

TUGAS AKHIR

ANALISIS KAPASITAS DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI SPUN PILE

**(Studi Kasus : Elevated P6A dan P6B pada Proyek Pembangunan Jalan Tol
Yogyakarta – Bawen Ruas Sleman Banyurejo)**

**Diajukan untuk Memenuhi Persyaratan dalam Menyelesaikan
Program Sarjana Program Studi Teknik Sipil
Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung**



Disusun Oleh:

**Sandy Akbar
NIM : 30202000181**

**Taufiqurrahman
NIM : 30202000192**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG**

2024



LEMBAR PENGESAHAN

ANALISIS KAPASITAS DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI SPUN PILE

(Studi Kasus : Elevated P6A dan P6B pada Proyek Pembangunan Jalan Tol
Yogyakarta – Bawen Ruas Sleman Banyurejo)



Sandy Akbar

NIM: 30202000181



Taufiqurrahman

NIM: 30202000192

Telah disetujui dan disahkan di Semarang, Agustus 2024

Tim Penguji

Tanda Tangan

1. **Dr. Abdul Rochim, S.T., M.T.**

NIDN : 0631128901

2. **Dr. Ir. H. Soedarsono, M.Si.**

NIDN : 062005301

3. **Eko Muliawan Satrio, ST.,M.T**

NIDN : 0610118101

Ketua Program Studi Teknik Sipil
Fakultas Teknik
Universitas Islam Sultan Agung

Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

NIDN: 0625059102

BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR

No: 22 / A.2 / SA – T / IX / 2024

Pada hari ini tanggal -- Agustus 2024 berdasarkan surat keputusan Dekan Fakultas Teknik, Universitas Islam Sultan Agung perihal penunjukan Dosen Pembimbing Utama dan Dosen Pembimbing Pendamping:

1. Nama : Dr. Abdul Rochim, S.T., M.T.
Jabatan Akademik : Lektor Kepala
Jabatan : Dosen Pembimbing Utama
2. Nama : Dr. Ir. H. Soedarsono, M.Si.
Jabatan Akademik : Lektor Kepala
Jabatan : Dosen Pembimbing Pendamping

Dengan ini menyatakan bahwa mahasiswa yang tersebut di bawah ini telah menyelesaikan bimbingan Tugas Akhir:

Sandy Akbar
NIM : 30202000181

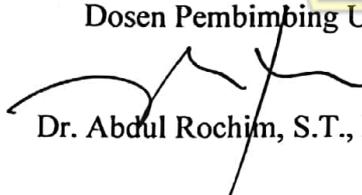
Taufiqurrahman
NIM : 30202000192

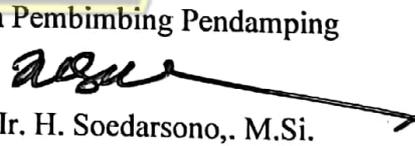
Judul: ANALISIS KAPASITAS DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI SPUN PILE

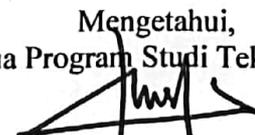
Dengan tahapan sebagai berikut :

No	Tahapan	Tanggal	Keterangan
1	Penunjukan dosen pembimbing	28 Maret 2024	
2	Seminar Proposal	14 Juni 2024	ACC
3	Pengumpulan data	25 Juni 2024	
4	Analisis data	9 Juli 2024	
5	Penyusunan laporan	20 Juli 2024	ACC
6	Selesai laporan	16 Agustus 2024	

Demikian Berita Acara Bimbingan Tugas Akhir / Skripsi ini dibuat untuk diketahui dan dipergunakan seperlunya oleh pihak-pihak yang berkepentingan

Dosen Pembimbing Utama

Dr. Abdul Rochim, S.T., M.T.

Dosen Pembimbing Pendamping

Dr. Ir. H. Soedarsono, M.Si.

Mengetahui,
Ketua Program Studi Teknik Sipil

Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Kami yang bertanda tangan dibawah ini :

1. Nama : Sandy Akbar
Nim : 30202000181
2. Nama : Taufiqurrahman
Nim : 30202000192

dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul :

“ ANALISIS KAPASITAS DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI SPUN PILE”

benar bebas plagiat dan apabila pernyataan ini terbukti tidak benar maka kami bersedia menerima sanksi sesuai ketentuan yang berlaku.

Demikian surat pernyataan ini kami buat untuk dipergunakan sebagaimana mestinya.

Semarang, Agustus 2024
Yang membuat pernyataan



Sandy Akbar



Taufiqurrahman

Nim: 30202000181

Nim: 30202000192

PERNYATAAN KEASLIAN

Kami yang bertanda tangan dibawah ini:

1. Nama : Sandy Akbar
Nim : 30202000181
2. Nama : Taufiqurrahman
Nim : 30202000192

JUDUL TUGAS AKHIR : ANALISIS KAPASITAS DAYA DUKUNG DAN
PENURUNAN PONDASI SPUN PILE

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa Tugas Akhir ini merupakan hasil penelitian, pemikiran dan pemaparan asli kami sendiri. Kami tidak mencantumkan tanpa pengakuan bahan – bahan yang telah dipublikasikan sebelumnya atau ditulis oleh orang lain, atau sebagai bahan yang pernah diajukan untuk gelar atau ijazah pada Universitas Islam Sultan Agung Semarang atau perguruan tinggi lainnya.

Apabila dikemudian hari terdapat penyimpangan dan ketidakbenaran dalam pernyataan ini, maka kami bersedia menerima sanksi akademik sesuai dengan peraturan yang berlaku di Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Demikian pernyataan ini kami buat.

Semarang, Agustus 2024
Yang membuat pernyataan

Sandy Akbar

Nim: 30202000181

Taufiqurrahman

Nim: 30202000192



MOTTO

كُنْتُمْ خَيْرَ أُمَّةٍ أُخْرِجَتْ لِلنَّاسِ تَأْمُرُونَ بِالْمَعْرُوفِ وَتَنْهَوْنَ عَنِ الْمُنْكَرِ وَتُؤْمِنُونَ بِاللَّهِ ۗ وَلَوْ آمَنَ أَهْلُ الْكِتَابِ لَكَانَ خَيْرًا
لَهُمْ ۗ مِنْهُمْ ۗ الْمُؤْمِنُونَ أَكْثَرُهُمُ الْفَاسِقُونَ ﴿١١٠﴾

“Kamu (umat Islam) adalah umat terbaik yang dilahirkan untuk manusia (selama) kamu menyuruh (berbuat) yang makruf, mencegah dari yang mungkar, dan beriman kepada Allah. Seandainya Ahlulkitab beriman, tentulah itu lebih baik bagi mereka. Di antara mereka ada yang beriman dan kebanyakan mereka adalah orang-orang fasik.”

(Q.S. Ali ‘Imran Ayat 110)

وَأَخْفِضْ لَهُمَا جَنَاحَ الذُّلِّ مِنَ الرَّحْمَةِ وَقُلْ رَبِّ أَرْحَمُهُمَا كَمَا رَبَّيْتَنِي صَغِيرًا

“Dan rendahkanlah dirimu terhadap mereka berdua dengan penuh kesayangan dan ucapkanlah: "Wahai Tuhanku, kasihilah mereka keduanya, sebagaimana mereka berdua telah mendidik aku waktu kecil".

(QS: Al Isra ayat 24)

فَتَعَالَى اللَّهُ الْمَلِكُ الْحَقُّ ۗ وَلَا تَعْجَلْ بِالْقُرْآنِ مِنْ قَبْلِ أَنْ يُقْضَىٰ إِلَيْكَ وَحْيُهُ ۗ وَقُلْ رَبِّ زِدْنِي عِلْمًا

“Maka Maha Tinggi Allah Raja Yang sebenar-benarnya, dan janganlah kamu tergesa-gesa membaca Al quran sebelum disempurnakan mewahyukannya kepadamu, dan katakanlah: “Ya Tuhanku, tambahkanlah kepadaku ilmu pengetahuan,”

(QS. Surat Thaha ayat 114)

وَتَنْجِتُونَ مِنَ الْجِبَالِ بُيُوتًا يُرَاهِنُ ﴿١٤٩﴾

“Dan kamu pahat sebagian dari gunung-gunung untuk dijadikan rumah-rumah dengan rajin;

(Q.S. Asy-Syu'araa' : 149)

PERSEMBAHAN

Alhamdulillah, puji syukur kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayah yang saya rasakan hingga saat ini. Tugas Akhir ini kami persembahkan untuk:

1. Kedua orang tua saya, Bapak Hudi Prabowo dan Ibu Erlina, serta kedua kakak saya, Odie Prabowo dan Novi Nur Mala Sari yang sudah memberikan semangat, motivasi, dukungan materil, pendidikan mental, dan doa di setiap langkah yang saya lewati, sehingga saya bisa menyelesaikan Tugas Akhir ini..
2. Bapak Dr. Abdul Rochim, S.T., M.T. dan Bapak Dr. Ir. H. Soedarsono, M.Si. selaku dosen pembimbing saya yang telah sabar memberikan saya ilmu dalam pembuatan laporan ini Dosen - dosen Program Studi Teknik Sipil Unissula yang telah membagikan ilmunya
3. Dosen dan Staf Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang yang telah memberi ilmu serta arahan kepada saya.
4. Taufiqurrahman selaku rekan saya yang telah berjuang, bekerja keras bersama dan sabar dalam menyusun Tugas Akhir ini.
5. Teman istimewa saya yang kontrakan/rumah pernah saya singgahi, terima kasih selama ini selalu menemani, memberikan motivasi, dukungan serta memberikan hal-hal positif kepada saya
6. Teman-teman dekat saya MAPATEK, terimakasih telah mensupport saya
7. Teruntuk Mas Ali selaku pembimbing lapangan pada Kerja Praktek, terimakasih telah sabar membimbing saya dalam belajar, dan memberi motivasi.
8. Teman-teman Angkatan 2020 Fakultas Teknik Sipil dan seluruh keluarga besar Universitas Islam Sultan Agung Semarang.
9. Semoga ilmu yang saya dapat di fakultas Teknik Sipil UNISSULA dan selama menuntut ilmu, bisa barokah dan bermanfaat.

Sandy Akbar
Nim 30202000192

PERSEMBAHAN

Puji syukur kehadirat Allah SWT, Tuhan pemilik jiwa dan alam semesta yang telah melimpahkan rahmat dan karunia-Nya. Sholawat serta salam selalu tercurahkan kepada Nabi Muhammad SAW, keluarganya, sahabatnya dan juga para pengikutnya. Tugas akhir ini kami persembahkan kepada:

1. Kedua orang tua saya, Pak'e Munasir dan Emak Nur Chyati, yang sudah memberikan semangat, motivasi, dukungan materil, pendidikan mental, dan doa disetiap langkah yang saya lewati, sehingga saya bisa menyelesaikan Tugas Akhir ini
2. Bapak Dr. Abdul Rochim, S.T., M.T. dan Bapak Dr. Ir. H. Soedarsono,. M.Si. selaku dosen pembimbing saya yang telah sabar memberikan saya ilmu dalam pembuatan laporan ini.
3. Rekan tugas akhir saya, Sandy Akbar, terimakasih telah bekerja sama dengan baik untuk menyelesaikan tugas akhir ini.
4. Teman-teman dekat, temen SMA, dan temen-temen kontrakan, saya ucapkan trimakasih telah mensupport dan menemani pada waktu mengerjakan tugas akhir.
5. Teman - teman dari MAPATEK (Mahasiswa Pecinta Alam Teknik) yang sudah menjadi seperti keluarga saya di semarang.
6. Teman-teman semua dari Fakultas Teknik Program Studi Teknik Sipil angkatan 2020 yang telah memberikan semangat dan motivasi dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
7. Mas Ali yang telah sabar membimbing saya dalam belajar, dan memberi motivasi
8. Semoga ilmu yang saya dapat di fakultas Teknik Sipil UNISSULA dan selama menuntut ilmu, bisa barokah dan bermanfaat.

Taufiqurrohman

NIM: 30202000192

KATA PENGANTAR

Syukur Alhamdulillah, segala puji bagi Allah SWT, karena hanya dengan rahmat dan karunia-Nya laporan Tugas Akhir ini dapat terselasaikan dengan baik tentang “ANALISIS KAPASITAS DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI SPUN PILE”, guna memenuhi persyaratan dalam menyelesaikan Program Sarjana Teknik Sipil di Universitas Islam Sultan Agung Semarang. Pada kesempatan ini, penulis hendak menyampaikan ucapan terimakasih yang sebesar-besarnya kepada semua pihak yang telah mendukung dalam penyusunan tugas akhir ini, yaitu:

1. Bapak Dr. Abdul Rochim, ST., MT., selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang
2. Bapak M. Rusli Ahyar, ST., M.Eng selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang.
3. Bapak Dr. Abdul Rochim, ST., MT., selaku Dosen Pembimbing utama yang telah memberikan arahan, ilmu serta bimbingan dalam pembuatan Laporan Tugas Akhir ini;
4. Bapak Dr. Ir. H. Soedarsono, M.Si. selaku Dosen Pembimbing Pendamping yang telah memberikan arahan, ilmu serta bimbingan dalam pembuatan Laporan Tugas Akhir ini;
5. Teman-teman angkatan 2020 Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang.
6. Semua pihak yang telah membantu dalam penyelesaian tugas akhir ini yang tidak dapat kami sebutkan satu persatu.

Penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih banyak kekurangan baik isi maupun susunannya, semoga tugas akhir ini bermanfaat tidak hanya bagi penulis juga bagi para pembacanya.

Semarang, Agustus 2024

Penulis

Analisis Kapasitas Daya Dukung dan Penurunan Pondasi Spun Pile

by Sandy Akbar




Dr. Abdul Rochim

on date: 20-Aug-2024 10:19AM (UTC+0700)

on ID: 2434163750

file: S_KAPASITAS_DAYA_DUKUNG_DAN_PENURUNAN_PONDASI_SPUN_PILE_JJB.docx (8.61M)

int: 9940

r count: 52923

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Suatu perencanaan pondasi tiang harus dilakukan dengan teliti dan secermat mungkin. Setiap Pondasi harus mampu mendukung beban sampai batas keamanan yang telah ditentukan, termasuk mendukung beban maksimum yang mungkin terjadi. Analisis dilakukan dengan metode statis dan dinamis untuk mengetahui kapasitas daya dukung tiang pancang dan penurunan yang terjadi. Kapasitas dukung tiang pancang dengan metode statis dihitung berdasarkan data- data lapangan (SPT), sedangkan metode dinamis dihitung berdasarkan data lapangan yaitu data kalendering dan PDA yang diperoleh saat pemancangan. (Crsitin R Siregar, 2014).

Penggunaan pondasi tiang pancang sebagai pondasi bangunan apabila tanah yang berada dibawah dasar bangunan tidak mempunyai daya dukung (*bearing capacity*) yang cukup untuk memikul berat bangunan dan beban yang bekerja padanya. Fungsi dan kegunaan dari pondasi tiang pancang adalah untuk memindahkan atau mentransfer beban - beban dari konstruksi di atasnya (super struktur) ke lapisan tanah keras yang letaknya sangat dalam. Dalam pelaksanaan pemancangan pada umumnya dipancangkan tegak lurus dalam tanah, tetapi ada juga dipancangkan miring (*battle pile*) untuk dapat menahan gaya-gaya horizontal yang bekerja. Sudut kemiringan yang dapat dicapai oleh tiang tergantung dari alat yang dipergunakan serta disesuaikan pula dengan perencanaannya. (Danipra Setiyo, 2019).

Pada tugas akhir ini akan melakukan perhitungan kapasitas dukung dan penurunan dari struktur bawah Proyek Pembanguna Jalan Tol Yogyakarta – Bawen Ruas Sleman Banyurejo dengan menggunakan pondasi spun pile. Alasan tugas akhir ini dibuat adalah untuk mengetahui nilai perbandingan daya dukung tiang menggunakan metode Mayerhoff (1976) dengan metode Luciano Decourt, dan membandingkan nilai penurunan tiang menggunakan metode Poulos & Davis, Vesic, Program Plaxis, dan Program Allpile.

Berdasarkan latar belakang yang telah disampaikan maka penulis akan mengambil judul dalam Tugas Akhir ini adalah “ANALISIS KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI TIANG PANCANG SPUN PILE (Proyek Pembanguna Jalan Tol Yogyakarta – Bawen Ruas Sleman Banyurejo)

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan Latar Belakang diatas, maka didapatkan rumusan masalah:

- a. Seberapa besar beban yang terjadi pada pondasi Spun Pile pada proyek pembangunan Tol Yogyakarta – Bawen ruas Sleman Banyurejo.
- b. Berapa nilai daya dukung tiang Tunggal, dan tiang kelompok pondasi spun pile menggunakan metode Mayerhoff (1976), dan Luciano Decourt pada proyek pembangunan Tol Yogyakarta – Bawen ruas Sleman Banyurejo.
- c. Berapa besarnya nilai penurunan (*sattlement*) tiang Tunggal menggunakan teori Poulos & Davis, dan tiang kelompok menggunakan teori Vesic, program Plaxis V.8.6, dan program Allpile pondasi spun pile pada proyek pembangunan Tol Yogyakarta – Bawen ruas Sleman Banyurejo.

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan Rumusan Masalah, diperoleh sejumlah maksud serta tujuan penelitian:

1. Mengetahui nilai daya dukung pondasi spun pile pada proyek pembangunan Tol Yogyakarta – Bawen ruas Sleman Banyurejo.
2. Membandingkan hasil daya dukung tiang tunggal, dan kelompok tiang pondasi spun pile pada proyek pembangunan Tol Yogyakarta – Bawen ruas Sleman Banyurejo, dengan menggunakan teori Mayerhoff (1976), dan teori Luciano Decourt.
3. Mengetahui besarnya nilai penurunan (*settlement*) pondasi spun pile pada proyek pembangunan Tol Yogyakarta – Bawen ruas Sleman Banyurejo.
4. Membandingkan hasil penurunan pondasi spun pile pada proyek pembangunan Tol Yogyakarta – Bawen ruas Sleman Banyurejo, dengan menggunakan teori Vesic, program Plaxis V.6.8, dan program Allpile.

