
	Qg	ton	732,85	755,318
	Syarat $\geq Q_v$		Aman	Aman

Hasil perhitungan tiang tunggal, daya dukung ijin yang diperoleh sebesar 160,495 ton. Nilai tersebut lebih kecil dibandingkan beban vertikal yang bekerja sebesar 578,376 ton, sehingga tiang tunggal dinyatakan tidak aman menahan beban. Karena perhitungan tiang tunggal tidak memenuhi maka digunakan tiang kelompok untuk meningkatkan daya dukung pondasi. Penentuan jumlah tiang pondasi dilakukan dengan membandingkan besarnya beban yang bekerja pada setiap kolom (Qv) dengan kapasitas daya dukung izin fondasi (Qa). Dari hasil perhitungan diperoleh tiga jenis tiang kelompok yaitu tipe PC2, PC4, dan PC6. Berdasarkan hasil perhitungan manual diperoleh daya dukung untuk masing-masing tiang kelompok adalah 288.116 ton, 510.483 ton, dan 732.85 ton. Untuk analisis menggunakan perangkat lunak *AllPile* didapatkan daya dukung untuk masing-masing tiang kelompok untuk PC2, PC4 dan PC6 adalah 256,128 ton, 548,796 ton, dan 755,318 ton. Dari hasil perhitungan pondasi tiang kelompok telah memenuhi syarat aman karena daya dukung yang dihasilkan lebih besar dari beban aksial yang bekerja pada pondasi.

5.13.2 Hasil analisis penurunan pondasi

Penurunan pada pondasi tiang dipengaruhi oleh banyak faktor, di antaranya beban bangunan yang bekerja, ukuran diameter tiang, jumlah tiang yang digunakan, dimensi *pile cap*, susunan kelompok tiang, jenis material tiang, serta kondisi tanah tempat tiang dipancang. Besarnya penurunan bergantung pada perbandingan antara daya dukung ujung tiang dengan beban yang diterimanya. Semakin besar daya dukung tiang, maka penurunan yang terjadi juga cenderung semakin besar. Pada pondasi kelompok tiang, penurunan umumnya lebih besar dibandingkan tiang tunggal karena adanya pengaruh tegangan pada area yang lebih luas. Rekapitulasi hasil analisis penurunan tiang pancang tunggal maupun kelompok dapat dilihat pada **Tabel 5.12**.

Tabel 5.12 Hasil Perhitungan Penurunan Pada Pondasi

Jenis Perhitungan	Jenis Tiang				Syarat	Keterangan
	Tiang Tunggal	Tiang Kelompok				
		PC2	PC4	PC6		
		(cm)	(cm)	(cm)		
Manual	3,261	4,426	5,714	8,629	<15cm	Aman
Analisis <i>AllPile</i>	5.,173	0,375	0,409	0,261	<15cm	Aman

Berdasarkan hasil perhitungan manual diperoleh penurunan tiang tunggal sebesar 3,261 cm sedangkan untuk penurunan tiang kelompok diperoleh untuk PC2 sebesar 4,426 cm, untuk PC4 sebesar 5,714, dan untuk PC6 sebesar 8,629 cm. Hasil analisis *AllPile* menunjukkan nilai penurunan pondasi yang relatif kecil yakni 5.173 cm untuk pondasi tiang tunggal, 0.375 cm untuk pondasi tipe PC2, 0.409 untuk pondasi tipe PC4, dan 0.261 untuk pondasi tipe PC6.

Berdasarkan hasil perhitungan penurunan pada Tiang tunggal, PC2 , PC4, dan PC6 telah memenuhi syarat penurunan pondasi yang diizinkan yaitu kurang dari 15 cm.

5.13.3 Perencanaan tulangan

Proses perencanaan penulangan pada elemen tiang pancang dilakukan dengan memanfaatkan perangkat lunak spColumn melalui pendekatan *trial and error*. Tahap awal perhitungan dimulai dengan menentukan nilai beban aksial

maksimum (P_u) serta momen maksimum (M_{maks}) yang dianalisis dalam dua kondisi, yaitu kondisi beban aksial dominan dan kondisi momen dominan. Nilai-nilai tersebut selanjutnya dimasukkan ke dalam perangkat lunak untuk memperoleh diagram interaksi kolom yang menggambarkan hubungan antara kapasitas aksial dan kapasitas lentur tiang pancang.

Hasil keluaran dari perangkat lunak menunjukkan bahwa diagram interaksi yang dihasilkan telah memenuhi kriteria perencanaan sesuai standar desain struktur beton bertulang. Dengan demikian, diperoleh rancangan penulangan yang dianggap optimal, yaitu penggunaan tulangan pokok berupa 14D19 sebagai tulangan longitudinal atau lentur. Sementara itu, untuk menjaga kestabilan terhadap gaya geser sekaligus berfungsi sebagai tulangan spiral, digunakan tulangan D10-50 mm.

5.13.4 Perbedaan hasil desain dan eksisting

Perbandingan antara hasil perencanaan alternatif pondasi dengan pondasi eksisting menunjukkan adanya perbedaan yang cukup signifikan pada dimensi dan kedalaman pondasi. Pondasi eksisting memiliki diameter 0,8 m dengan kedalaman 40 m, gambar desain pondasi yang ada dilapangan dapat dilihat pada **Gambar 3.2**, sedangkan alternatif pondasi yang direncanakan menggunakan tiang pancang dengan diameter 0,5 m dan kedalaman 25 m denah pondasi dapat dilihat pada **Gambar 5.14**. Perbedaan ini tidak disebabkan oleh kesalahan perhitungan melainkan oleh perbedaan asumsi desain, kondisi geoteknik, serta pendekatan analisis yang digunakan. Berdasarkan data SPT di lokasi Rumah Sakit Anutapura Palu, lapisan tanah dengan nilai N-SPT tinggi telah ditemukan pada kedalaman sekitar 25 m, sehingga kedalaman tersebut sudah cukup untuk mencapai daya dukung yang aman bagi struktur bangunan.

Meskipun dimensi tiang alternatif lebih kecil, penerapan sistem tiang kelompok dengan 2 hingga 4 tiang per titik mampu meningkatkan kapasitas total pondasi. Hasil analisis menunjukkan bahwa daya dukung izin masih lebih besar dari beban rencana dengan faktor keamanan yang memenuhi standar SNI 8460:2017. Dengan demikian, pondasi alternatif dengan diameter 0,5 m dan kedalaman 25 m dapat dinyatakan aman, efisien, dan layak digunakan sebagai alternatif perencanaan pondasi pada proyek pembangunan Gedung Rumah Sakit Anutapura Palu.

BAB VI

PENUTUP

6.1 Kesimpulan

Hasil perhitungan yang diperoleh dari analisa pondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Gedung Rumah Sakit Anutapura Palu, dapat disimpulkan sebagai berikut :

1. Hasil perhitungan diperoleh daya dukung aksial tiang kelompok menggunakan metode Meyerhof pada tipe PC6 sebesar 732.850 ton, pada tipe PC4 sebesar 510.483 ton, sedangkan pada tipe PC2 diperoleh sebesar 288,116 ton. Untuk daya dukung aksial pondasi menggunakan perangkat lunak *AllPile* untuk PC6 diperoleh sebesar 755,318 ton, untuk PC4 sebesar 548,796 ton dan untuk tipe PC2 adalah sebesar 256,128 ton.
2. Hasil perhitungan diperoleh penurunan secara manual pada tiang kelompok berkisar 4,426 cm hingga 8,629 cm. Untuk analisis dengan bantuan perangkat lunak *AllPile* diperoleh penurunan pondasi adalah sebesar 0,261 cm hingga 0,409 cm. Untuk perhitungan tulangan lentur pada pondasi tiang pancang dengan diameter 0,5 m dan kedalaman 25 m, diperoleh desain tulangan yang digunakan adalah 14D19 serta tulangan spiral D10-25mm.

6.2 Saran

Dalam proses perencanaan pondasi, baik untuk tipe pondasi dangkal maupun dalam, diperlukan ketersediaan data yang lengkap dan komprehensif. Data yang diperoleh selanjutnya perlu ditelaah dan diverifikasi kembali guna meminimalkan kemungkinan terjadinya kesalahan akibat ketidakakuratan informasi. Jenis data yang dibutuhkan umumnya mencakup data karakteristik tanah serta data teknis bangunan, sehingga perencana dapat menetapkan jenis fondasi yang paling sesuai serta menjamin aspek keamanan struktur.

Selain itu, dalam pemanfaatan perangkat lunak perencanaan gedung, penguasaan yang lebih mendalam terhadap aplikasi yang digunakan sangatlah penting. Hal ini bertujuan untuk menghindari kesalahan baik pada tahap

penginputan data maupun dalam proses analisis, sehingga hasil perencanaan yang dihasilkan dapat lebih akurat dan dapat dipertanggungjawabkan.

DAFTAR PUSTAKA

- Ayu, S., Sophian, R. I., & Haryanto, I. (2022). Daya Dukung Pondasi Dalam pada Tanah Lapukan Formasi Citalang Berdasarkan N-SPT. *Geoscience Journal*, 6(2), 780–785.
- Badan Standardisasi Nasional. (2008). *SNI 4153:2008 – Tata cara uji penetrasi standar (Standard Penetration Test/SPT) di lapangan*. Jakarta: BSN.
- Badan Standardisasi Nasional. (2017). *SNI 8460:2017 – Perencanaan pondasi untuk bangunan gedung*. Jakarta: BSN.
- Badan Standardisasi Nasional. (2019). *SNI 1726:2019 – Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung*. Jakarta: BSN.
- Badan Standardisasi Nasional. (2020). *SNI 1727:2020 Beban desain minimum dan kriteria terkait untuk bangunan gedung dan struktur lain*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Bowles, J. E. (1977). *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill.
- Candra, A. I., Yusuf, A., & Rizky F, A. (2018). Studi Analisis Daya Dukung Pondasi Tiang Pada Pembangunan Gedung Lp3M Universitas Kadiri. *Civilla: Jurnal Teknik Sipil Universitas Islam Lamongan*, 3(2), 166–171.
- Das, B. M., & Sobhan, K. (2014). **Principles of geotechnical engineering** (8th ed., SI units). Stamford, CT: Cengage Learning.
- Hardiyatmo, H. C. (2010). *Analisis dan perancangan pondasi 2* (2nd ed.). Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H. C. (2011). *Analisis dan perancangan pondasi 1* (4th ed.). Gadjah Mada University Press.
- Haris, V. T., Lubis, F., & Winayati, W. (2018). Nilai Kohesi Dan Sudut Geser Tanah Pada Akses Gerbang Selatan Universitas Lancang Kuning. *SIKLUS: Jurnal Teknik Sipil*, 4(2), 123–130.
- Puspita, S. A., Haryanto, I., & Sophian, R. I. (2022). Daya Dukung Pondasi Dalam pada Tanah Lapukan Formasi Citalang Berdasarkan N-SPT. *Geoscience Journal*, 6(2), 780–785.
- Tomlison, M. J. (1977). *PILE DESIGN and CONSTRUCTION PRACTICE* (4th ed.). Taylor & Francis e-Library, 2004.