1.4 Batasan Masalah

1. Menghitung daya dukung tiang Tunggal pada pondasi spun pile menggunakan perhitungan metode Mayerhoff (1976) dan Luciano Decourt,
2. Menghitung daya dukung kelompok menggunakan metode Conferse – Labare,
3. Jenis pondasi yang digunakan pada lokasi penelitian adalah *bored pile*, sedangkan Re-desain penelitian ini menggunakan pondasi spun pile,
4. Data yang akan digunakan pada Tugas Akhir dalam menganalisa adalah data *Soil Test* dan SPT yang diperoleh dari PT. Eskapindo Matra Konsultanindo,
5. Menghitung penurunan (*sattlement*) pondasi spun pile dengan menggunakan metode perhitungan Poulos & Davis untuk tiang tunggal, dan program software Plaxis 8.2, dan program software allpile untuk tiang kelompok.
6. Perhitungan hanya dilakukan pada titik tiang portal P6A dan P6B Tol Yogyakarta – Bawen ruas Sleman Banyurejo.

1.5 Metode Pengumpulan Data

1. Studi Literatur
Mengumpulkan dan mengkaji bahan bacaan yang berkaitan dengan tugas akhir ini, termasuk buku dan jurnal ilmiah, dan penelitian sebelumnya.
2. Pengumpulan Data
Seksi 1 proyek pembangunan Tol Yogyakarta – Bawen ruas Sleman Banyurejo menjadi topik tugas akhir ini. Informasi yang diperlukan untuk menyelesaikan Tugas Akhir ini didapatkan melalui PT. Eskapindo Matra Konsultanindo, konsultan proyek tersebut. Informasi yang diperlukan terdiri dari data *Soil Test* dan SPT.
3. Analisis Data
Melakukan analisis kasus dan pengolahan data dengan menggunakan teori yang dikumpulkan dari tinjauan literatur.

1.6 Sistematika Penulisan

Kerangka sistematika penyusunan tugas akhir ini meliputi lima bab:

BAB - I PENDAHULUAN

Memuat hal-hal sebagai berikut: konteks penulisan, tujuan, manfaat, rumusan masalah, batasan masalah, dan metodologi penulisan.

BAB - II TINJAUAN PUSTAKA

Terdiri dari prinsip-prinsip dasar, ekspresi matematika, dan semua komponen yang diperlukan untuk menyelesaikan skripsi ini, materi bersumber yang diambil dari publikasi ilmiah, buku, situs web, mesin pencari, dan hasil penelitian sebelumnya.

BAB - III METODOLOGI

Metodologi penulisan tugas akhir dijelaskan secara rinci pada Bab III METODOLOGI yang meliputi metode perolehan dan analisis data.

BAB - IV ANALISIS DAN PERHITUNGAN

Menggabungkan perhitungan daya dukung dan penurunan pondasi spun pile melalui analisis data yang diperoleh.

BAB - V KESIMPULAN DAN SARAN

Tugas penutup ini terdiri dari rekomendasi dan kesimpulan yang diperoleh dari analisis yang dilakukan terhadap studi yang dikumpulkan.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Dasar Teori

Pada Ilmu teknik sipil tanah ialah kelompok mineral, material alami dan sedimen-sedimen yang terukur luput, yang ada pada bagian atas batuan dasar (*bedrock*) (Hardiyatmo, 1992). Prosedur pembentukan tanah bersumber pada pelapukan batuan yang mampu dialami secara wujudnya ataupun kimiawi. Prosedur pelapukan wujudnya mengonversikan batuan selaku elemen kecil, hal ini diperoleh sebab terdapat dampak dari pengikisan, angin, air, es dan leburnya elemen tanah sebab terdapat alterasi temperatur ataupun iklim. Lazimnyaa, pelapukan dalam prosedur kimia terjadi akibat didampaki oleh oksigen, karbondioksida, dan air yang terkandung asam dan alkali. (Wesley, 1997)

Dalam Perencanaan fondasi Gedung atau bangunan lainnya, ada dua hal utama yang harus diperhatikan, yaitu; (Wesley, 1997)

- 1.) Daya dukung tanah yaitu apakah tanah yang bersangkutan cukup kuat untuk menahan beban fondasi tanpa terjadi keruntuhan akibat pergeseran (*shear failure*). Tentu saja hal ini bergantung pada kekuatan geser tanah.
- 2.) Penurunan yang terjadi, hal ini bergantung pada jenis tanah.

2.2 Penyelidikan Lapangan

Tujuan utama dari sebuah *investigation soil* adalah mendapatkan data untuk keperluan desain dan pelaksanaan konstruksi dari sebuah proyek. *Investigation soil* dikerjakan untuk memberikan gambaran mengenai kondisi lapisan dan parameter tanah. Oleh karena itu, penentuan jenis dan penempatan titik-titik *investigasi* menjadi sangat penting. *Investigation Soil* yang biasa digunakan adalah berupa sondir, pemboran teknik untuk pengambilan coring, *Undisturb Sample* (UDS), serta *Standard Penetration Test* (SPT). Untuk mengetahui dalamnya muka air tanah di-setiap lubang bor perlu dilakukannya pengamatan pada tiap lubang bor teknik (Kementrian PUPR).

Laporan penyelidikan geoteknik harus sesuai standar. Keperluan desain harus memiliki data yang komplit.. Profil dan analisis parameter tanah yang disampaikan dalam laporan penyelidikan geoteknik paling tidak harus meliputi

- 1.) Profil tanah untuk perencanaan (*design profile*) harus mewakili kondisi lapisan tanah , khususnya parameter-parameter tanah untuk perencanaan pondasi
- 2.) Muka air tanah
- 3.) Daya dukung tanah untuk jenis pondasi yang disarankan
- 4.) Parameter tanah untuk analisis penurunan bangunan jangka pendek dan jangka panjang
- 5.) Parameter tanah untuk analisis dinding penahan tanah untuk kondisi baik undrained maupun drained.

Selain itu, klasifikasi jenis tanah dan profil lapisan- lapisan tanah minimal sampai kedalaman 30 m yang dimulai dari permukaan tanah asli (Kementrian PUPR).

2.2.1 Tahapan Penyelidikan Lapangan

Penyelidikan lapangan harus direncanakan dan dilaksanakan dalam sebuah tahapan, yaitu:

- 1.) Pengumpulan Data Terdahulu, Studi Literatur dan Peninjauan Lapangan
- 2.) Penyelidikan Utama
- 3.) Penyelidikan Tambahan

Setiap tahapan akan didesain dengan menggunakan informasi yang didapat dari tahapan sebelumnya (Kementrian PUPR).

2.2.2 Pengumpulan Data Terdahulu, Studi Literatur, dan Peninjauan Lapangan

Informasi awal yang dapat dikumpulkan adalah kondisi geologi, kegempaan regional, peraturan setempat, dan besarnya beban dari struktur. Informasi ini akan membantu perencana geoteknik untuk memutuskan tahap penyelidikan geoteknik selanjutnya (Kementrian PUPR).

2.2.3 Penyelidikan Utama

Tujuan dari penyelidikan utama ini adalah untuk mendapatkan informasi yang akurat untuk menghasilkan suatu desain serta metode pelaksanaan yang ekonomis dan aman. Metode-metode yang umumnya digunakan dalam penyelidikan lapangan di Indonesia adalah:

- 1.) Pendugaan (*Soundings*)
- 2.) Uji Sumur (*Trial pit*)
- 3.) Pemboran (*Boreholes*)
- 4.) Uji lapangan langsung (*In situ tests*)

Lokasi dari titik-titik penyelidikan, seperti lubang bor, sondir, uji sumur, maupun uji-uji langsung di lapangan, harus ditentukan sehingga gambaran geologi umum dari lokasi secara keseluruhan dapat diperoleh dengan rinci dan sifat-sifat teknik dari tanah di bawah permukaan (Kementrian PUPR).

2.2.4 Penyelidikan Tambahan

Saat *investigation* menyatakan kondisi tanah tidak sesuai, maka akan diadakan penyelidikan tambahan. Penyelidikan lapangan tambahan mungkin diperlukan untuk mendapatkan informasi tambahan dan atau untuk mengkonfirmasi atau menolak data yang meragukan. Kadangkala kebutuhan akan penyelidikan tambahan ini dapat diabaikan jika penyelidikan utama dilakukan dengan pengawasan yang tepat. Masalah-masalah dapat diidentifikasi selama pelaksanaan penyelidikan utama ini, dan perencanaan dari penyelidikan dapat pula dimodifikasi atau dikembangkan untuk mendapatkan informasi tambahan yang dibutuhkan (Kementrian PUPR).

2.2.5 Sondir (Cone Penetrometer Test, CPT)

Pengujian Sondir atau *cone penetration test* (CPT) merupakan salah satu pengujian lapangan yang bertujuan untuk mengetahui profil atau pelapisan (*stratifikasi*) tanah dan daya dukungnya. Stratifikasi tanah dan daya dukung dapat diketahui dari kombinasi hasil pembacaan tahanan ujung (*qc*) dan gesekan selimutnya (*fs*). Alat sondir berbentuk silindris dengan ujungnya berupa konus. Prosedur pengujian Sondir mengacu pada SNI 2827:2008 (Kementrian PUPR).

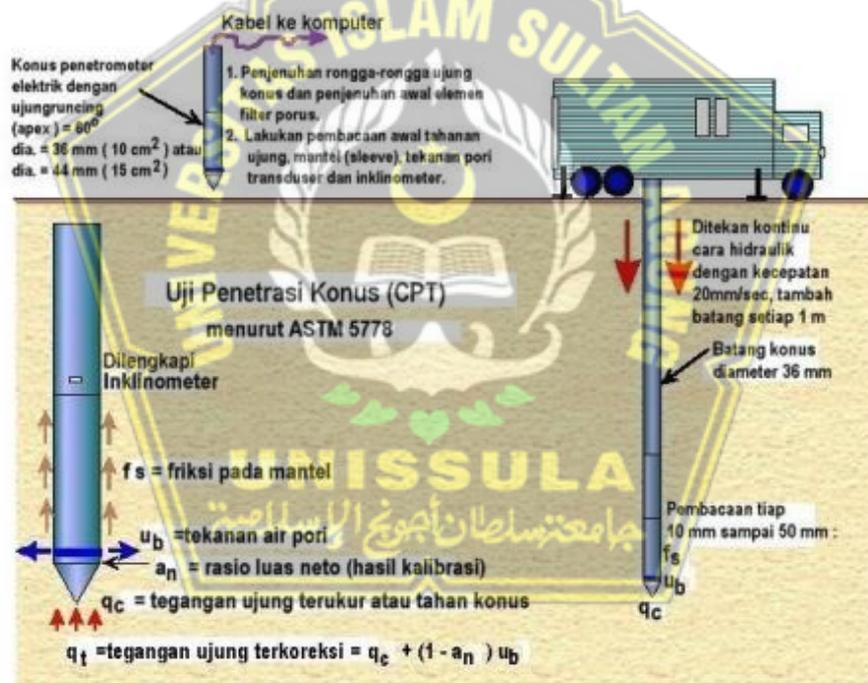
Sondir menurut kapasitasnya dibagi menjadi dua macam, yaitu:

- 1.) Sondir ringan, memiliki kapasitas 0-250 kg/cm² dengan kedalaman 30 meter
- 2.) Sondir berat, memiliki kapasitas 0-600 kg/cm² dengan kedalaman 50 meter

Sondir menurut jenis alatnya dibagi menjadi dua macam, yaitu:

- 1.) Sondir mekanis, Sondir yang menghasilkan nilai tahanan ujung (q_c) dan gesekan selimut (f_s) mengacu pada ASTM D3441.
- 2.) Sondir elektrik, Sondir yang menghasilkan nilai tahanan ujung (q_c), gesekan selimut (f_s) dan tekanan air pori (u) mengacu pada ASTM D5778.

Sondir manual tidak direkomendasikan untuk digunakan dalam penyelidikan tanah (Kementrian PUPR).



Gambar 2.1 Cara Kerja Alat Sondir Elektrik
(Sumber: Kementrian PUPR)

2.2.6 Pemboran Teknik

Pemboran teknik dilakukan dengan tujuan untuk mengetahui pelapisan tanah (pengambilan coring), pengambilan contoh tanah (*Undisturb Sample*, *UDS*) dan mengetahui parameter tanah dari hasil uji lapangan (seperti *Standard*

Penetration Test, SPT; uji lapangan lainnya). Tanah yang didapatkan dari pengambilan coring ditempatkan dalam *core box*. Dibuat boring log secara visual yang dilengkapi dengan data dari uji lapangan dan laboratorium. Kedalaman titik bor untuk penyelidikan pondasi jembatan minimal 40 m. Apabila sampai kedalaman 40 m belum ditemukan tanah keras, maka kedalaman titik bor ditambah sampai menemukan tanah keras (Kementrian PUPR).

2.2.6.1 Jenis Bor Teknik

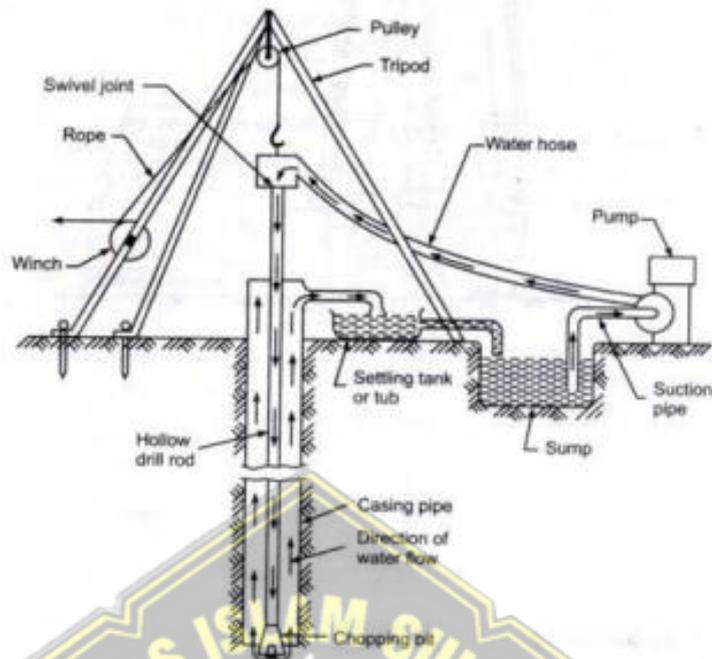
Berikut ini jenis-jenis dari Pengeboran Teknik:

1.) Pengeboran Manual (*Auger Boring*)

Pemboran manual / pemboran tangan (*auger boring / hand boring*) merupakan suatu metode pemboran yang paling sederhana dan ekonomis pada kedalaman yang dangkal. Dilakukan dengan cara menekan dan memutar auger masuk kedalam tanah dasar. Kemampuan pemboran auger terbatas dan hanya cocok untuk kedalaman yang dangkal dan tidak sesuai digunakan untuk pengeboran di bawah muka air tanah. Kelebihan dari pemboran auger adalah: sederhana, mudah dioperasikan dan gangguan terhadap tanah minimal (Kementrian PUPR).

2.) Pengeboran Bilas (*Wash Boring*)

Pada metode ini sebuah lubang bor dilakukan dengan gerakan memukul dan memutar (*chopping and twisting*) dari mata bor dengan menyemprotkan air dari bawah mata bor. Menggunakan mesin *bor rotary*, tanah dikorek dan dibilas dari dasar lubang bor dengan sirkulasi air. Kelebihan dan kekurangan dari pengeboran bilas adalah: tidak dapat untuk mengidentifikasi tanah, kurang sesuai untuk pemboran batuan, dapat digunakan disemua jenis tanah, sangat cocok untuk tanah lunak, gangguan terhadap struktur tanah sangat minimal. *Wash boring* tidak direkomendasikan untuk penyelidikan geoteknik (Kementrian PUPR).



Gambar 2.2 Wash Boring

(Sumber: Kementerian PUPR)

3.) Pengeboran Inti (*Core Drilling*)

Pengeboran inti menggunakan mesin *bor rotary*. Untuk tabung tunggal tidak memerlukan sirkulasi air dan untuk tabung ganda atau triple memerlukan sirkulasi air. Kelebihan dan kekurangan dari pengeboran inti adalah: dapat digunakan pada batuan, dapat mengidentifikasi tanah secara langsung, tidak sesuai untuk pengeboran pada tanah lunak dapat mengganggu struktur tanah. Sebuah standar untuk pencatatan dan interpretasi dari pemboran inti (*core drilling*) diberikan pada SNI 03- 2436- 1991 2008 (Kementerian PUPR).

2.2.7 Standard Penetration Test (SPT)

SPT adalah suatu metode uji yang dilaksanakan bersamaan dengan pengeboran untuk mengetahui, baik perlawanan dinamik tanah maupun pengambilan contoh terganggu dengan teknik penumbukan (Hudoyo, 2017).

Menurut Joseph E. Bowles percobaan *Standar Penetrasi Test* (SPT) ini adalah untuk menentukan kepadatan relative lapisan tanah dari pengambilan contoh tanah dengan tabung sehingga diketahui jenis tanah dan ketebalan tiap-

tiap lapisan kedalaman tanah dan untuk memperoleh data yang kualitatif pada perlawanan penetrasi tanah secara menetapkan kepadatan dari tanah yang tidak berkohesi yang biasa sulit diambil sampelnya. Percobaan Standar Penetrasi Test (SPT) menurut SNI 2008 ini dilakukan dengan cara sebagai berikut :

- 1 Mempersiapkan alat pengujian SPT (mesin bor, batang bor, *spilt spun sampler*, *hammer*, dan alat penunjang lainnya) dalam kondisi yang prima.
- 2 Siapkan/dirikan tower penyanggah (tripod) di atas mesin bor dengan baik tempat bergantungnya hammer (penumbuk) SPT.
- 3 Melakukan pengujian dengan membuat lobang bor dan membuat lobang sampai kedalaman testing yang sudah direncanakan.
- 4 Melakukan pengujian pengambilan sampel dengan alat *spilt spun sampler* dengan bantuan penumbuk (*hammer*) yaitu melakukan tumbukan dengan pukulan palu seberat 63,5 kg dan ketinggian jatuh 76 cm dengan penetrasi pukulan setiap 15 cm dan dicatat jumlah pukulan dalam N

Contoh:

$N_1 = 10$ pukulan/15 cm

$N_2 = 5$ pukulan/15 cm

$N_3 = 7$ pukulan/15 cm

Maka total jumlah pukulan yang dipakai adalah jumlah $N_2 + N_3 =$ nilai N ($5+7 = 12$). N_1 tidak dipakai karena dianggap sisa kotoran pengeboran yang tersisa yang tertinggal di dasar lobang bor, sehingga perlu dibersihkan untuk memperkecil efisiensi gangguan sehingga data lebih akurat.

Hasil contoh tanah dikeluarkan dari alat *spilt spun sampler* dan dideskripsikan jenis dan gambaran tanah yang meliputi komposisi, struktur, warna, dan konsistensi tanah dan diamankan ke dalam tempat sampel yaitu core box. Pada saat pengujian apabila dalam interval 4x penumbukan nilai SPT = 50 dalam pengambilan SPT= 2 m maka hentikan pengujian dan catat hasil. (SNI 2008)

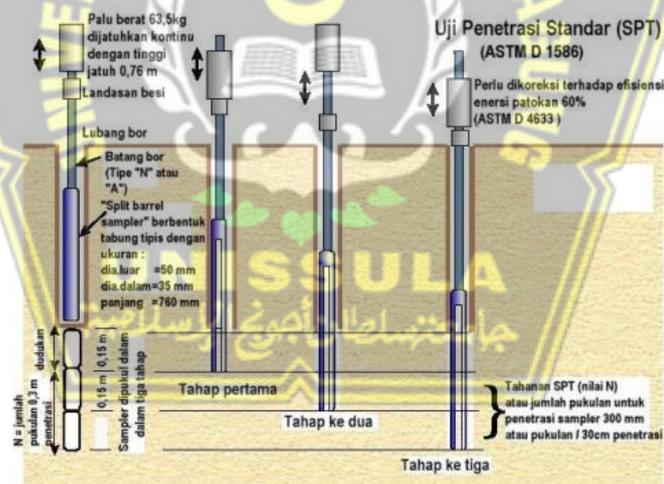
Keuntungan pengujian SPT menurut Laurence D. Wesley adalah sebagai berikut :

- 1 Dipakai dimana-mana

- 2 Dapat dilakukan pada segala macam tanah, termasuk tanah yang sangat keras atau padat.
- 3 Ada banyak korelasi dengan sifat tanah lain, khususnya kepadatan relative, kemungkinan terjadi *liquefaction* dan kekuatan geser tak terdrainase.

Kerugian pengujian SPT menurut Laurence D. Wesley adalah sebagai berikut :

- 1 Perlu ada lubang bor sehingga harus ada mesin bor, yang berarti tanah pada dasar lubang bor sudah tidak asli akibat cara melaksanakan pengeboran.
- 2 Pengujian ini adalah cara dinamis dan peralatan untuk melakukannya agak kasar.
- 3 Pengujian empiris, sehingga diperlukan korelasi dengan parameter-parameter lain.
- 4 Belum ada standar yang lengkap tentang cara melakukan pengujian SPT, khususnya cara menjatuhkan beban penumbuk boleh dengan cara “jatuh bebas” atau dengan kabel tetap disambung pada tabung.



Gambar 2.3 Skema urutan uji penetrasi standar (SPT)
(Sumber: SNI 4153-2008)

2.2.8 Pengambilan Sampel Tanah

Pengambilan sampel tanah ini dapat terjadi dalam dua kondisi yaitu *disturb soil* dan *undisturb soil*. *Undisturbed sample* adalah contoh tanah yang masih menunjukkan sifat asli tanah. *Disturbed sample* adalah sampel tanah

yang diambil tanpa ada usaha yang dilakukan untuk melindungi struktur asli tanah tersebut.

Sampel undisturbed ini secara ideal tidak mengalami perubahan struktur, kadar air, dan susunan kimia. Sampel tanah yang benar-benar asli tidak mungkin diperoleh, tetapi kerusakan sampel tanah dapat dibatasi sekecil mungkin. Tujuan dari pengambilan contoh adalah untuk pengujian laboratorium lebih lanjut supaya mendapatkan informasi geoteknik, seperti kuat geser dan karakteristik deformasi yang dibutuhkan untuk disain yang aman dan ekonomis.

Pengambilan sampel tak terganggu (*Undisturbed Sample/UDS*) umumnya dilakukan pada setiap lubang bor teknik dengan interval 5,0 m dan akan diuji di laboratorium. *Undisturbed Sample* ini diambil mengikuti ASTM D-1587-83 (Kementerian PUPR).

2.2.8.1 Pengambilan Sampel Tanah Terganggu

Sampel ini diperoleh dengan menggunakan alat yang mungkin dapat menghancurkan struktur makro tanah tetapi tidak mengganggu komposisi mineraloginya, dan dapat dilakukan dengan berbagai metode. Spesimen contoh ini dapat digunakan untuk mengetahui perkiraan litologi umum endapan tanah, identifikasi komponen tanah dan tujuan klasifikasi umum, ukuran butiran, batas-batas atterberg dan karakteristik pemadatan tanah (Kementerian PUPR).

2.2.8.2 Pengambilan Sampel Tanah Tak Terganggu (*Undisturbed Sample*)

Sampel tanah tak terganggu yang diperoleh dari lapisan tanah lempung akan digunakan dalam uji laboratorium untuk mengetahui sifat-sifat teknik tanah. Sampel tanah tak terganggu dari tanah berbutir kasar dapat juga diambil dengan prosedur khusus, seperti pembekuan atau pengisian lilin dan tabung blok atau tabung inti. Pengambilan sampel yang dilakukan dengan alat khusus ini, digunakan untuk membantu mengurangi gangguan pada struktur tanah in situ dan kadar air tanahnya. Sampel tanah tidak terganggu dapat pula digunakan untuk mengetahui kekuatan, stratifikasi, kelulusan air, kepadatan, konsolidasi, sifat dinamik, dan sifat teknik tanah lainnya. Pengambilan sampel tanah tak terganggu disarankan setiap interval kedalaman 5 meter dan setiap lapisan tanah (Kementerian PUPR).

2.2.9 Sumur PIT

Pit test dilakukan dengan melakukan penggalian lubang secara manual berukuran bujursangkar dengan lebar 1.50 dan kedalaman maksimum dari pit test adalah 2.0 m. Sampel yang diambil dari pit test ini diuji kompaksi dan CBR di laboratorium. Berdasarkan hasil pengujian dapat diketahui kelayakan material tersebut sebagai bahan timbunan (Kementrian PUPR).

2.3 Penyelidikan Laboratorium

Uji laboratorium dilakukan dengan tujuan untuk memperoleh informasi geoteknik (parameter fisik dan mekanik tanah) yang dibutuhkan untuk desain bangunan yang aman dan ekonomis. Hasil pengujian akan memberikan dasar untuk mengidentifikasi dan mengklasifikasi serta untuk mengevaluasi karakteristik kekuatan dan kompresibilitas lapisan tanah (Kementrian PUPR). AASHTO (1988) menyusun daftar pengujian yang penting dengan urutan perkiraan menurut biaya yang semakin meningkat sebagai berikut:

- a. pemeriksaan visual,
- b. kadar air asli,
- c. batas plastis dan cair,
- d. analisis butiran (mekanik),
- e. uji baling laboratorium tekan bebas,
- f. pemadatan atau kepadatan relatif,
- g. *California Bearing Ratio*, CBR,
- h. Permeabilitas,
- i. geser langsung,
- j. tekan triaksial,
- k. konsolidasi

Banyaknya pengujian laboratorium akan bervariasi untuk setiap proyek, bergantung pada faktor-faktor yang telah dibahas sebelumnya. Meskipun demikian, pengujian klasifikasi secara lengkap seharusnya dilaksanakan pada semua proyek (Kementrian PUPR).

Berikut ini pengelompokan uji laboratorium yang umum dilakukan mengikuti suatu standar uji dari ASTM, yaitu:

- a. Uji *Indeks Properties* (Kadar Air, Berat Jenis, Berat Isi, *Atterberg Limits*, *Grain Size Analysis*)
- b. Uji Kuat Geser Tanah (Uji Kuat Tekan Bebas, Uji Triaksial, Uji Geser Langsung)
- c. Uji Kompresibilitas (Uji Konsolidasi)
- d. Uji Permeabilitas
- e. Uji Kompaksi
- f. Uji CBR.

2.3.1 Indeks Propertis

Sifat-sifat indeks (*index properties*) menunjukkan sifat-sifat fisis tanah yang mengindikasikan jenis dan kondisi tanah, serta memberikan hubungan terhadap sifat-sifat mekanis (*engineering properties*) seperti kekuatan dan pemampatan atau kecenderungan untuk mengembang serta permeabilitas tanah (Kementrian PUPR).

2.3.2 Uji Kuat Geser Tanah

Kuat geser tanah adalah gaya perlawanan yang dilakukan oleh butir-butir tanah terhadap desakan atau tarikan. Dengan dasar pengertian ini, bila tanah mengalami pembebanan akan ditahan oleh (Hardiyatmo, 2002):

- 1.) Kohesi tanah yang bergantung pada jenis tanah dan kepadatannya, tetapi tidak tergantung dari tegangan normal yang bekerja pada bidang geser,
- 2.) Gesekan antara butir-butir tanah yang besarnya berbanding lurus dengan tegangan normal pada bidang gesernya.

2.3.2.1 Uji Tekan Bebas (*Unconfined Compression*)

Pemeriksaan/pengujian kuat tekan bebas bertujuan untuk mendapatkan parameter nilai kuat tekan bebas (*unconfined compression strength*) khususnya untuk tanah kohesif atau lempung. Kuat tekan bebas (q_u) adalah harga tegangan aksial maksimum yang dapat ditahan oleh benda uji silindris sebelah mengalami keruntuhan geser. Dari kuat tekan bebas dapat diketahui kekuatan geser *undrained* (C_u) dan derajat kepekaan (*degree of sensitivity*) (Kementrian PUPR).

2.3.2.2 Uji Triaksial (*Triaxial Unconsolidated Undrained*)

Pengujian triaksial adalah pengujian benda uji tanah kohesif berbentuk silinder yang dibungkus karet kedap air yang diberi tekanan kesemua arah dan diberi tekanan aksial sampai terjadi longsor (SNI 03-4813-1998).

2.3.2.3 Uji Geser Langsung *Unconsolidated Undrained (Direct Shear)*

Pengujian ini bertujuan untuk mendapatkan nilai kekuatan geser tanah, dengan melakukan percobaan geser langsung UU. Dengan mengubah tegangan aksial/normal pada beberapa contoh tanah, maka akan diperoleh besarnya tegangan geser. Hasil uji geser langsung dapat digunakan untuk analisis kestabilan dalam bidang geoteknik, di antaranya untuk analisis stabilitas lereng, daya dukung pondasi, analisis dinding penahan tanah, dan lain-lain (Kementrian PUPR).

2.3.3 Uji Konsolidasi (*Consolidation Test*)

Uji konsolidasi bertujuan untuk menentukan sifat kemampatan tanah dan karakteristik konsolidasinya yang merupakan fungsi dari permeabilitas tanah. Sifat kemampatan tanah dinyatakan dengan koefisien kemampatan volume (m_v) atau dengan indeks kompresi (C_c), sedangkan karakteristik konsolidasi dinyatakan oleh koefisien konsolidasi (c_v) yang menggambarkan kecepatan kompresi tanah terhadap waktu (Kementrian PUPR).

2.3.4 Uji Permeabilitas (*Premeability Test*)

Sifat tanah mendasar yang berkaitan dengan aliran fluida adalah permeabilitas. Pada kasus tanah yang lolos air, viskositas dan berat isi adalah satu-satunya variabel fluida yang mempengaruhi permeabilitas. Variabel lebih lanjut yang dapat mempunyai pengaruh yang besar terhadap permeabilitas tanah berbutir halus yang relatif kedap air adalah polaritas cairan (Kementrian PUPR).

2.3.5 Uji Kompaksi (*Compaction Test*)

Uji kompaksi ini bertujuan untuk mendapatkan kadar air optimum (*optimum moisture content* – OMC) dan berat isi kering maksimum (*maximum dry density*) pada suatu proses pemadatan. Kepadatan tanah biasanya dinilai dengan menentukan berat isi keringnya (γ_{dry}). Kadar air optimum ditentukan dengan melakukan percobaan pemadatan di laboratorium. Hasil percobaan ini digunakan untuk menentukan syarat-syarat yang harus dipenuhi pada waktu

pemadatan di lapangan yang dinyatakan dalam bentuk kurva kompaksi berupa grafik hubungan antara berat isi kering dengan kadar air (Kementrian PUPR).

2.3.6 Uji CBR (CBR Test)

CBR (*California Bearing Ratio*) adalah rasio dari gaya perlawanan penetrasi (*penetration resistance*) dari tanah pada sebuah piston yang ditekan secara kontinu terhadap gaya perlawanan penetrasi serupa pada contoh tanah standar berupa batu pecah di California. Rasio tersebut diambil pada penetrasi 2.5 dan 5.0 mm (0.1 dan 0.2 inch) dengan ketentuan angka tertinggi yang digunakan. Tujuan pengujian ini adalah untuk menilai kekuatan tanah dasar yang dikompaksi di laboratorium yang akan digunakan dalam perancangan perkerasan. Hasil percobaan dinyatakan sebagai nilai CBR (dalam %) yang nantinya digunakan untuk menentukan tebal perkerasan (Kementrian PUPR).

2.4 Definisi Pondasi

Pondasi adalah salah satu bagian dari struktur terpenting dalam suatu bangunan yang berfungsi untuk menerima dan menyalurkan beban dari sturuktur atas ke tanah baik beban hidup, beban mati, beban gempa, beban angin, yang harus diperhitungkan agar menjamin kestabilan bangunan terhadap berat sendiri. Maka dari itu, tidak boleh terjadi penurunan level melebihi batas yang di ijinakan. Terdapat dua klasifikasi pondasi, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam (Hardiyatmo, 1996).

Setiap pondasi harus mampu mendukung beban sampai batas keamanan yang telah ditentukan, termasuk mendukung beban maksimum yang mungkin terjadi. Jenis pondasi yang sesuai dengan tanah pendukung yang terletak pada kedalaman 10 meter di bawah permukaan tanah adalah pondasi tiang.

Thamrin (2008), juga menjelaskan bahwa pondasi harus memenuhi syarat - syarat sebagai berikut:

1. Bentuk dan konstruksinya harus menunjukkan suatu konstruksi yang kokoh dan kuat untuk mendukung beban bangunan di atasnya.
2. Pondasi harus terletak di atas tanah dasar yang cukup keras sehingga kedudukan pondasi tidak mudah bergerak (berubah), baik bergerak kesamping, kebawah (turun) atau terguling.

3. Tidak boleh mudah terpengaruh oleh keadaan diluar pondasi, seperti keadaan air tanah dan lain-lain.

2.5 Klasifikasi Pondasi

Berdasarkan kedalaman dari permukaan tanah, pondasi terdiri dari pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal terdiri dari pondasi batu kali, pondasi setempat dan pondasi pelat sedangkan pondasi dalam terdiri dari pondasi sumuran, pondasi bore pile dan pondasi tiang pancang.

2.5.1 Pondasi dangkal

Pondasi dangkal adalah pondasi telapak yang mendukung bangunan secara langsung. Menurut Terzhagi pondasi dangkal digunakan untuk pondasi yang mempunyai perbandingan kedalaman dasar pondasi dari permukaan tanah (D) dan lebar pondasi (B) lebih kecil atau sama dengan satu, sehingga $D/B \leq 1$ (Bowles, 1986).

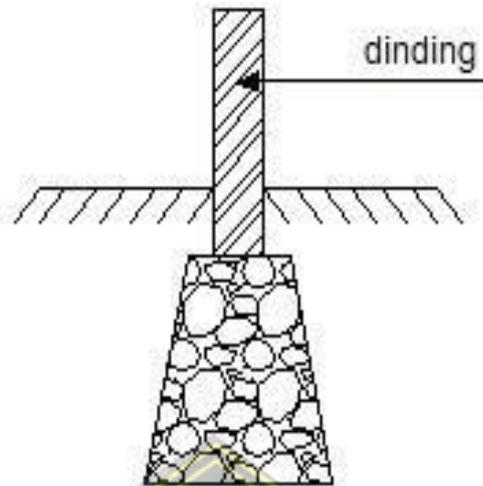
Ada beberapa pondasi dangkal yang dipakai menurut jenis bangunannya yaitu:

a. Pondasi telapak (*Single Footing*)

Fondasi setempat memiliki fungsi untuk menahan beban bangunan yang dipusatkan pada bagian tertentu bangunan seperti kolom. Dalam konstruksi bangunan kayu, fondasi ini biasanya digunakan pada bagian bawah struktur kolom yang terdapat di daerah rawa.

b. Pondasi Memanjang dan Menerus (*continous footing*)

Fondasi menerus disebut juga dengan fondasi lajur. Fondasi menerus biasa digunakan pada bangunan sederhana (tidak bertingkat) dengan daya dukung tanah yang baik. Konstruksi pada fondasi menerus ini mendistribusikan beban bangunan secara rata ke lapisan tanah pada dinding.