- Terzaghi, K. and Peck, R. (1967) Soil Mechanics in Engineering Practice. 2nd Edition, John Wiley, New York.
- Warman, R. S. (2019). *Kumpulan Korelasi Parameter Geoteknik dan Fondasi*. Kementrian PUPR Bina Marga.

LAMPIRAN

Lampiran 1 Rekap Hasil Bor dan SPT pada BH-01

Bore Hole	Kedalaman	Deskripsi Tanah	NSPT (Blows/ 30 cm)
BH 01	0,00 - 5,50	-	0
	5,50 - 6,00	lanau lempung, berwarna abu-abu	0
	6,00 - 9,00	pasir , coklat muda, kepadatan relatif sedang	12
	9,00 - 9,50	Lanau berlempung, dengan sedikit pasir, abu-abu, konsistensi keras	50
	9,50 - 12,00	Pasir berlanau, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	12,00 - 14,00	Pasir berlanau, coklat muda, kepadatan relatif sedang	14
	14,00 - 18,00	Pasir, abu-abu muda, kepadatan relatif lepas hingga sedang	18
	18,00 - 19,50	Lempung berlanau, coklat muda, konsistensi sangat kaku	16
	19,50 - 22,00	Lanau berpasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sedang	10
	22,00 - 24,50	Lanau berlempung, coklat gelap, konsistensi kaku	10
	24,50 - 25,50	Pasir berdebu, coklat kehijauan, kepadatan relatif sedang	10
	25,50 - 30,00	Pasir berdebu, coklat gelap, kepadatan relatif sedang	15
	30,00 - 31,50	Pasir, coklat gelap, kepadatan relatif sedang	11
	31,50 - 35,50	Pasir berkerikil, coklat gelap, kepadatan relatif padat	44
	35,50 - 36,00	Pasir, coklat gelap	38
	36,00 - 42,00	Pasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sedang hingga padat	46
	42,00 - 49,00	Pasir berkerikil, abu-abu gelap, kepadatan relatif padat hingga sangat padat	50
	49,00 - 53,00	Pasir berlanau, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	53,00 - 60,00	Pasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50

Lampiran 2 Rekap Hasil Bor dan SPT pada BH-02

Bore Hole	Kedalaman	Deskripsi Tanah	NSPT (Blows/ 30 cm)
BH 02	0,00 - 5,50	-	-
	5,50 - 6,00	Lanau berpasir, coklat muda, kepadatan relatif sedang	12
	6,00 - 8,5	Pasir berlanau, abu-abu muda, kepadatan relatif lepas	8
	8,50 - 9,50	Pasir berlanau, coklat, kepadatan relatif sedang	12
	9,50 - 14,50	Lempung berlanau, abu-abu, konsistensi sedang hingga kaku	9
	14,50 - 16,00	Lanau berpasir, abu-abu muda, kepadatan relatif sedang	11
	16,00 - 23,00	Lempung berlanau, abu-abu muda hingga coklat gelap, konsistensi sedang hingga kaku	14
	23,00 - 24,00	Lempung berlanau, abu-abu, konsistensi sangat kaku	21
	24,00 - 25,50	Pasir, abu-abu, kepadatan relatif padat	50
	25,50 - 28,00	Lanau berlempung, abu-abu gelap, konsistensi keras	32
	28,00 - 29,50	Pasir berlanau, abu-abu gelap, kepadatan relatif sedang	25
	29,50 - 32,00	Pasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif padat	42
	32,00 - 34,00	Lanau berlempung, coklat gelap, konsistensi keras	30
	34,00 - 35,50	Pasir berlanau, abu-abu gelap, kepadatan relatif sedang	25
	35,50 - 39,50	Lempung berlanau, coklat gelap, konsistensi kaku	12
	39,50 - 43,50	Pasir berlanau, abu-abu gelap, kepadatan relatif sedang hingga sangat padat	50
	39,50 - 43,50	Pasir berlanau, abu-abu gelap, kepadatan relatif sedang hingga sangat padat	50
	43,50 - 46,00	Pasir berkerikil, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	46,00 - 50,50	Lanau berpasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	50,50 - 52,00	Pasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	52,00 - 57,50	Lanau berpasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	57,50 - 60,00	Pasir berkerikil, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50