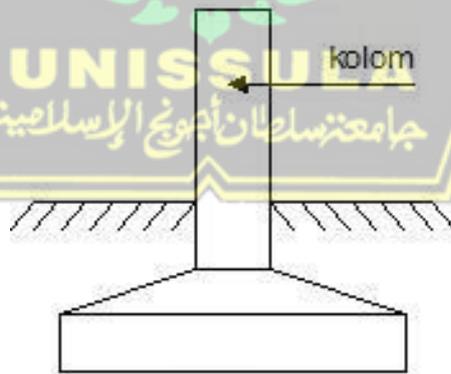
Pondasi memanjang

Gambar 2.4 Pondasi Memanjang atau Menerus

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

c. Pondasi Telapak

Untuk kolom struktural dan beban titik lainnya dengan daya dukung yang bervariasi, digunakan Pondasi ini. Pondasi telapak dapat dilihat pada Gambar 2.5.



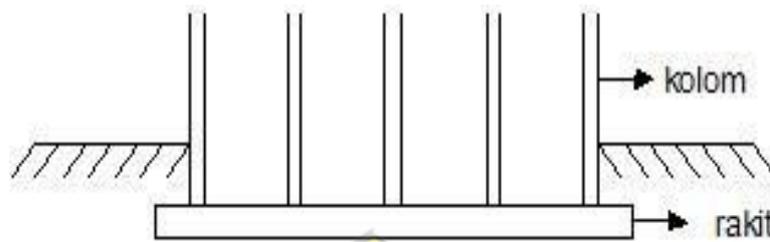
Pondasi telapak

Gambar 2.5 Pondasi Telapak

(Sumber: Hardiyatmo, 2018)

d. Pondasi Rakit

Untuk tanah lunak, digunakan Pondasi rakit dengan jarak kolom ke segala arah. Sisi-sisi telapak bertemu di tengah saat digunakan. Pondasi rakit dapat dilihat pada Gambar 2.6.



Gambar 2.6 Pondasi Rakit
(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

e. Pondasi Sarang Laba-Laba

Pondasi Sarang Laba-Laba digunakan untuk tanah lunak dan tanah dengan sifat kembang susut yang tinggi. Konstruksi Pondasi sarang laba-laba adalah Pondasi plat beton tipis dan tinggi (disebut dengan rib) yang dibentuk sedemikian rupa sehingga menyerupai sarang laba-laba.

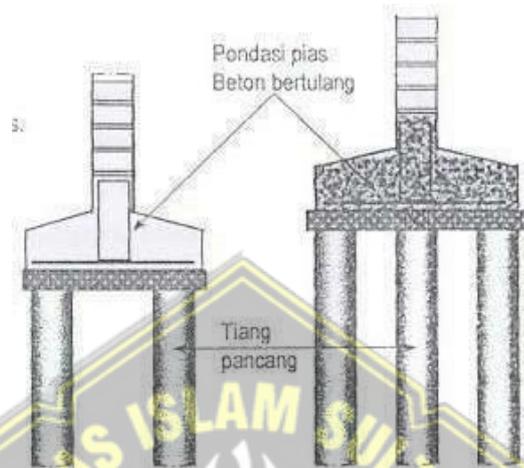
2.5.2 Pondasi Dalam

Pada saat posisi tanah keras agak dalam, mulai dari permukaan tanah, dibangun Pondasi dalam (Hardiyatmo, 2022). Secara umum kedalaman Pondasi ($D > B$). Dengan menggunakan Pondasi ini, beban struktur diteruskan ke lapisan yang lebih dalam hingga mencapai jenis tanah yang dapat menahan beban Pondasi.

1.) Pondasi Tiang (*pile foundation*)

Baik beban vertikal maupun horizontal disalurkan ke tanah melalui pondasi ini. Dibandingkan dengan pondasi sumuran, pondasi tiang biasanya memiliki diameter yang lebih kecil dan lebih panjang (Bowles, 1991). Pondasi tiang pancang adalah jenis struktur yang dapat menopang tanah 10 meter di bawah permukaan bumi (Sosrodarsono dan Nakazawa, 1990). Ukuran penampang tiang pancang dan panjang tiang pancang juga disesuaikan dengan kebutuhan pasar terkait dengan jenis bangunan yang

akan dibangun di tapak (Nina Nurdiani, 2013). Jenis penampang tiang pancang dapat berbentuk segitiga, segiempat dan lingkaran.

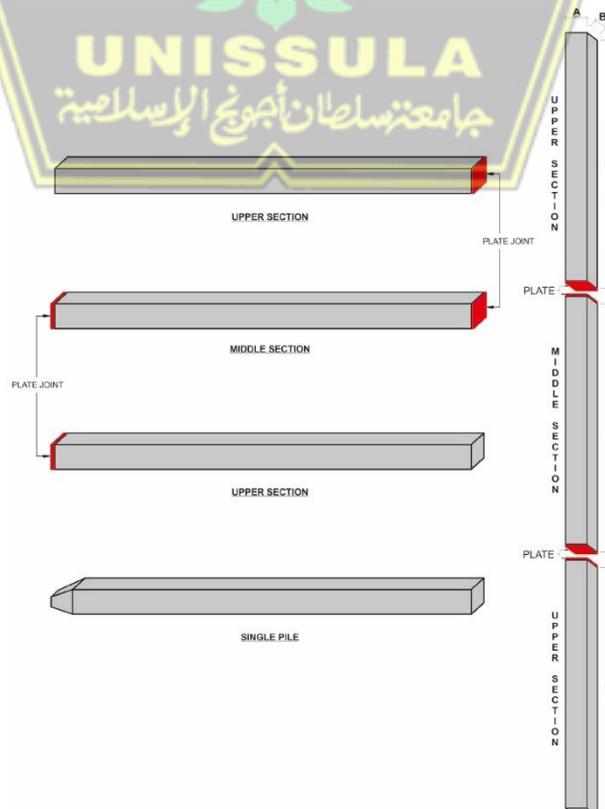


Gambar 2.7 Pondasi Tiang (*Pile Foundation*)

(Sumber: Sosrodarsono, 1990)

a) Pondasi *Square Pile*

Pondasi square pile termasuk ke dalam pondasi tiang (*Pile Foundation*) yang mempunyai bentuk kotak persegi.

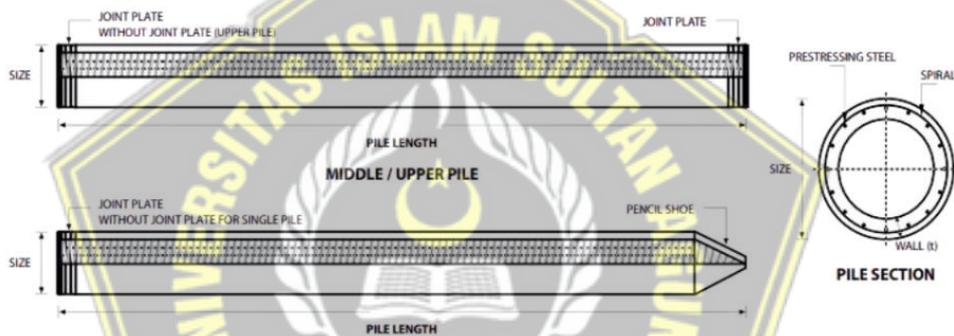


Gambar 2.8 Pondasi *Square Pile*

(Sumber: PT. Cavalary Abadi)

b) Pondasi Spun Pile

Pondasi spun pile merupakan salah satu jenis pondasi tiang (*Pile Foundation*) pra cetak yang paling sering dipakai dalam dunia konstruksi yang terbuat dari beton bertulang yang biasa digunakan untuk membangun bangunan besar seperti hotel dan perkantoran, dari segi bentuknya jenis spun pile berbentuk lingkaran dengan terdapat rongga didalamnya.

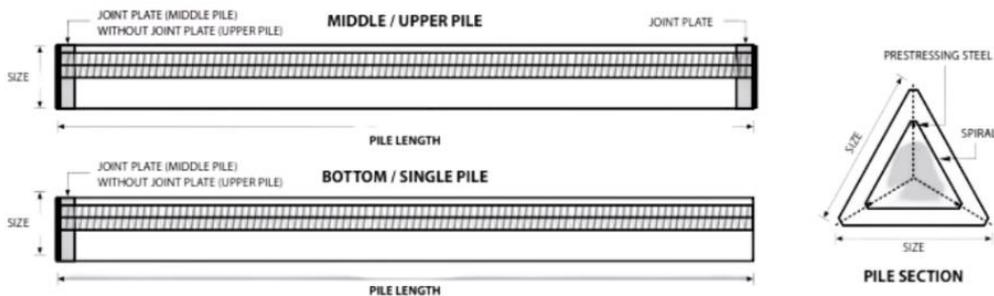


Gambar 2.9 Pondasi Spun Pile

(Sumber: PT. Mandiri Jaya Beton)

c) Pondasi *Triangular*

Pondasi square pile termasuk ke dalam pondasi tiang (*Pile Foundation*) yang mempunyai bentuk segitiga.

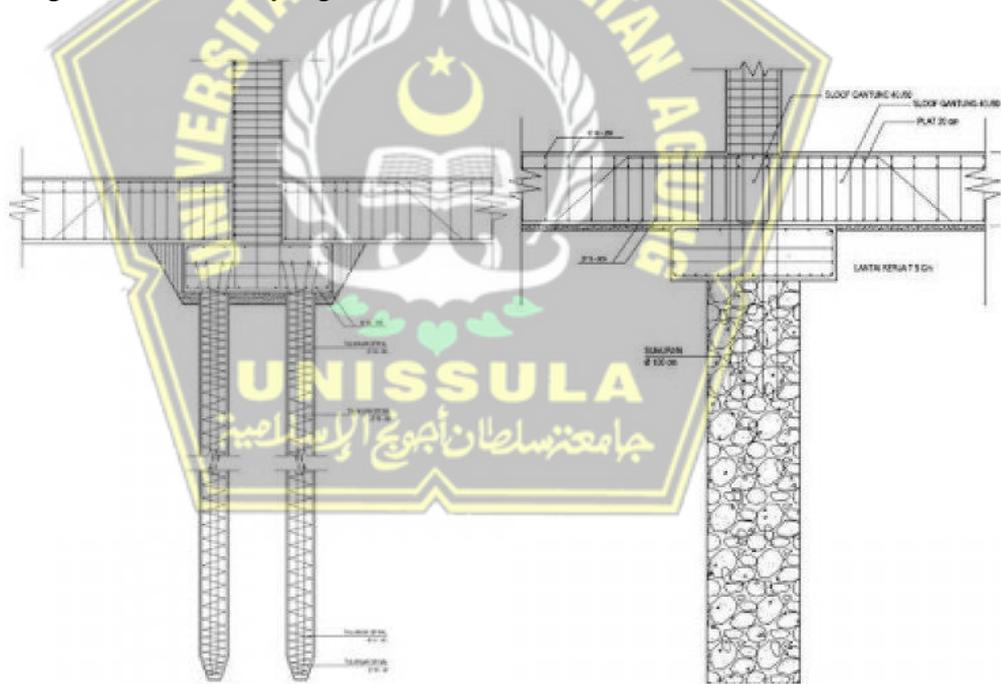


Gambar 2.10 Pondasi *Triangular*

(Sumber: PT. Mandiri Jaya Beton)

2.) Pondasi *Bored Pile*

Pondasi *bored pile* ialah jenis pondasi dalam yang umum dipergunakan di bangunan vertikal dengan lapisan lantai yang jumlahnya cukup banyak. Bored pile ialah sebuah pondasi yang berbentuk layaknya tabung panjang dan ditancapkan ke dalam tanah. Untuk pemasangan pondasi tiang pancang ini melibatkan pengeboran tanah hingga kedalaman tertentu. Pelaksanaan pondasi *bored pile* yang dipilih disesuaikan dengan jenis tanah, kondisi medan serta metode konstruksi yang dipilih. Tujuan dari penggunaan pondasi bored pile tentunya supaya bangunan bisa berdiri dengan kokoh setelah proses pembangunan selesai. Pondasi *bored pile* memiliki kualitas ketahanan yang baik, terutama untuk pemakaian dalam jangka waktu lama. Fungsi pondasi *bored pile* ialah untuk dasar tapak suatu bangunan. Berbaning jenis lainnya, pondasi *bored pile* bisa untuk menopang beban yang lebih berat dengan karakteristik yang dimiliki.



Gambar 2.11 Pondasi *Bored Pile*

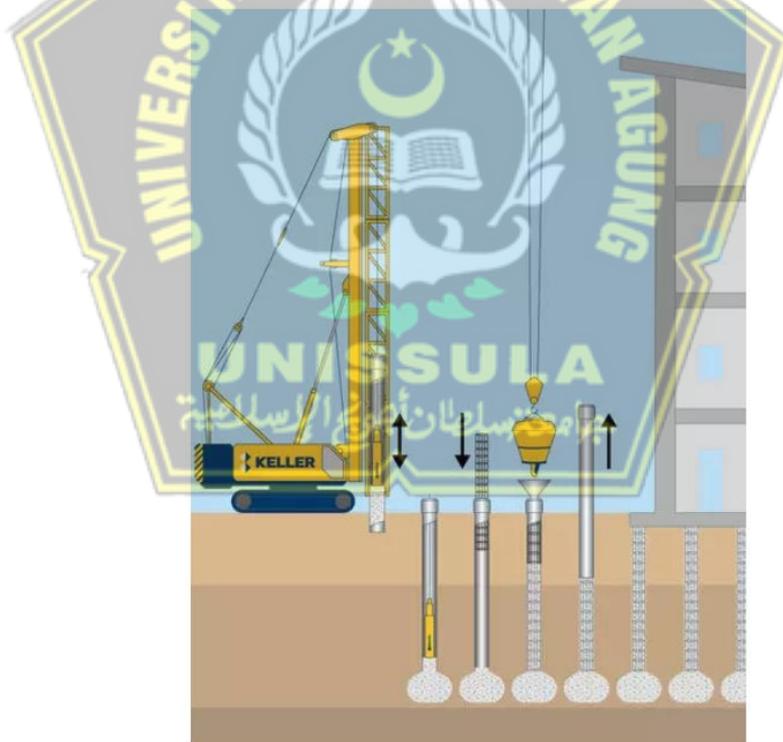
(Sumber: Ningrum, 2022)

3.) Pondasi *Franki Pile*

Pondasi Franki pertama kali dipatenkan oleh penemu Frankignoul di

Belgia pada tahun 1908. Metode pemasangan pondasi Franki kemudian dikembangkan lebih lanjut di Jerman dalam beberapa tahun terakhir. Cara distribusi beban di sepanjang dasar pondasi dan hasil pada sumbu pondasi dapat dioptimalkan sejak akhir tahun 1970-an. Sejak pertengahan 1980-an di Jerman, metode pondasi Franki untuk produksi dan perhitungannya telah digunakan dan saat ini dianggap sebagai metode berkualitas tinggi untuk pondasi-pilar (Ulrich Smolczyk, 2003) dan (FRANKI Grundbau GmbH & Co. KG-2020).

Franki piles juga dikenal sebagai pondasi injeksi tekan dan pondasi berbasis tumpukan yang diperluas. Biasanya, panjangnya antara 6 hingga 18 m dan mampu menahan beban sebesar 534 hingga 1068 kN. Pondasi seperti ini cocok digunakan untuk tanah granular di mana peranannya dicapai dengan melakukan pemadatan di sekitar dasar tumpukan (Prakash, S., & Sharma, H. D. (1990)).



Gambar 2.12 *Franki Pile*

(Sumber: PT. Keller)

2.6 Kapasitas Daya Dukung Tiang Tunggal Fondasi Tiang

Kapasitas daya dukung ultimate tiang cara statis dihitung dengan menggunakan teori mekanika tanah. Daya dukung tanah tergantung pada kuat geser tanah. Hipotesis pertama mengenai kuat geser tanah diuraikan oleh Coulomb yang dinyatakan dengan:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \dots\dots\dots (2.1)$$

Dimana:

τ = Kekuatan geser tanah (kg/cm²)

c = Kohesi tanah (kg/cm²)

σ = Tegangan normal yang terjadi pada tanah (kg/cm²)

ϕ = Sudut geser tanah (°)

Untuk mendapatkan sudut geser tanah dari tanah tidak kohesif (pasiran) biasanya dapat dipergunakan rumus Dunham (1962) sebagai berikut:

1. Tanah berpasir berbentuk bulat dengan gradasi seragam, atau butiran pasir bersegi segi dengan gradasi tidak seragam, mempunyai sudut geser sebesar:

$$\phi = \sqrt{12N + 15} \dots\dots\dots (2.2)$$

2. Butiran pasir bersegi dengan gradasi seragam, maka sudut gesernya adalah:

$$\phi = 0.3N + 27 \dots\dots\dots (2.3)$$

Angka penetrasi sangat berguna sebagai pedoman dalam eksplorasi tanah dan untuk memperkirakan kondisi lapisan tanah. Hubungan antara angka penetrasi standart dengan sudut geser tanah dan kepadatan relatif untuk tanah berpasir, secara perkiraan.

Pada tanah tidak kohesif daya dukung sebanding dengan berat isi tanah, hal ini berarti bahwa tinggi muka air tanah banyak mempengaruhi daya dukung pasir. Tanah dibawah air mempunyai berat isi efektif yang kira-kira setengah berat isi tanah diatas muka air. Tanah dapat dikatakan mempunyai daya dukung yang baik, dapat dinilai dari ketentuan berikut ini :

1. Lapisan kohesif mempunyai nilai SPT, $N > 35$
2. Lapisan kohesif mempunyai harga kuat tekan (q_u) $3 - 4$ kg/cm² atau harga SPT, $N > 15$

Hasil percobaan pada SPT ini hanya merupakan perkiraan kasar, jadi bukan merupakan nilai yang teliti. Dalam pelaksanaan umumnya hasil sondir

lebih dapat dipercaya dari pada percobaan SPT. Perlu menjadi catatan bagi kita bahwa jumlah pukulan untuk 15 cm pertama yang dinilai N1 tidak dihitung karena permukaan tanah dianggap sudah terganggu. Untuk menghitung kapasitas daya dukung fondasi dapat menggunakan beberapa metode yaitu antara lain:

2.6.1 Metode Mayerhoff

Karena sulitnya memperoleh sampel tanah tidak terganggu pada tanah granular, maka uji SPT dilakukan. Karakteristik tanah pasir dinilai dalam percobaan ini melalui pengukuran kepadatan relatif langsung di lapangan. Saat menentukan nilai kepadatan relatif, uji penetrasi standar, yang juga dikenal sebagai uji SPT, sering digunakan. Untuk menentukan daya dukung tiang berlubang dengan menggunakan data SPT dapat diterapkan metode Meyerhoff tahun 1976.

Rumus berikut menentukan daya dukung ultimit atau daya dukung tanah maksimum suatu tiang pondasi:

$$Q_u = Q_p + \sum Q_s \dots\dots\dots (2.4)$$

$$Q_{izin} = Q_u / SF \dots\dots\dots (2.5)$$

Dimana:

Q_u = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi Atau daya dukung ultimate (kN)

Q_p = Kapasitas tahanan di ujung tiang (kN)

SF = *Safety Factor*

Q_s = Kapasitas tahanan Selimut/skin Resistace ((kN)

Q_{izin} = Daya dukung tanah izin (kN)

1.) Tahanan ujung tiang pada tanah non kohesif

$$Q_p = 40 \times N \times lb/D \times A_p \dots\dots\dots (2.6)$$

2.) Tahanan gesek selimut tiang pada tanah non kohesif

$$Q_s = 2 \times N \times P \times Li \dots\dots\dots (2.7)$$

Dimana:

Li = Panjang Lapisan Tanah (m)

P = Keliling Tiang (m)

3.) Daya dukung pondasi tiang pada tanah kohesif

$$Q_p = 9 \times c_u \times A_p \dots\dots\dots (2.8)$$

Dimana :

A_p = Luas Penampang Tiang (m^2)

c_u = Kohesi Undrained (kN/m^2)

$$c_u = N - SPT \times 2/3 \times 10 \dots\dots\dots (2.9)$$

4.) Tahanan gesek selimut tiang pada tanah kohesif

$$Q_s = \alpha \times c_u \times p \times L_i \dots\dots\dots (2.10)$$

Dimana:

α = Koefisien adhesi antara tanah dan tiang

c_u = Kohesi undrained (kN/m^2)

p = Keliling tiang (m)

L_i = Panjang lapisan tanah (m)

2.6.2 Metode Luciano Decourt

Rumus perhitungan daya dukung ultimate tiang dengan Metode Luciano

Decourt adalah sebagai berikut:

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots\dots\dots (2.12)$$

$$Q_{izin} = Q_u / SF \dots\dots\dots (2.12)$$

Dimana:

Q_u = Daya dukung batas (kN)

Q_p = Daya dukung titik ujung (kN)

Q_s = Daya dukung selimut (kN)

SF = *Safety Factor*

Q_{izin} = Daya Dukung Ijin (kN)

1.) Rumus Perhitungan Daya Dukung Ujung Tiang

$$Q_p = \frac{\alpha \times N_p \times K \times A_b}{SF} \dots\dots\dots (2.13)$$

Dimana:

Q_p = Daya dukung titik ujung

α = *Base Coefficient*

N_p = Nilai rata – rata SPT disekitar 4D diatas hingga 4D dibawah dasar tiang

K = Koefisien karakteristik tanah diatas fondasi (kPa)

A_b = Luas Penampang (cm^2)

SF = *Safety Factor*

Tabel 2.1 Tabel Koefisien Karakteristik Tanah (K)

Jenis Tanah	K (t/m ²)	K (kPa)
Lempung	12	117,7
Lanau Berlempung	20	196
Lanau Berpasir	25	245
Pasir	40	392

(Sumber: Wahyudi, 2013)

Tabel 2.2 Base Coefficient Decourt (α)

Soil/Pile	Driven Pile	Bored Pile
Clay	1,0	0,85
Intermediate Soil	1,0	0,60
Sand	1,0	0,50

(Sumber: Wahyudi, 2013)

2.) Rumus Perhitungan Daya Dukung Selimut Tiang

$$Q_s = \frac{\beta \times \left(\frac{N_s}{3} + 1\right) \times A_s}{SF} \dots\dots\dots(2.14)$$

Dimana:

- Q_s = Daya Dukung Selimut
- β = *Shaft Coefficient*
- \bar{N}_s = Harga rata – rata SPT tiang yang terbenam
- A_s = Luas Selimut (m²)
- SF = *Safety Factor*

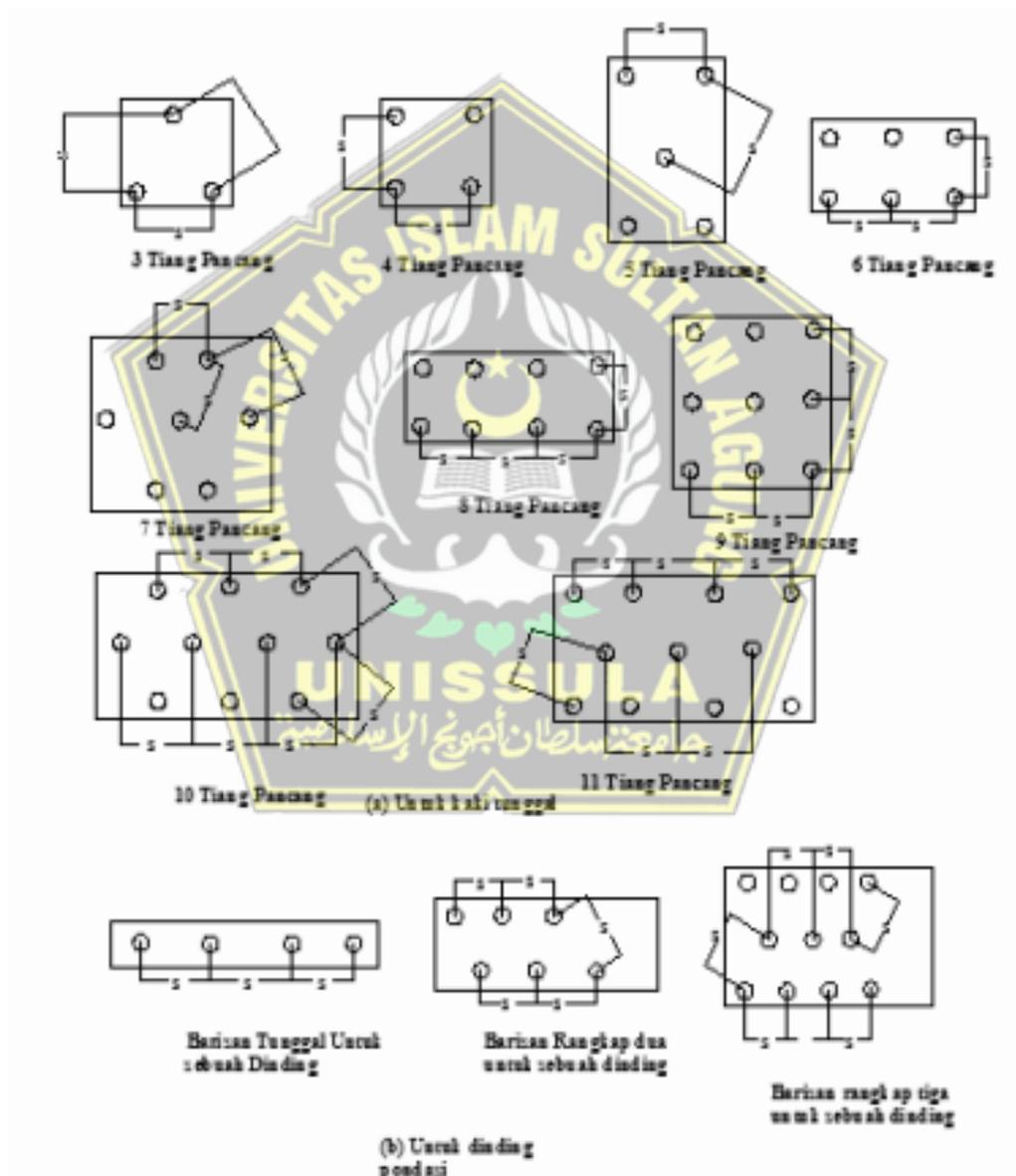
Tabel 2.3 *Shaft Coefficient β Decourt*

Soil/Pile	Driven Pile	Bored Pile
Clay	1,0	0,85
Intermediate Soil	1,0	0,60
Sand	1,0	0,50

(Sumber: Wahyudi, 2013)

2.7 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Tiang pancang secara umum dipasang berkelompok, hal tersebut dikarenakan tiang pancang dipasang berdekatan dan menjadi satu bagian menggunakan pile cap. Pada umumnya ada beberapa hal yang harus diperhatikan dalam mencari nilai kapasitas kelompok tiang diantaranya menghitung jumlah tiang dalam satu kelompok, menghitung jarak tiang, dan menghitung nilai efisiensi kelompok tiang. Pormasi tiang dalam satu kelompok menurut Bowles, J.E., 1991.



Gambar 2.13 Pormasi Kelompok Tiang

(Sumber: Bowles J.E, 1991)

Untuk menghitung jumlah tiang dapat digunakan persamaan 2.15 dibawah ini:

$$n = \frac{p}{Q_{izin}} \dots\dots\dots(2.15)$$

Dimana:

P = Beban yang bekerja (ton)

Q_{izin} = Kapasitas daya dukung izin (ton)

Kemudian untuk menghitung jarak tiang dengan berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L dapat dilihat Persamaan 2.16 dan 2.17 berikut :

$$S \geq 2,5D \dots\dots\dots(2.16)$$

$$S \leq 3D \dots\dots\dots(2.17)$$

Dimana:

S = Jarak pusat ke pusat tiang

D = Diameter tiang

Jarak antar tiang berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L dalam Sardjono (1991) dapat dilihat pada Gambar 2.10 di bawah ini.



Gambar 2.14 Jarak Antar Tiang

(Sumber: Sardjono, 1991)

Jarak antara 2 tiang dalam kelompok, pada dasarnya diisyaratkan minimum 0,60 m dan maksimum 2,00 m. Hal tersebut didasarkan atas pertimbangan-pertimbangan berikut :

- 1.) Bila $S \leq 2,5D$

Kemungkinan tanah di sekitar kelompok tiang akan mengalami kenaikan yang berlebihan. Hal tersebut disebabkan karena tiang-tiang yang dipancang berdekatan. Kemudian tiang yang dipancang terlebih dahulu akan terangkat

2.) Bila $S \geq 3D$

Dengan jarak sebesar $3D$, maka hal yang akan terjadi yaitu tidak ekonomis yang disebabkan oleh besarnya ukuran dimensi pada pile cap.

Kapasitas ultimit kelompok tiang dengan memperlihatkan faktor efisiensi tiang dinyatakan dengan Persamaan 2.18 dibawah ini :

$$Q_g = n \times Q_{izin} \times E_g \dots \dots \dots (2.18)$$

Nilai efisiensi tiang dapat diperoleh menggunakan metode Conferse - Lambere yaitu sebagai berikut :

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \dots \dots \dots (2.19)$$

Dimana:

Q_g = Beban Kelompok tiang yang mengakibatkan keruntuhan (kN)

Q_u = Beban maksimum tiang Tunggal (kN)

E_g = Efisiensi kelompok tiang

m = Jumlah baris tiang

n = jumlah tiang dalam satu baris

θ = arc tg D/S (dalam derajat)

S = Jarak pusat ke tiang

2.8 Penurunan Pondasi

Ketika pondasi tiang dibebani, maka tiang mengalami pemendekan serta tanah disekitarnya akan terjadi penurunan (Hardiyatmo, 2015). Memperhitungkan penurunan pondasi sangat penting, hal tersebut guna mencegah penurunan pondasi yang berlebihan dan mencegah kegagalan struktur bangunan.

2.8.1 Penurunan Tiang Tunggal

Penurunan pada tiang dipengaruhi oleh mekanisme pengalihan beban, maka penyelesaiannya yaitu dengan cara perhitungan penurunan yang bersifat pendekatan. Perhitungan penurunan pondasi tiang tunggal dapat diselesaikan dengan menggunakan metode empiris yang diihitung dengan menggunakan Persamaan 2.20 berikut ini :

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p} \dots \dots \dots (2.20)$$

Dimana:

S = Penurunan total dikepala tiang (m)

D = Diameter tiang (m)

Q = Beban yang bekerja (ton)

Ap = Luas penampang (m²)

L = Panjang tiang (m)

Ep = Modulus Elastisitas tiang (ton/m²)

2.8.2 Penurunan Kelompok Tiang

Secara umum penurunan yang terjadi pada tiang kelompok akan lebih besar dibandingkan dengan pondasi tiang tunggal. Hal itu disebabkan oleh pengaruh tegangan yang terjadi pada daerah yang lebih luas serta daerah yang lebih dalam. Pada keadaan tersebut, maka menyebabkan penurunan kelompok tiang lebih besar dibandingkan dengan penurunan tiang tunggal.

Untuk perhitungan penurunan kelompok tiang dengan sifat atau jenis tanah bersifat homogen atau pasir dapat digunakan metode Vesic (1977). Perhitungan penurunan kelompok tiang dapat menggunakan Persamaan 2.21 berikut :

$$S_g = S \frac{\sqrt{Bg}}{D} \dots\dots\dots (2.21)$$

Dimana:

S_g = Penurunan pondasi kelompok tiang (m)

S = Penurunan pondasi tiang Tunggal (m)

B_g = Lebar kelompok tiang (m)

D = Diameter tiang Tunggal (m)

2.8.3 Penurunan Izin Pondasi

Marbun (2009), penurunan pondasi yang diizinkan dipengaruhi oleh beberapa faktor, diantaranya tinggi, jenis, kekakuan, dan fungsi bangunan serta besar dan kecepatan penurunannya. Ketika pondasi mengalami penurunan yang lambat, maka kemungkinan bangunan atau struktur tersebut dapat menyesuaikan diri dengan penurunan yang terjadi dan tidak mengalami kerusakan struktur. Maka dari itu diperlukan hubungan antara penurunan yang diizinkan dengan penurunan maksimum.

Adapun perhitungan penurunan pondasi yang diizinkan menurut Reese & Wright (1997) yaitu $S_{Total} \leq S_{izin}$. Untuk penurunan izin pondasi tiang tunggal dapat dilihat Persamaan 2.22 berikut :

$$S_{izin} = 10\% \times D \dots\dots\dots (2.22)$$

Dimana:

D = Diameter tiang (m)

Kemudian untuk penurunan izin pada pondasi kelompok tiang dapat dihitung dengan Persamaan 2.23 berikut :

$$S_{izin} = \frac{L}{250} \dots\dots\dots (2.23)$$

Dimana:

L = Kedalaman tiang (m)

2.9 Plaxis

Plaxis digunakan untuk metode elemen hingga dua dimensi yang digunakan secara khusus untuk menganalisa deformasi dan stability untuk berbagai software dalam bidang geoteknik, contohnya daya dukung tanah. Perihal yang terjadi bisa permodelan dalam regangan bidang maupun secara axismetris.

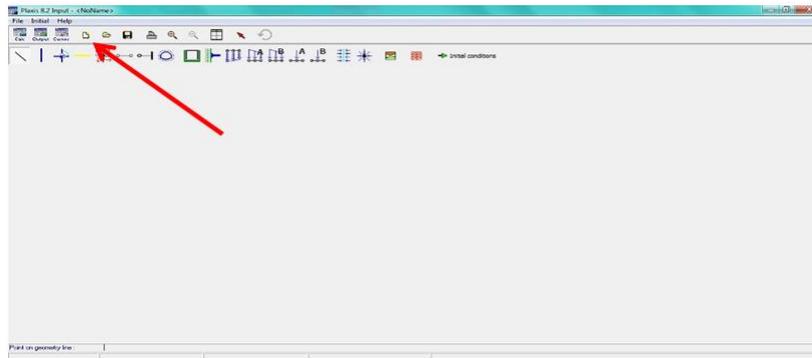
Analisis ini menggunakan metode elemen hingga pada sebuah program memerlukan terjadinya permodelan terlebih dahulu, secara umum permodelan geometri pada metode elemen bida dibagi menjadi 3 antara lain:

- 1.) *Axismetris*, digunakan untuk struktur yang simetris, contohnya untuk tiang pancang.
- 2.) *Plain Strain*, digunakan untuk permodelan struktur memanjang, contohnya didinding penahan tanah pada badan jalan dan pada saluran drainase.
- 3.) *Plain Stress*, digunakan untuk permodelan portal Permodelan pada *software* plaxis ini terdiri dari *axismetris* dan *plan strain* dan harus dilakukan berdasarkan langkah – langkah pelaksanaan dilapangan dengan harapan bahwa hasil yang didapat bisa mendekati hasil dari pelaksanaan dilapangan (Rambe, 2018) (Ningrum, 2022).