Lampiran 3 Rekap Hasil Bor dan SPT pada BH-03

Bore Hole	Kedalaman	Deskripsi Tanah	NSPT (Blows/ 30 cm)
BH 03	0,00 – 2,00	building debris	0
	2,00 – 3,00	lanau berpasir, coklat muda	0
	3,00 – 4,50	Lempung berlanau, abu-abu, konsistensi sangat kaku	17
	4,50 – 6,50	Lanau berpasir, abu-abu, kepadatan relatif lepas	4
	6,50 – 8,5	Lempung berlanau, abu-abu, konsistensi sedang	8
	8,50 – 10,5	Lempung berlanau, coklat muda, konsistensi kaku	10
	10,50 - 13,00	Lempung berlanau, coklat muda, konsistensi kaku	11
	13,00 - 15,00	Pasir, abu-abu, kepadatan relatif sedang	14
	15,00 - 18,50	Lempung berlanau, coklat muda, konsistensi sangat kaku	25
	18,50 - 20,50	Pasir, coklat muda, kepadatan relatif sedang	12
	20,50 - 26,00	Lempung berlanau, abu-abu muda, konsistensi sedang hingga sangat kaku	20
	26,00 - 29,00	Lempung berpasir, abu-abu gelap, konsistensi kaku	9
	29,00 - 30,50	Lanau berpasir, abu-abu gelap, konsistensi kaku	10
	30,50 - 33,00	Pasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif lepas	6
	33,00 - 37,50	Lanau berpasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sedang	19
	37,50 - 39,00	Pasir, abu-abu gelap	9
	39,00 - 41,50	Lanau berpasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif lepas hingga sedang	16
	41,50 - 43,00	Pasir berkerikil, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	43,00 - 45,00	Lanau berpasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	45,00 - 47,00	Pasir berkerikil, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	47,00 - 49,00	Lanau berpasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	49,00 - 51,00	Pasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	51,00 - 53,00	Pasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	53,00 - 55,00	Pasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	55,00 - 57,00	Pasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50
	57,00 - 60,00	Pasir, abu-abu gelap, kepadatan relatif sangat padat	50

Lampiran 4 *Joint Reactions* hasil analisis SAP2000 v22

TABLE: Joint Reactions							
Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
114	ASD 9d	54.883	140.085	2371.765	616.597	212.181	5.206
116	ASD 9d	55.883	139.230	2390.647	581.361	216.993	5.206
118	ASD 9d	52.648	136.023	2347.273	544.505	187.177	5.206
120	ASD 9d	53.214	128.724	2330.661	532.671	188.836	5.206
122	ASD 9d	53.259	126.872	2375.613	510.639	188.386	5.206
15	ASD 2a	10.178	-10.519	3932.951	-1.382	-6.955	0.243
16	ASD 9c	157.308	39.861	4059.498	153.508	751.660	1.810
165	ASD 9c	200.614	36.642	3449.311	123.977	801.176	1.356
172	ASD 9a	-268.407	-11.644	3454.856	53.450	-1056.353	1.213
183	ASD 9d	37.727	230.470	3426.632	1090.945	177.012	7.085
185	ASD 9b	1.188	-193.602	3416.156	1040.822	44.056	0.282
187	ASD 9d	35.334	167.800	2635.862	941.362	154.555	7.085
227	ASD 9d	50.696	234.923	2135.460	1072.544	-24.713	7.085
233	ASD 9c	205.078	72.705	3346.556	512.955	666.912	2.320
239	ASD 9d	57.061	240.235	3633.289	1241.077	223.147	8.905
245	ASD 9b	-0.040	-216.838	3669.888	1187.938	-38.039	0.355
251	ASD 9b	-1.662	-218.830	3719.373	1180.112	15.850	0.355
257	ASD 9b	-4.722	-214.428	4481.398	1095.942	38.246	0.282
259	ASD 9b	-8.864	-186.399	3281.059	1125.695	47.628	0.282
271	ASD 9d	54.028	251.049	2550.817	1240.639	231.945	11.055
273	ASD 9d	55.789	247.127	2615.610	1211.730	233.696	11.055
275	ASD 9d	20.778	249.204	1953.548	1052.700	364.884	11.055
291	ASD 9c	171.254	61.353	2810.564	209.029	277.970	1.846
297	ASD 2a	4.620	6.325	4051.903	-49.841	14.840	0.196
311	ASD 2a	-9.178	-0.721	3792.656	-40.603	5.283	0.153
317	ASD 2a	2.804	-0.051	3871.162	-35.040	-21.346	0.153
323	ASD 2a	0.925	1.926	3787.121	-5.431	62.390	0.153
329	ASD 2a	0.767	0.746	3676.184	23.730	-6.801	0.115
331	ASD 9b	9.256	-135.578	3548.843	500.337	24.494	0.208
333	ASD 9b	-5.045	-136.996	3605.764	505.639	-62.927	0.208
335	ASD 9b	1.885	-138.759	3671.831	474.613	-20.555	0.208
337	ASD 9b	-1.560	-139.859	3574.501	485.782	-15.806	0.208
359	ASD 9b	-3.149	-267.358	3698.725	1164.552	-14.644	0.441
363	ASD 9b	-2.336	-268.024	3864.797	1163.522	-15.980	0.441
376	ASD 9a	-268.493	8.751	2858.055	-38.957	-719.030	1.213
377	ASD 9d	69.607	376.450	4409.420	1364.223	-42.056	11.055
379	ASD 9a	-209.802	-5.166	4445.721	-56.054	-1173.816	1.213
391	ASD 2a	5.605	8.987	4097.444	44.974	14.868	0.243
395	ASD 2a	-1.654	4.057	3769.542	-27.218	-6.608	0.243
399	ASD 9d	35.002	202.539	4015.841	898.416	177.464	11.055
409	ASD 2a	-0.942	7.839	4193.387	29.454	20.322	0.153
415	ASD 9d	14.499	133.670	3749.160	518.024	94.727	5.206
417	ASD 9d	41.138	136.606	5239.792	421.397	234.809	5.206
419	ASD 9a	-187.798	0.479	4156.012	-17.365	-762.342	0.571