Berikut adalah cara dasar memprogramkan plaxis secara sederhana:

- 1.) Luncurkan aplikasi plaxis

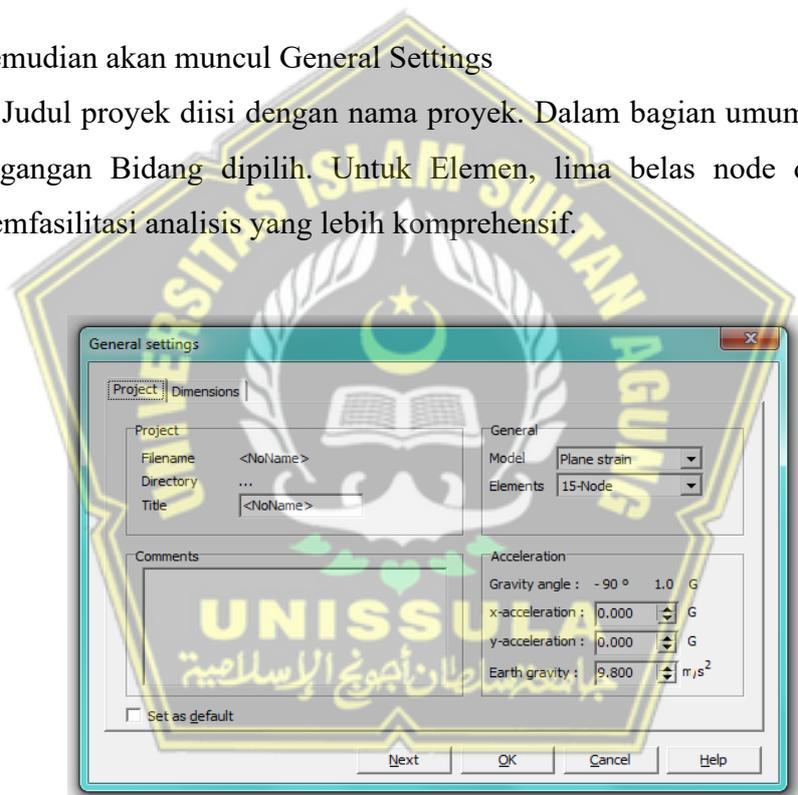
2.) Pilih opsi “New Project” seperti yang terlihat pada gambar 2.23



Gambar 2.15 Kotak dialog open project

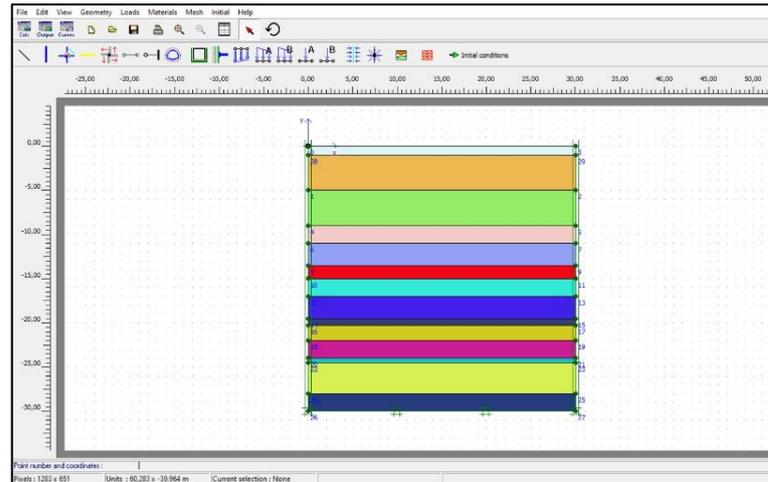
3.) Kemudian akan muncul General Settings

Judul proyek diisi dengan nama proyek. Dalam bagian umum model, opsi Regangan Bidang dipilih. Untuk Elemen, lima belas node dipilih untuk memfasilitasi analisis yang lebih komprehensif.



Gambar 2.16 Kotak Dialog Genral Setting pada Plaxis

Konfigurasi pemodelan geometri tanah sesuai dengan data. Lebar lembar kerja kemudian akan disesuaikan di bagian Dimensi untuk memastikan tidak terlalu kecil atau terlalu besar.



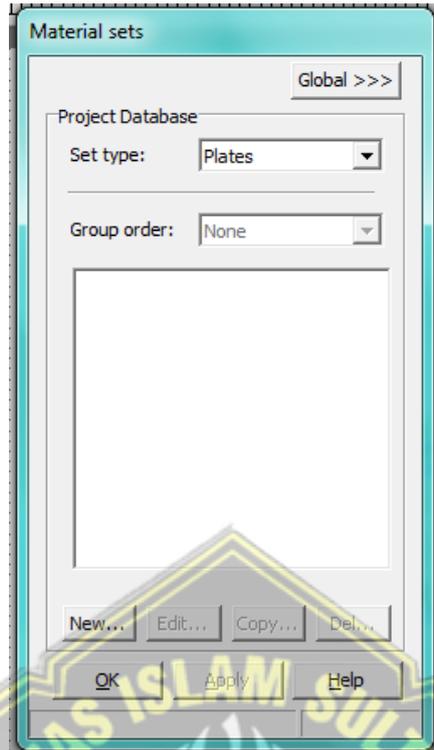
Gambar 2.17 Permodelan Profil Tanah

- 4.) Identifikasi jenis material tanah yang digunakan, lalu pilih kumpulan material, tanah & antarmuka dari kumpulan tipe tersebut, dan terakhir klik new



Gambar 2.18 Input Material Tanah

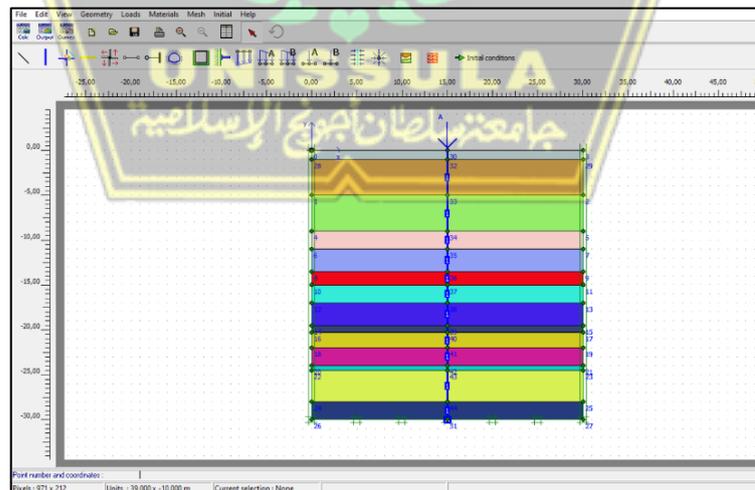
- 5.) Lanjutkan dengan prosedur di atas untuk memastikan material tanah.
- 6.) Untuk menghasilkan data material curah, pilih pelat, lalu pilih tipe set tipe pelat dari set material. Lalu pilih new



Gambar 2.19 Kotak Dialog Input Material Pondasi Spun Pile

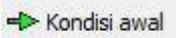
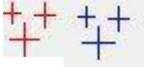
7.) Plate

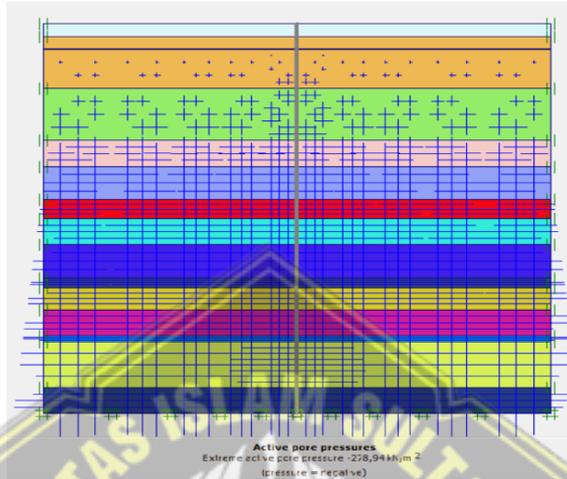
Muat massa yang berlubang sesuai dengan data yang dimodelkan. Selanjutnya, pilih antarmuka yang mengelilingi setiap gundukan kosong.



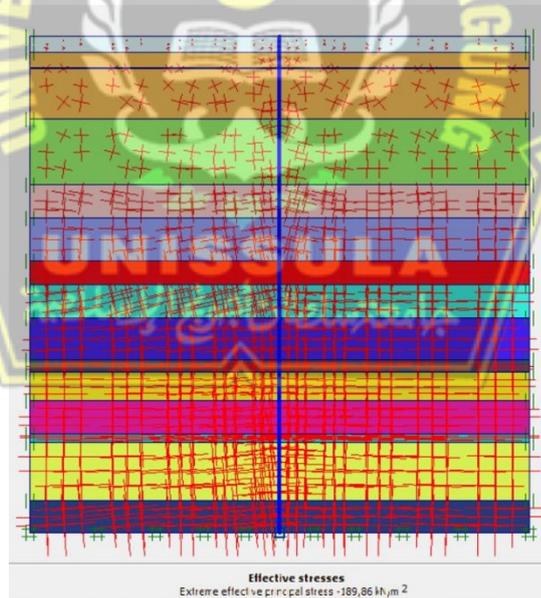
Gambar 2.20 Beban & Spun Pile

8.) Memasukkan data material ke dalam model sesuai dengan data material yang dihasilkan sebelumnya.

9.)  Pilih kondisi awal untuk untuk menentukan tinggi muka air tanah, tekanan air pori, tekanan pori awal Tekanan Pori Air Aktif 



Gambar 2.21 Tekanan Pori Air Aktif



Gambar 2.22 Tegangan Tanah Awal

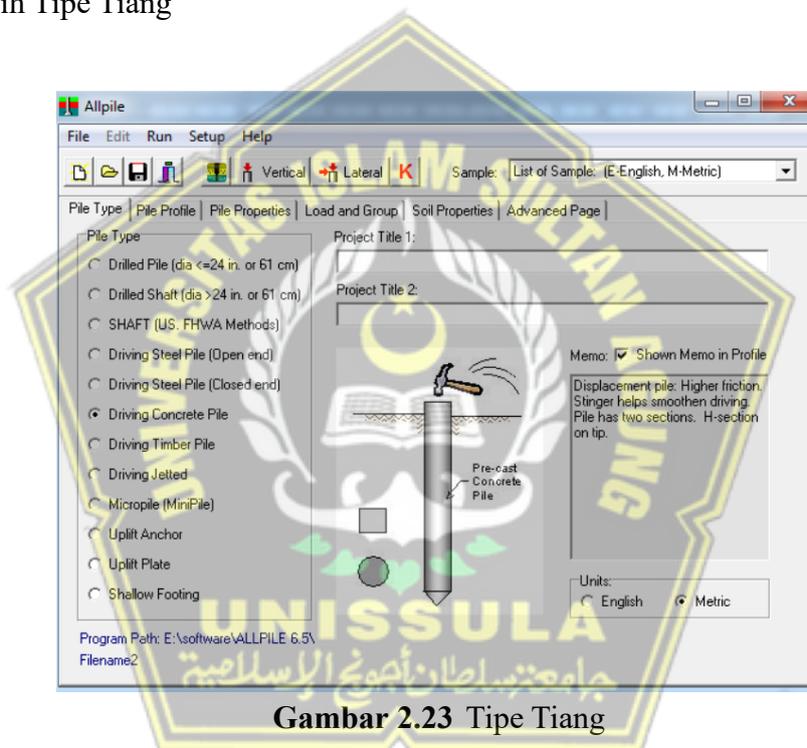
10.) Klik simbol  untuk merencanakan tahap konstruksi selanjutnya.

2.10 Allpile

Allpile merupakan salah satu aplikasi yang digunakan engineer untuk melakukan perencanaan atau perancangan suatu pondasi didalam suatu proyek konstruksi. Aplikasi Allpile dikembangkan oleh Civiltech Software Co. yang berbasis di Seattle-Bellevue, USA. Aplikasi Allpile digunakan untuk mendesain pondasi tiang, baik itu bored pile maupun pancang dan juga bisa digunakan untuk pondasi dangkal. Aplikasi Allpile merupakan aplikasi yang sederhana dan mudah untuk digunakan.

Berikut adalah cara sederhana dalam mengaplikasikan program allpile:

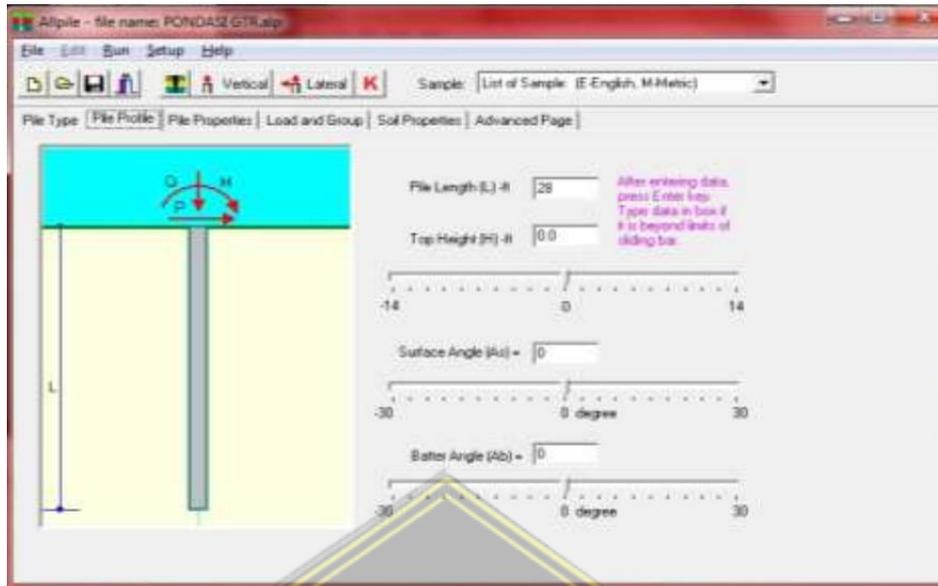
1.) Pilih Tipe Tiang



Gambar 2.23 Tipe Tiang

Pertama, pilih Pile type. ALLPILE menyediakan lumayan banyak tipe pile, karena penelitian ini tiang pancang beton (Spun pile), maka digunakan *Driving Concrete Pile* atau tiang pancang beton. Jangan lupa pilih juga satuan yang digunakan English atau *metric*.

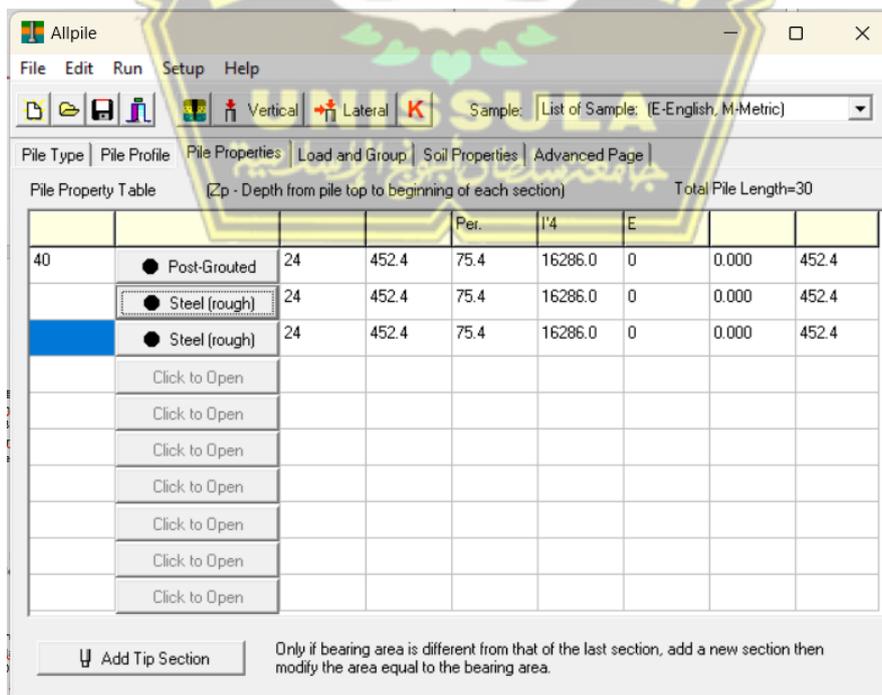
2.) Isi data tiang pancang



Gambar 2.24 Pile Profil

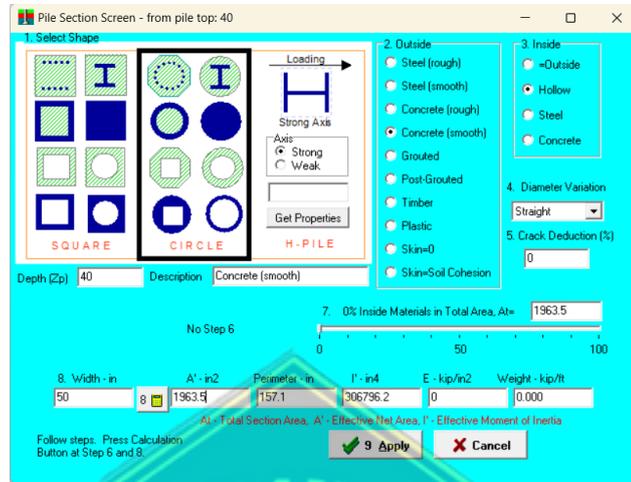
Berikutnya adalah bagian *Pile Profile*. Isikan Panjang pile pada *Pile length*, kedalaman pancang di *Top height*. kemiringan permukaan tanah di *surface Angle* untuk pancang miring maka masukkan parameter *Batter Angle* untuk mempermudah pengisian parameter.

3.) Isi *Pile Properties*



Gambar 2.25 Pile Properties

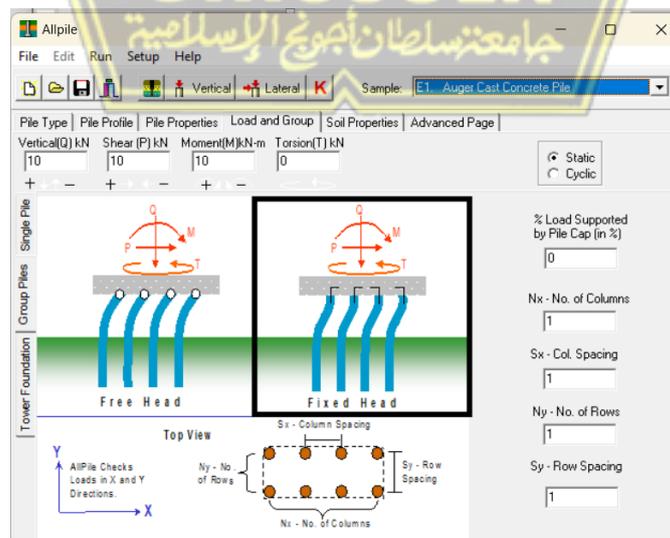
Berikutnya adalah Pile Properties. isikan properties pile yang digunakan. Apabila anda klik di bagian Pile data Input, maka jendela *Pile Section Screen* akan terbuka seperti gambar 2.34.



Gambar 2.26 Pile Section Screen

Shape dipilih *circle*, *Outside* = *Concrete (smooth)*, *inside* = *hollow* (berongga), width (diameter tiang)= 50 cm, lalu klik tanda kalkulator maka perimeter dimensi lain otomatis terisi. klik *Apply*. lalu isi Depth Zpm = 0. Berikutnya klik *Add Tip Section* pada tab *Pile Properties* (lihat gambar 2.26) untuk parameter ujung pile secara otomatis akan langsung muncul dibawahnya

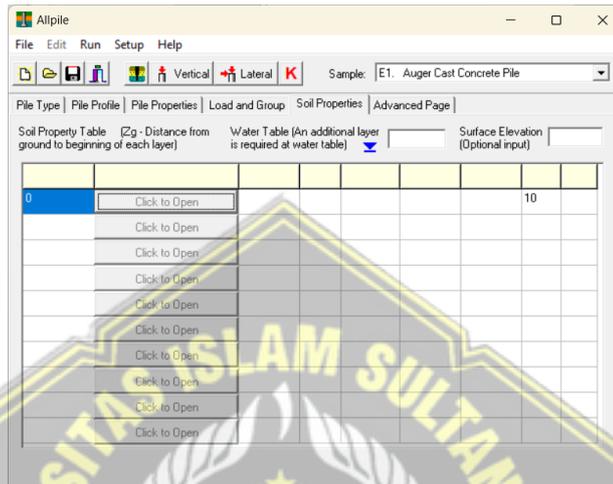
4.) Mengisi *Load & Group*



Gambar 2.27 Load & Group

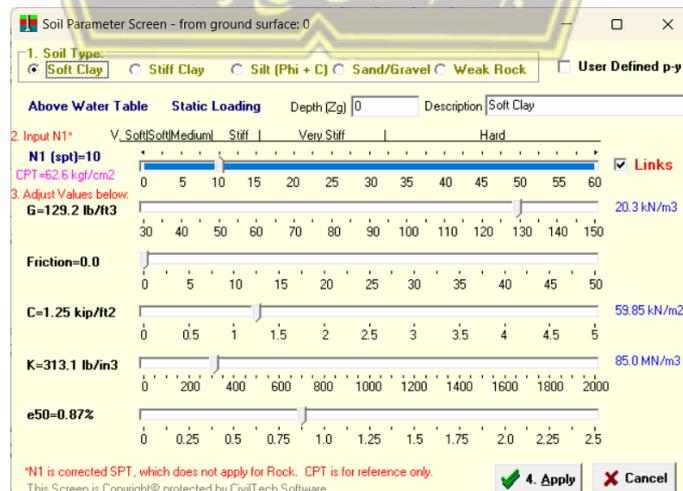
Berikutnya adalah Load and Group, yang berisi pembebanan yang dipakai. Pembebanan dapat anda pilih untuk single pile atau group pile. jangan lupa type pile head treatment yang dipakai. Karena penelitian ini pondasi tunggal maka pilih single pile

5.) Mengisi Soil Properties



Gambar 2.28 Soil Parameter

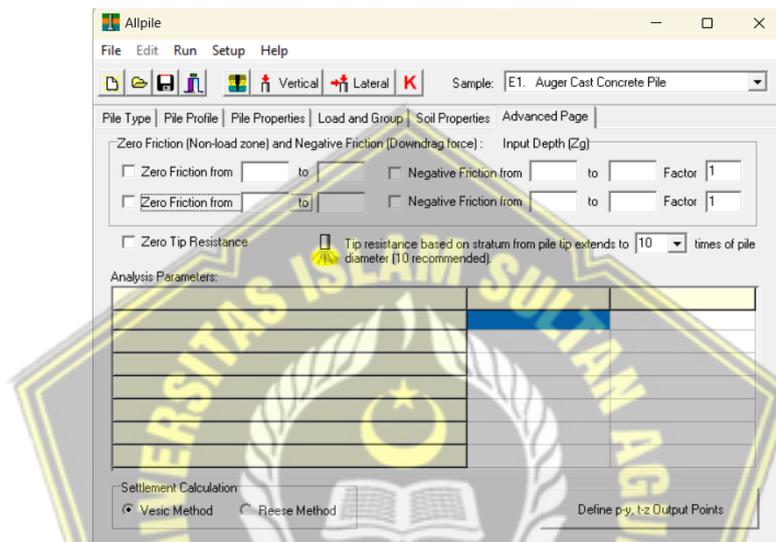
Berikutnya adalah bagian yang paling penting yaitu Soil Properties. isikan data tanah sesuai hasil penyelidikan tanah yang telah dilakukan, klik pada tab Soil Data Input, maka akan muncul tab *Soil Parameter Screen*, lihat gambar 2.29.



Gambar 2.29 Soil Parameter Screen

Setelah muncul tab *Soil Parameter Screen*, isi data soil nya dengan data data yang ada. Karena data yang tersedia adalah data N-SPT maka isikan data nya sesuai dengan data tersebut sesuai dengan kedalamannya dengan mengisi pada kolom *Depth (Zg)*, dan isi nilai N-SPT dengan cara arahkan sesuai angka N-SPT di Input N1. Lalu klik *Apply*. Lakukan tahap ini berulang, sesuai kedalaman dan dari data N-SPT yang telah didapatkan dilapangan.

6.) Mengisi Data Advanced Page



Gambar 2.30 Advanced Page

Bagian terakhir adalah *Advanced Page*. anda dapat memasukkan kondisi *zero skin friction* atau *zero tip resistance* tergantung kondisi pile yang di desain. Bagian ini juga berisi *Safety Factor* yang digunakan. Disini peneliti hanya melewatkan saja, tidak diisi data apapun.

7.) Run Analisis

Setelah input semua data sudah selesai langkah selanjutnya adalah runalisis, karena peneliti tidak meneliti gaya horizontal, dan hanya meneliti gaya vertical maka dipilihlah *vertical analysis* atau bisa juga dengan menekan tombol F5, maka akan muncul tab seperti diatas, dan pilih *detailed report* untuk hasil detailnya. Setelah itu akan muncul hasil perhitungan kita.

BAB III METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Metode Penelitian

Analisis yang dilakukan merupakan analisis kapasitas dukung pondasi tiang pancang jenis spun pile yang mengambil objek di proyek pembangunan Jalan Tol Yogyakarta – Bawen ruas Sleman - Banyurejo dengan menggunakan metode Mayerhoff dan Luciane Decourt. Dari hasil analisis kapasitas dukung yang dilakukan, maka diharapkan dapat menahan beban yang berasal dari struktur atas. Dengan begitu pondasi akan mengalami penurunan (*settlement*) yang tidak berlebihan atau berada pada batas toleransi.

Pondasi berfungsi sebagai struktur bawah dalam suatu konstruksi, maka nilai kapasitas dukung pondasi sangat dipengaruhi oleh faktor-faktor di bawah ini:

- 1.) bentuk, jenis serta dimensi pondasi,
- 2.) jenis struktur atas yaitu beban struktur diatas pondasi (struktur atas),
- 3.) jarak antar pondasi,
- 4.) kondisi tanah seperti propertis tanah,
- 5.) serta tinggi muka air tanah dan lain sebagainya.

Berikut ini adalah variabel – variabel yang terdapat dalam penelitian analisis daya dukung dan penurunan pondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Jalan Tol Yogyakarta – Bawen ruas Sleman - Banyurejo :

- a. variabel bebas, yang meliputi dimensi dari pondasi yang digunakan,
- b. variabel terikat, yang meliputi dari kapasitas dukung pondasi (kapasitas ujung, kapasitas selimut, kapasitas ultimit, kapasitas ijin), dan penurunan pondasi.

3.2 Teknik Pengumpulan Data

Pengumpulan data diperlukan untuk mengetahui dan menganalisis kapasitas dukung pondasi dan penurunan yang terjadi pada proyek pembangunan Jalan Tol Yogyakarta – Bawen ruas Sleman - Banyurejo. Data yang digunakan untuk analisis ini adalah sebagai berikut :

- 1.) gambar teknis proyek pembangunan Jalan Tol Yogyakarta – Bawen ruas Sleman - Banyurejo
- 2.) data hasil pengujian Sondir dan pengujian SPT

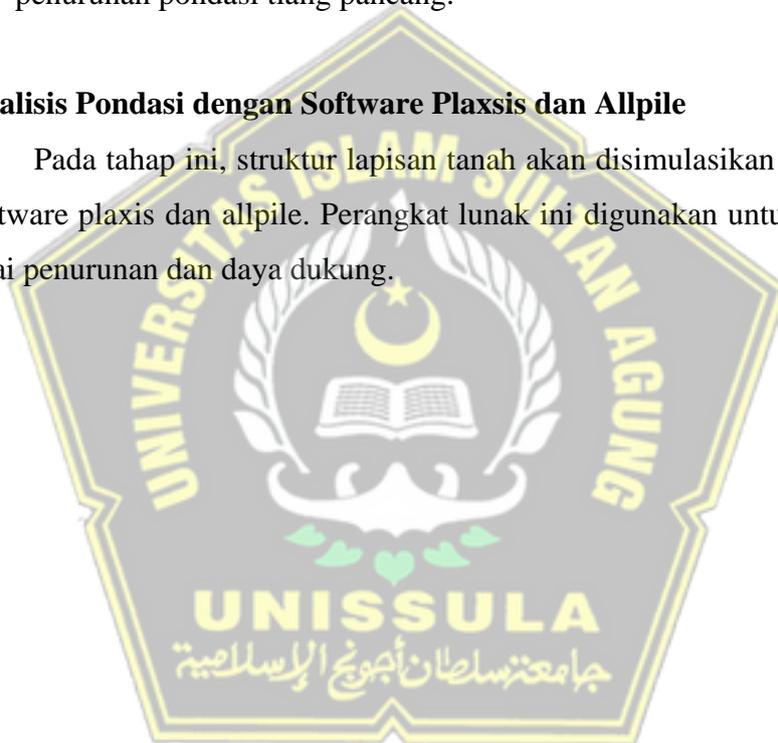
3.3 Analisis Pondasi Spun Pile

Hasil dari program aplikasi SAP2000 digunakan untuk analisis pondasi tiang pancang yang meliputi :

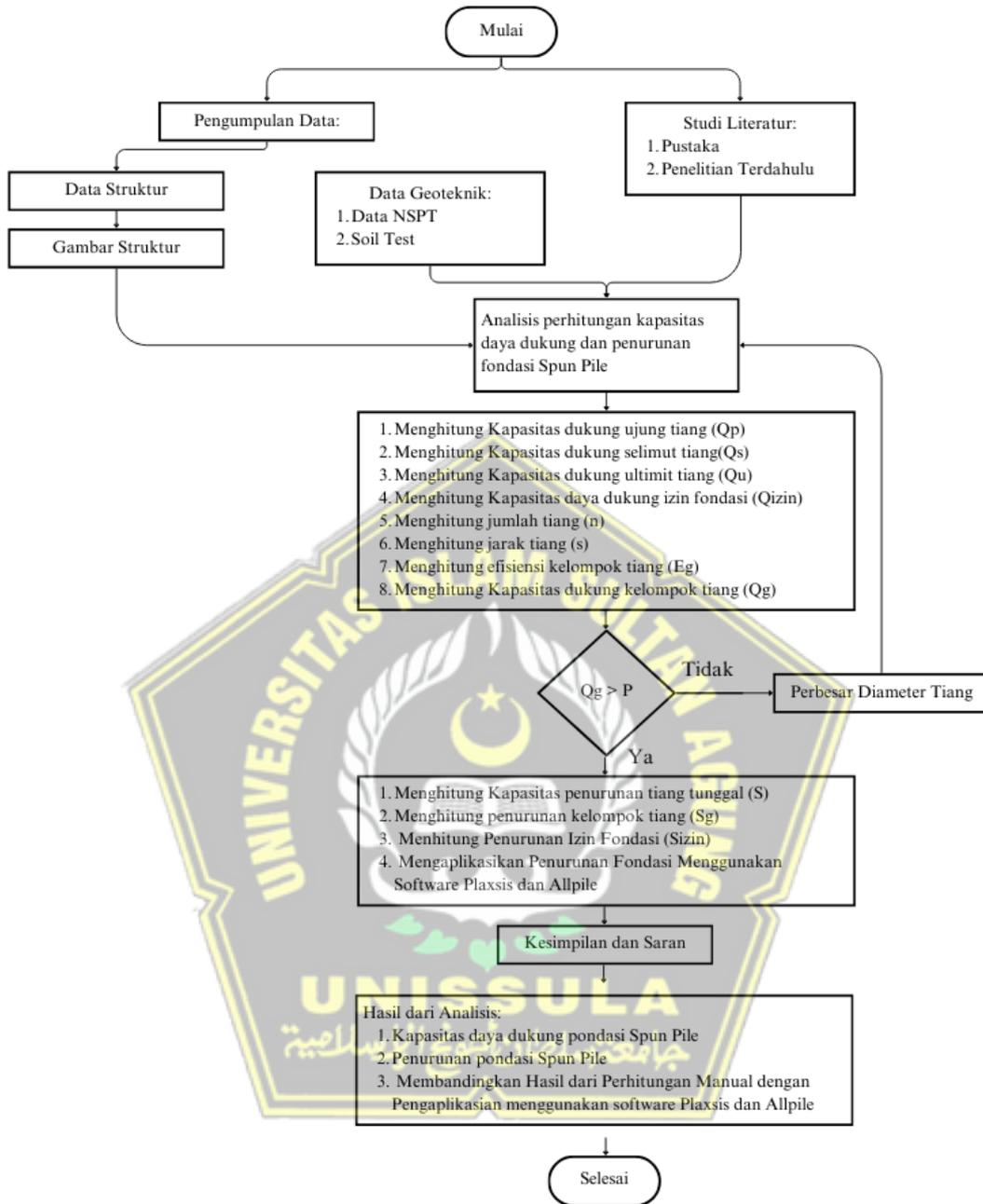
- 1.) analisis kapasitas dukung tiang tunggal,
- 2.) analisis kapasitas dukung tiang kelompok, dan
- 3.) penurunan pondasi tiang pancang.

3.4 Analisis Pondasi dengan Software Plaxis dan Allpile

Pada tahap ini, struktur lapisan tanah akan disimulasikan menggunakan software plaxis dan allpile. Perangkat lunak ini digunakan untuk menghitung nilai penurunan dan daya dukung.



Bagan 3.1 Diagram Alir Penelitian



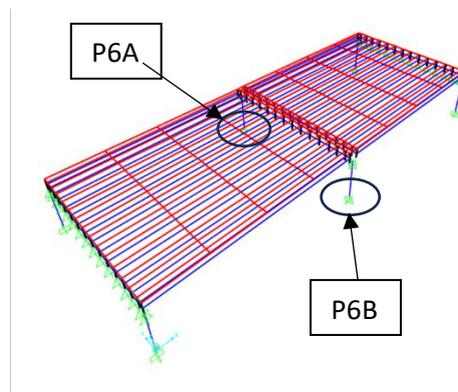
BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Spesifikasi Teknis Jembatan

Sehubungan dengan perhitungan mengenai struktur bawah Elevated Jalan Tol Yogyakarta – Bawen Ruas Sleman – Banyurejo, Desa Margokaton, Kecamatan Seyegan, Kabupaten Sleman, Provinsi DI Yogyakarta, dibangun dengan kriteria sebagai berikut:

4.1.1 Spesifikasi Umum Data Elevated

- a. Bentang antar Pier = 43,1 m
- b. Lebar bahu dalam = 1,5 m
- c. Lebar bahu Luar = 3,0 m
- d. Lebar Median = 3,8 m (termasuk bahu dalam)
- e. Struktur bawah = Spun Pile
- f. Kedalam Pondasi = 27 – 41 m
- g. Tipe struktur = Portal Pier
- h. Struktur atas = PC I Girder, Girder Persegi Sederhana, Steel Box Girder dengan Lapis AC -WC
- i. Panjang girder = 40,8 m
- j. Total Girder = 10 PC I Girder
- k. Jenis beton = Beton bertulang
- l. Diameter Spun Pile = 1,2 m
- m. Elemen pada Elevated = PC I Girder, Pier head/Portal, Diafragma, Kolom, Pile Cap, dan Pondasi.