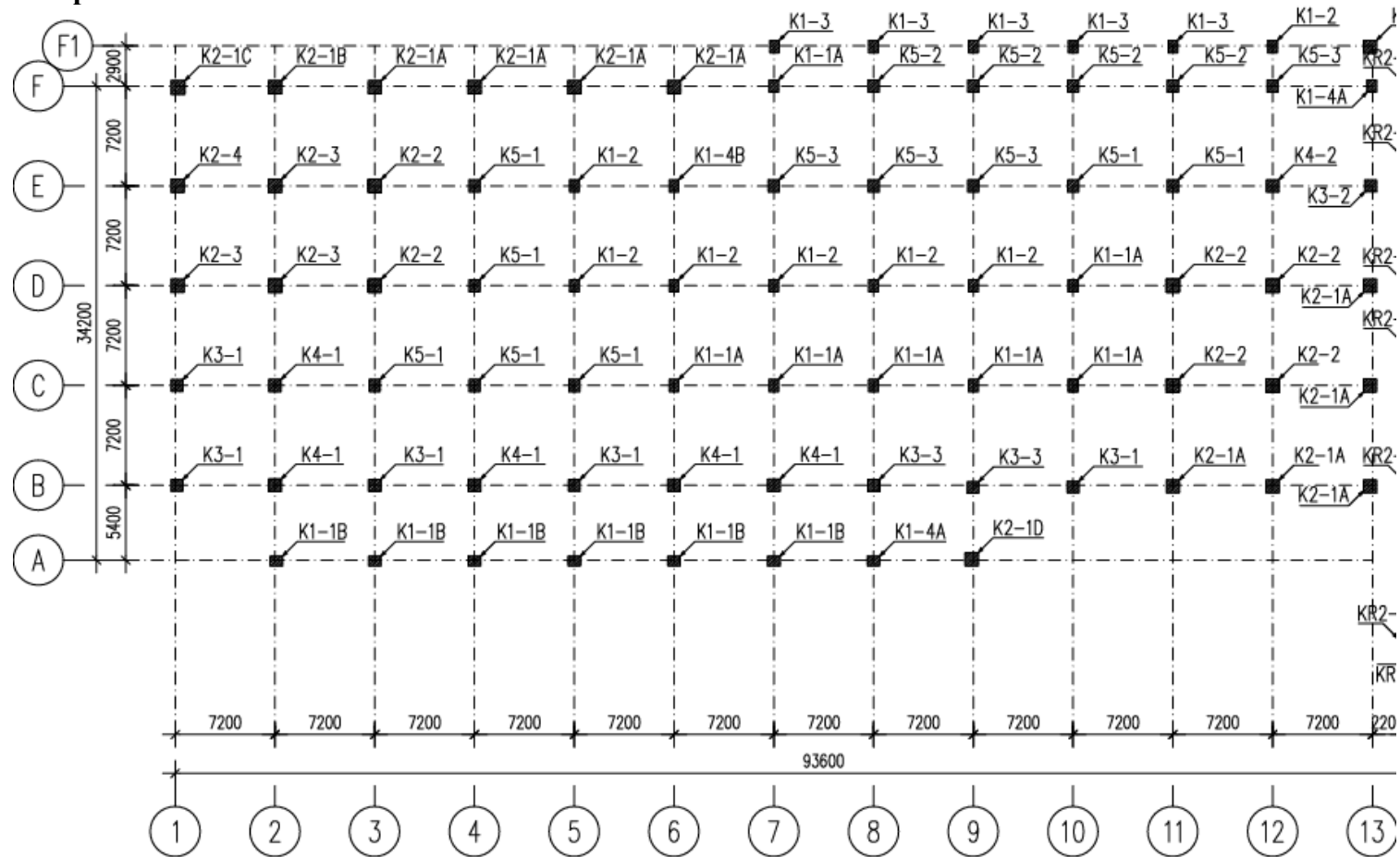
Lampiran 4 *Joint Reactions* hasil analisis SAP2000 v22 (Lanjutan)

TABLE: Joint Reactions							
Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
421	ASD 9d	35.610	125.291	3848.863	446.944	93.221	5.206
423	ASD 2a	0.719	3.279	3795.214	36.231	-1.518	0.115
455	ASD 2a	-1.467	2.996	3523.046	-23.513	-19.568	0.115
461	ASD 9a	-274.896	8.932	2874.376	-40.882	-749.730	1.213
469	ASD 9d	73.649	385.394	4139.998	1584.388	30.540	11.055
476	ASD 9a	-246.549	2.508	4394.147	135.805	-1286.924	1.213
507	ASD 9d	33.593	137.108	3832.794	584.239	166.334	6.945
513	ASD 9c	159.925	17.733	4007.869	109.430	695.324	1.810
526	ASD 9d	23.875	148.830	3650.471	531.488	110.570	5.206
535	ASD 9d	34.091	141.396	3954.583	590.085	157.975	6.945
539	ASD 9a	-216.281	-2.612	4488.893	83.942	-872.326	0.762
545	ASD 9d	43.139	148.376	4038.133	677.361	140.416	6.945
554	ASD 9b	2.162	-83.185	5783.762	516.947	75.339	0.208
561	ASD 9c	213.245	32.314	4648.101	26.218	996.923	2.320
574	ASD 9d	3.376	179.044	4545.211	576.124	360.647	7.085
581	ASD 9d	66.101	270.758	2230.334	1198.202	58.119	11.055
587	ASD 9d	59.572	263.443	2544.723	1030.913	283.072	11.055
593	ASD 9d	65.447	248.645	2482.446	989.808	249.098	11.055
595	ASD 9d	64.378	223.412	2568.025	967.637	249.837	11.055
597	ASD 9b	-8.639	-308.677	2532.780	917.774	-0.770	0.441
599	ASD 9b	8.698	-312.490	2554.091	932.825	-17.144	0.441
617	ASD 9d	42.457	128.988	2838.730	211.412	55.258	5.206
623	ASD 9d	38.393	160.454	3163.058	376.816	144.555	6.945
628	ASD 9d	39.302	154.382	3123.459	364.877	208.616	6.945
633	ASD 9d	39.875	149.499	3099.635	364.624	181.578	6.945
638	ASD 9d	39.648	143.993	3169.597	318.264	134.030	6.945
643	ASD 9c	172.887	5.006	3329.519	-75.576	870.349	1.810
650	ASD 9b	-30.009	-220.943	3252.446	610.119	149.844	0.208
657	ASD 9b	21.624	-141.944	1801.410	506.248	-34.895	0.208
659	ASD 9b	-0.573	-147.060	2234.110	501.665	-18.342	0.208
661	ASD 9b	0.902	-147.472	2246.060	506.389	-3.944	0.208
663	ASD 9b	1.346	-147.224	2456.937	505.798	-8.027	0.208
665	ASD 9b	0.285	-147.587	2438.338	505.489	-11.502	0.208
683	ASD 9b	5.621	-149.492	2673.472	504.188	-4.618	0.208
690	ASD 9b	-28.008	-319.503	2490.237	1234.850	9.070	0.441
97	ASD 9c	180.256	37.930	1640.942	185.098	538.292	1.356

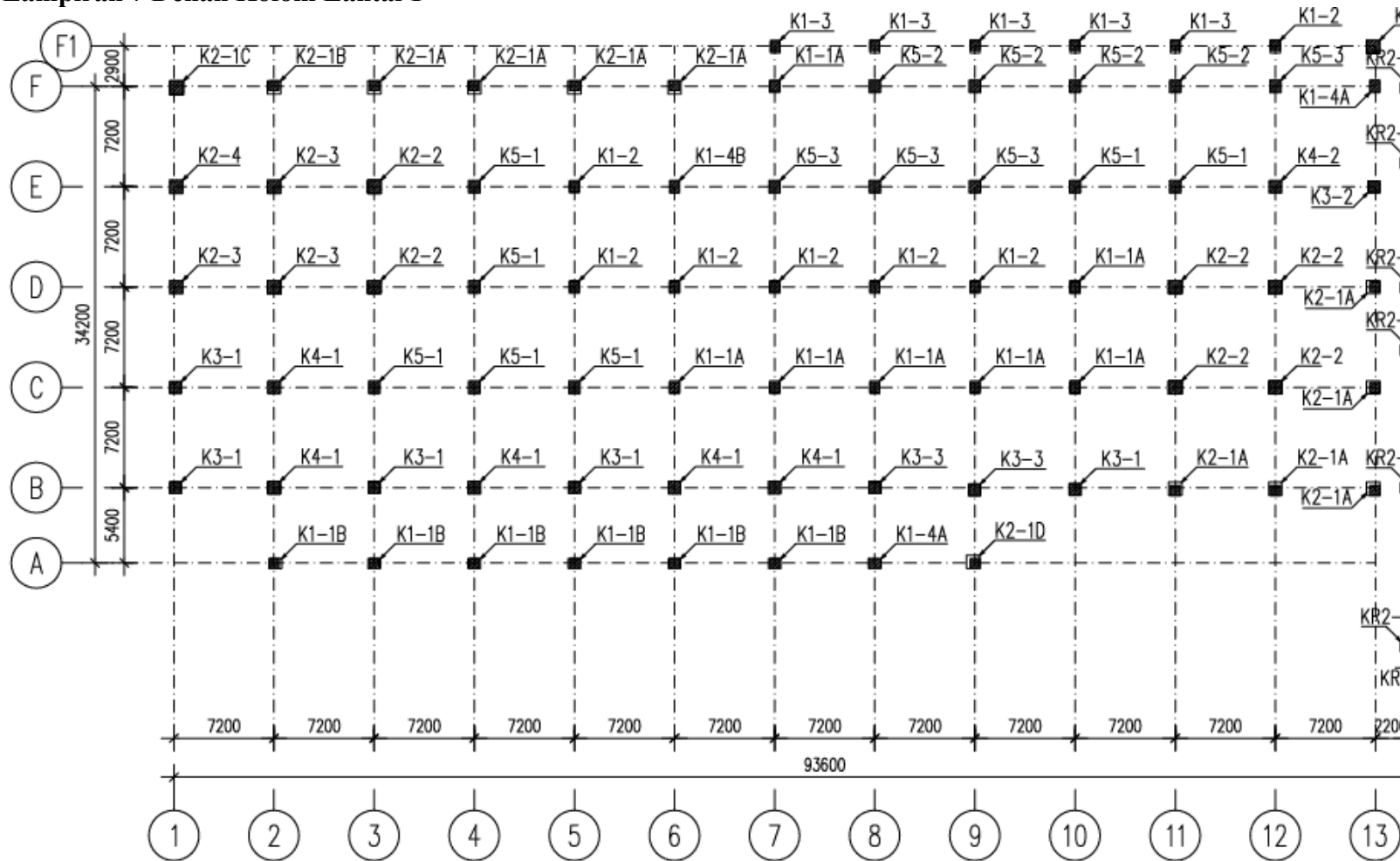
Lampiran 5 Rekap Hasil Pengujian Laboratorium

Sample No.		01	02	03	04	05	06
Borehole No.		BH-01		BH-02		BH-03	
Sample depth, m		5.00 - 5.50	14.50 - 15.00	6.50 - 7.00	16.50 - 17.00	4.00 - 4.50	18.00 - 18.50
Specific gravity, G _s		2.75	2.77	2.73	2.70	2.70	2.83
Liquid Limit (LL)		41.83	39.05	32.08	33.46	43.37	37.71
Plastic Limit (PL)		25.75	20.98	23.47	23.73	19.86	22.99
Index Plasticity (IP)		16.08	18.07	8.61	9.73	23.52	14.73
Wet Density, gr/cm ³		1.88	1.93	1.99	1.90	1.86	1.97
Dry Density, gr/cm ³		1.44	1.52	1.59	1.46	1.36	1.60
Natural Water Content, %		29.79	26.49	25.99	28.28	27.25	21.93
Void Ratio		0.91	0.82	0.71	0.85	0.99	0.77
Unified Soil Description - USCS Classification		CL	CL	CL	CL	CL	CL
Visual soil description		Silty clay, grey	Sand, light grey	Silty sand, light grey	Silty sand, light grey	Silty clay, grey	Silty clay, light brown
Grain Size	Gravel, %	0.23	0.00	0.00	0.61	0.00	0.00
	Coarse Sand, %	0.43	1.24	0.07	1.86	0.65	1.50
	Medium Sand, %	2.23	2.22	0.94	0.96	3.62	1.61
	Fine Sand, %	9.01	7.32	11.93	6.01	14.26	2.51
	Silt, %	60.28	64.07	67.95	68.06	57.05	77.40
	Clay, %	27.82	25.16	19.10	22.50	24.42	16.99
Shear Strength Test	TX UU	Cohesion (kg/cm ²)	0.23	0.28	0.24	0.05	0.33
		Angle of Int. Friction (deg)	8.20	7.50	10.80	5.70	7.50
Consolidation	Compression Index, C _c		0.21	0.16	0.13	0.18	0.20
	Preconsolidation pressure, pc' (kg/cm ²)		1.20	1.30	1.70	1.70	1.80
	Coefficient of rebound, Cr		0.10	0.07	0.07	0.08	0.07
	Coefficient of swelling, C _s		0.05	0.03	0.02	0.05	0.05

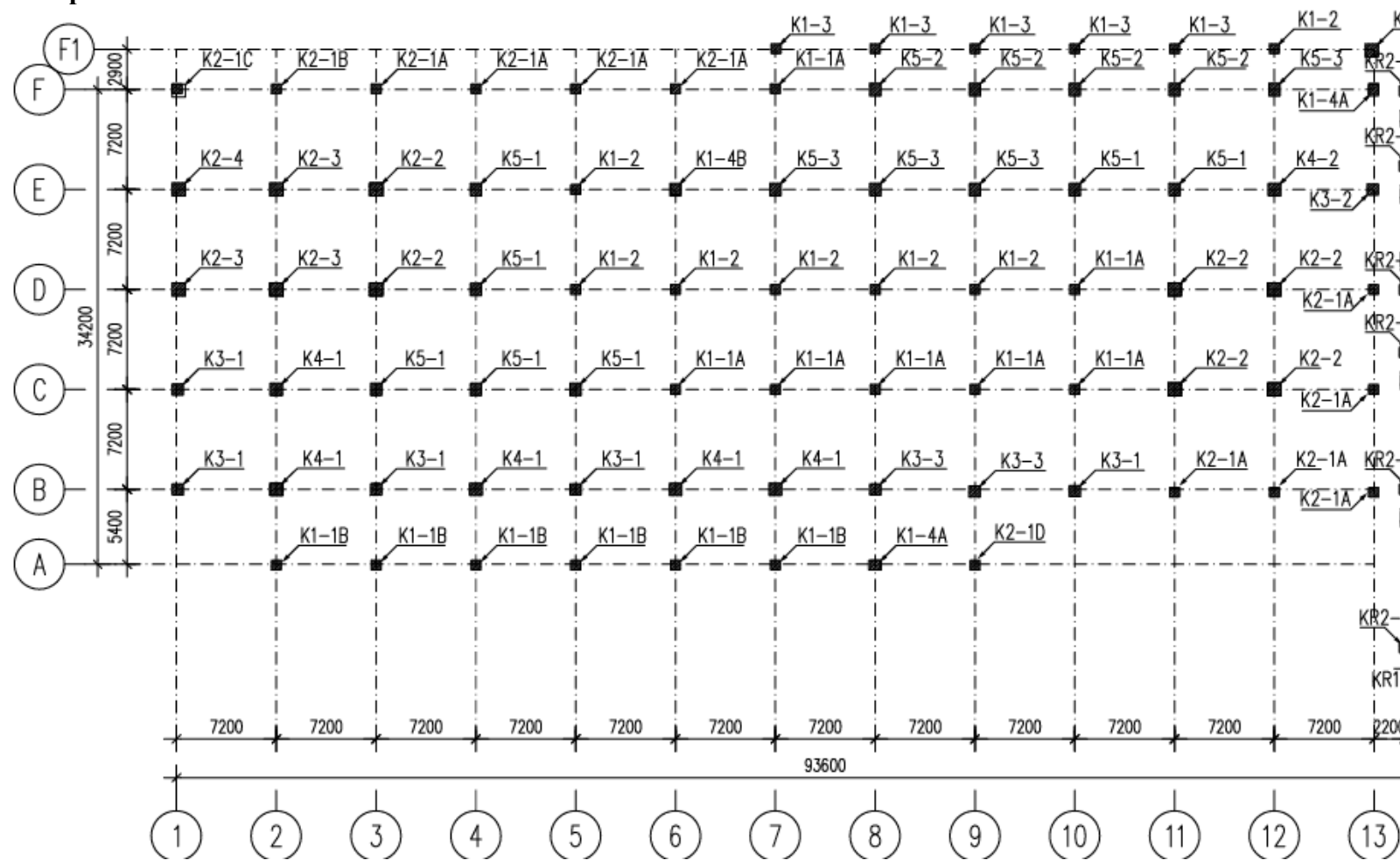
Lampiran 6 Denah Kolom Lantai Dasar



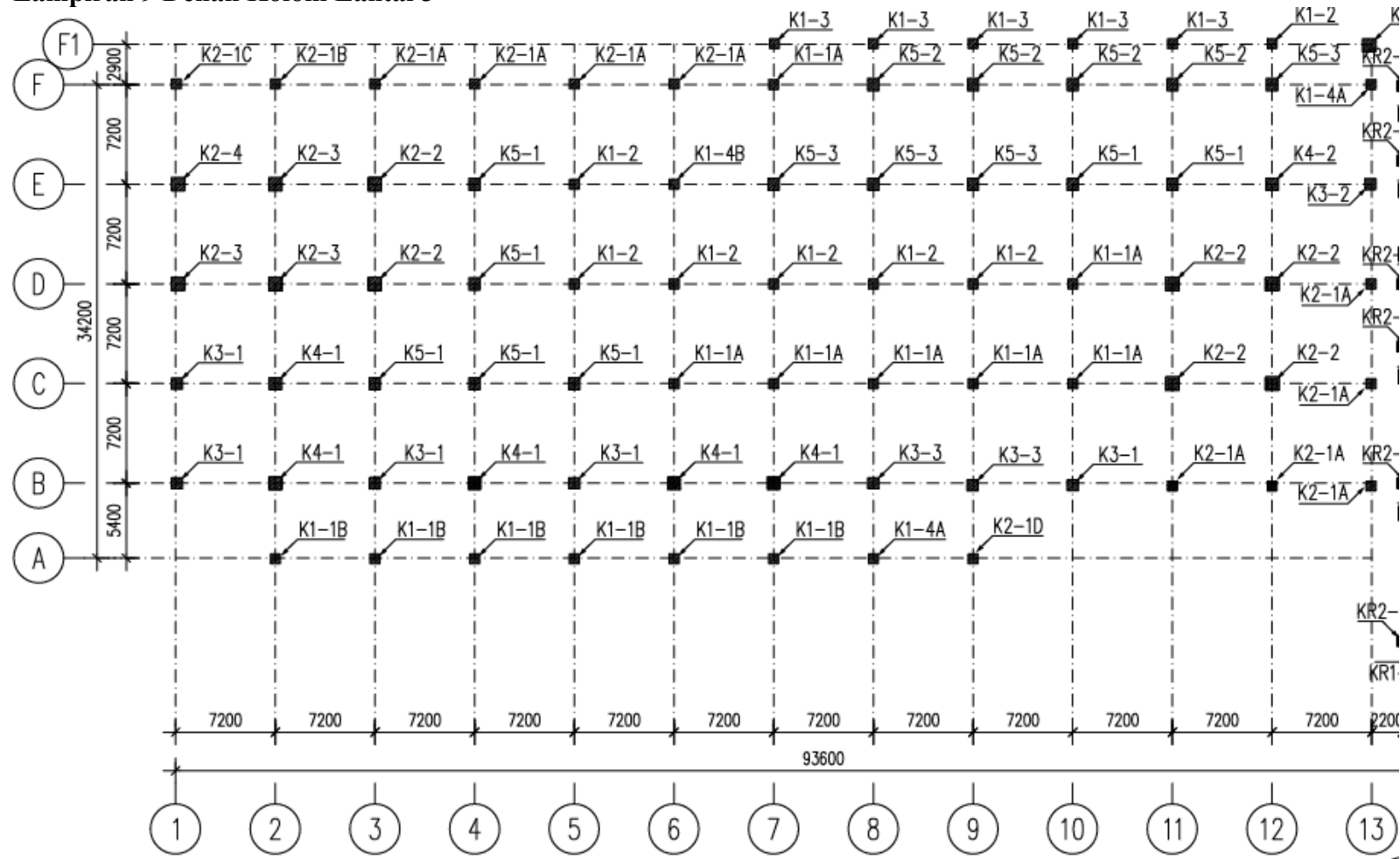
Lampiran 7 Denah Kolom Lantai 1



Lampiran 8 Denah Kolom Lantai 2



Lampiran 9 Denah Kolom Lantai 3



Lampiran 10 Denah Kolom Lantai 4