Gambar 4.1 Titik P6A BH – 88 dan P6B BH - 89

4.2 Perhitungan Beban Bangunan

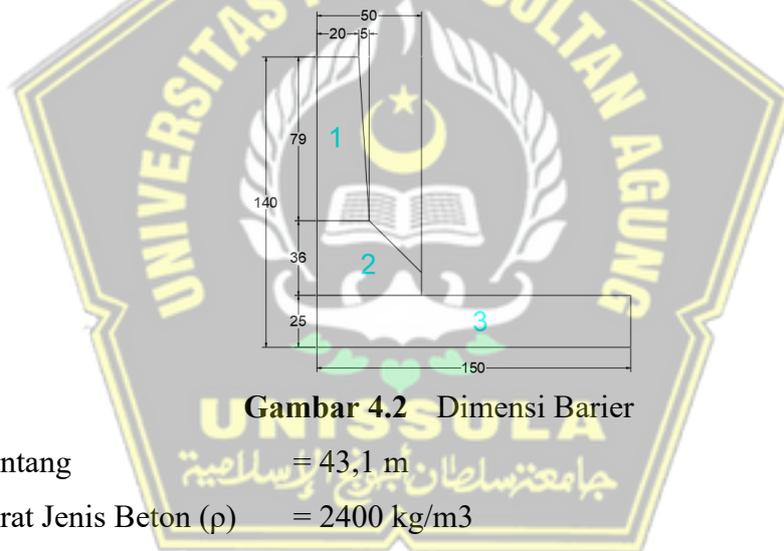
4.2.1 Beban Permanen

Massa setiap bagian bangunan harus dihitung berdasarkan dimensi yang tertera dalam gambar dan berat jenis bahan yang digunakan. Berat dari bagian-bagian bangunan tersebut adalah massa dikalikan dengan percepatan gravitasi (g) (SNI 1725:2016). Beban Permanen pada penelitian kali ini adalah Berat Sendiri (MS) dan Beban Mati Tambahan/Utilitas (MA).

4.2.1.1 Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri adalah berat bagian tersebut dan elemen-elemen struktural lain yang dipikulnya, termasuk dalam hal ini adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen nonstruktural yang dianggap tetap (SNI 1725:2016).

1. Barrier

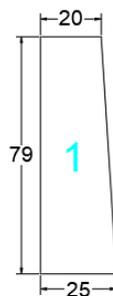


Gambar 4.2 Dimensi Barrier

Bentang = 43,1 m

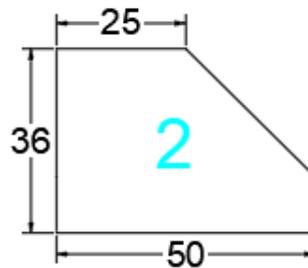
Berat Jenis Beton (ρ) = 2400 kg/m³

Jumlah Barrier = 2 buah



Gambar 4.3 Potongan 1 Barrier

$$\begin{aligned}
 \text{Luas1} &= \frac{1}{2} (0,25 + 0,3) \times 0,79 \\
 &= \frac{1}{2} (0,55) \times 0,79 \\
 &= 0,217 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$



Gambar 4.4 Potongan 2 Barrier

$$\begin{aligned}
 \text{L2} &= \frac{1}{2} (0,3 + 0,5) \times 0,36 \\
 &= \frac{1}{2} (0,8) \times 0,36 \\
 &= 0,144 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$



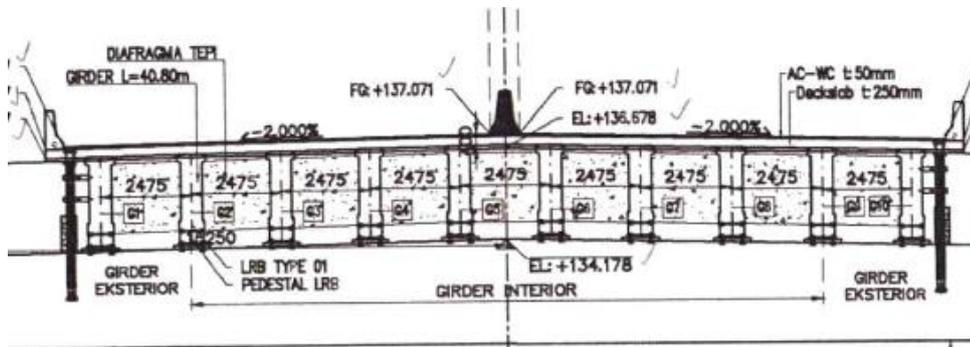
Gambar 4.5 Potongan 3 Barrier

$$\begin{aligned}
 \text{L3} &= 0,5 \times 0,25 \\
 &= 0,125 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{VBarrier} &= (\text{L1} + \text{L2} + \text{L3}) \times \text{Bentang} \times \text{Tinggi} \\
 &= (0,217 + 0,144 + 0,125) \times 43,1 \times 0,5 \\
 &= 10,5 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{WBarrier} &= \text{volume} \times \rho \times \text{jumlah barrier} \times g \\
 &= 10,5 \times 2400 \times 2 \times 9,8 \\
 &= 493920 \text{ N} \\
 &= 494 \text{ kN} \\
 &= 50,4 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

2. PC I Girder



Gambar 4.6 Potongan Melintang Girder

(Sumber: PT. Eskapindo Matra Konsultanindo)

Jumlah Girder = 18 buah

Berat 1 Girder = 83,5 ton

Berat 10 Girder = 835 ton

3. Diafragma

Panjang = 2,475 m

Lebar = 0,2 m

Tinggi = 1,6 m

Berat Jenis Beton (ρ) = 2400 kg/m³

Jumlah Barrier = 30 buah

$V_{\text{Diafragma}} = P \times L \times T$
 $= 2,475 \times 0,2 \times 1,6$
 $= 0,8 \text{ m}^3$

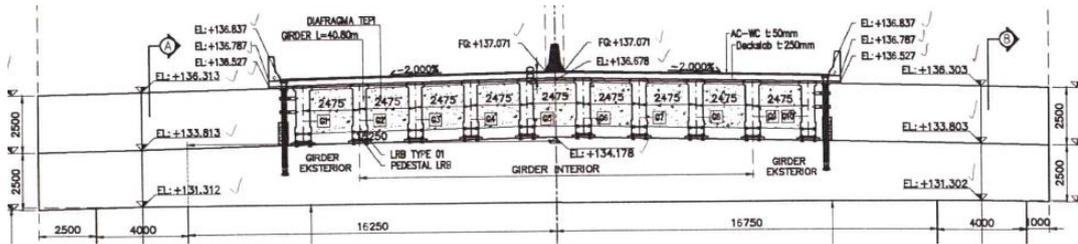
$W_{\text{Diafragma}} = \rho \times V \times g$
 $= 2400 \times 0,8 \times 9,8$
 $= 18816 \text{ N}$

$= 18,8 \text{ kN}$

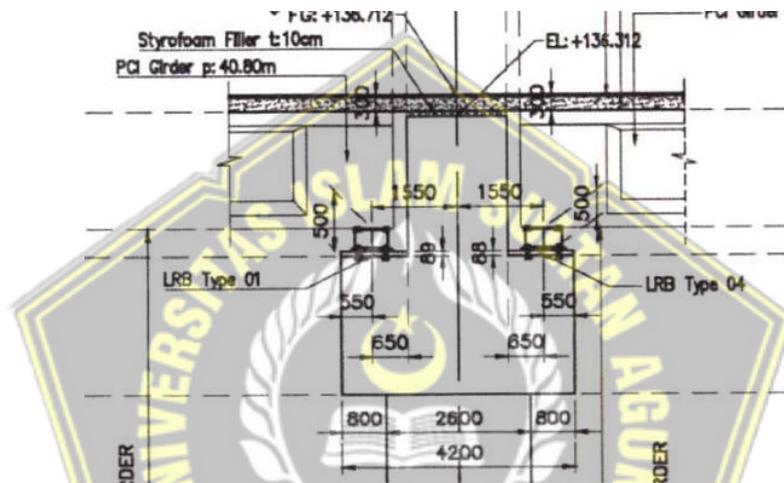
$= 1,92 \text{ ton}$

$W_{\text{tot}} = 30 \times 1,92$
 $= 57,6 \text{ ton}$

4. Pier Head/Portal



Gambar 4.7 Potongan Melintang Pier Head/Portal
(Sumber: PT. Eskapindo Matra Konsultanindo)



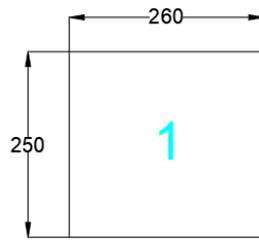
Gambar 4.8 Potongan Memanjang Pier Head/Portal
(Sumber: PT. Eskapindo Matra Konsultanindo)



Gambar 4.9 Dimensi Pier Head

Lebar Peir Head/Portal = 44,5 m

Berat Jenis Beton (ρ) = 2400 kg/m³



Gambar 4.10 Potongan 1 Pier Head

$$\begin{aligned}
 V1 &= P1 \times L1 \times T1 \\
 &= 1,8 \times 44,5 \times 2,5 \\
 &= 200,25 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

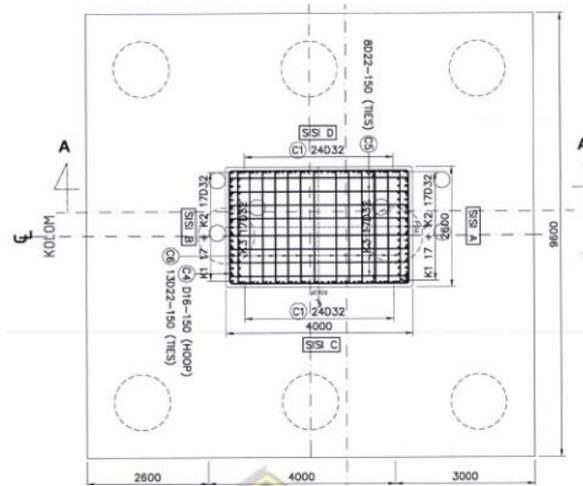


Gambar 4.11 Potongan 2 Pier Head

$$\begin{aligned}
 V2 &= P2 \times L2 \times T2 \\
 &= 4,2 \times 44,5 \times 2,5 \\
 &= 467,25 \text{ m}^3 \\
 V_{tot} &= V1 + V2 \\
 &= 200,25 + 467,25 \text{ m}^3 \\
 &= 667,5 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

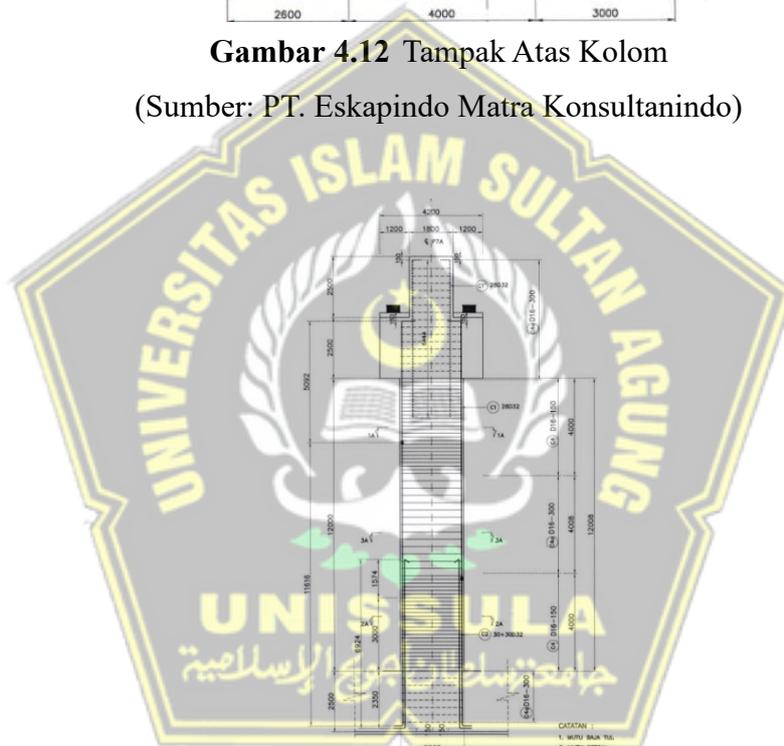
$$\begin{aligned}
 \text{Berat (W)} &= \rho \times V_{tot} \times g \\
 &= 2400 \times 667,5 \times 9,8 \\
 &= 15699600 \text{ N} \\
 &= 15699,6 \text{ kN} \\
 &= 1600,91 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

5. Kolom



Gambar 4.12 Tampak Atas Kolom

(Sumber: PT. Eskapindo Matra Konsultanindo)



Gambar 4.13 Tampak Samping Kolom

(Sumber: PT. Eskapindo Matra Konsultanindo)

Lebar Kolom	= 2,6 m
Panjang Kolom	= 4 m
Tinggi Kolom	= 10,007 m
Berat Jenis Beton (ρ)	= 2400 kg/m ³
VK2 = VK2	= P x L x T
	= 4 x 2,6 x 10,007
	= 104,1 m ³

$$\begin{aligned}
\text{Berat K1} = \text{K2} &= \rho \times V \times g \\
&= 2400 \times 104,1 \times 9,8 \\
&= 2448432 \text{ N} \\
&= 2448,4 \text{ kN} \\
&= 249,67 \text{ ton} \\
\text{WKtot} &= \text{K1} + \text{K2} \\
&= 249,67 + 249,67 \\
&= 499,34 \text{ ton}
\end{aligned}$$

Tabel 4.1 Rekapitulasi Berat Sendiri (MS)

No	Beban Struktur	Berat (ton)
1	Barrier	50.4
2	PC I Girder	835
3	Diafragma	57.6
4	Pier Head/Portal	1600.91
5	Kolom	499,34
6	Pile Cap	759.8
	Total	3303.71

4.2.1.2 Berat Mati Tambahan/Utilitas (MA)

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen nonstruktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan (SNI 1725:2016).

1. Beban Aspal/Overlay

$$\text{Bentang Elevated} = 43,1$$

$$\text{Lebar Elevated} = 24,2 \text{ m}$$

$$\text{Tebal Overlay} = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Berat Jenis Aspal } (\rho) = 2330 \text{ kg/m}^3$$

$$V_{\text{Aspal}} = P \times L \times T$$

$$= 43,1 \times 24,2 \times 0,05$$

$$= 52,151 \text{ m}^3$$

$$W_{\text{Aspal}} = \rho \times V \times g$$

$$= 2330 \times 52,151 \times 9,8$$

$$= 1190816 \text{ N}$$

$$= 1190,8 \text{ kN}$$

$$= 121,43 \text{ ton}$$

2. Berat Slab

$$\text{Bentang Elevated} = 43,1 \text{ m}$$

$$\text{Lebar Elevated} = 24,2 \text{ m}$$

$$\text{Tebal Overlay} = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Berat Beton } (\rho) = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{VSlab} = P \times L \times T$$

$$= 43,1 \times 24,2 \times 0,25$$

$$= 260,755 \text{ m}^3$$

$$\text{WSlab} = \rho \times V \times g$$

$$= 2400 \times 260,755 \times 9,8$$

$$= 6132957,6 \text{ N}$$

$$= 6131,9 \text{ kN}$$

$$= 625,45 \text{ ton}$$

Tabel 4.2 Rekapitulasi Beban Mati Tambahan (MA)

No	Beban Tambahan	Berat (ton)
1	Overlay Aspal	121.43
2	Deck Slab	625.45
Total		746.88

Tabel 4.3 Tabel Output Gaya Reaction

OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
ULS 1	Combination		-593.645	1324.746	32531.793	-5696.9961	-6719.4415	8.5981
ULS 2	Combination		-461.724	1244.492	30789.053	-5348.1888	-5226.2323	6.6874
ULS 3	Combination		-4.225E-11	976.748	24974.91	-4184.4949	-5.636E-10	-6.645E-11
ULS 4	Combination		-2.324E-11	963.591	24689.233	-4127.1716	-3.146E-10	-3.759E-11
SLS 1	Combination		-329.803	927.294	23273.58	-3979.8466	-3733.0231	4.7767
SLS 2	Combination		-164.901	931.989	23375.526	-4000.2509	-1866.5115	2.3883
SLS 3	Combination		-164.901	927.294	23273.58	-3979.8466	-1866.5115	2.3883
SLS 4	Combination		-164.901	936.673	23477.242	-4020.4638	-1866.5115	2.3883
Extreme 1X-	Combination	Max	6781.475	2167.158	26449.37	4643.8185	76722.8441	94.1053
Extreme 1X-	Combination	Min	-6979.357	-119.593	25543.206	-13421.3727	-78962.6579	-91.2393
Extreme 1 X+	Combination	Max	6781.475	2167.158	26449.37	4643.8185	76722.8441	94.1053
Extreme 1 X+	Combination	Min	-6979.357	-119.593	25543.206	-13421.3727	-78962.6579	-91.2393
Extreme 1 Y-	Combination	Max	2345.474	5537.304	27784.849	31267.7643	26535.3958	34.3568
Extreme 1 Y-	Combination	Min	-2543.356	-3489.74	24207.727	-40045.3185	-28775.2096	-31.4908
Extremen Y +	Combination	Max	2345.474	5537.304	27784.849	31267.7643	26535.3958	34.3568
Extremen Y +	Combination	Min	-2543.356	-3489.74	24207.727	-40045.3185	-28775.2096	-31.4908

(Sumber: PT. Eskapindo Matra Konsultanindo)

Diperoleh:

P = 25543 kN

Mx = 40045,0 Kn.m

My = 28775.0 Kn.m

4.3 Analisa Daya Dukung Aksial Pondasi Spun Pile

Adapun data pondasi spun pile pada Proyek Pembangunan Jalan Tol Yogyakarta – Bawen ruas Sleman - Banyurejo adalah sebagai berikut:

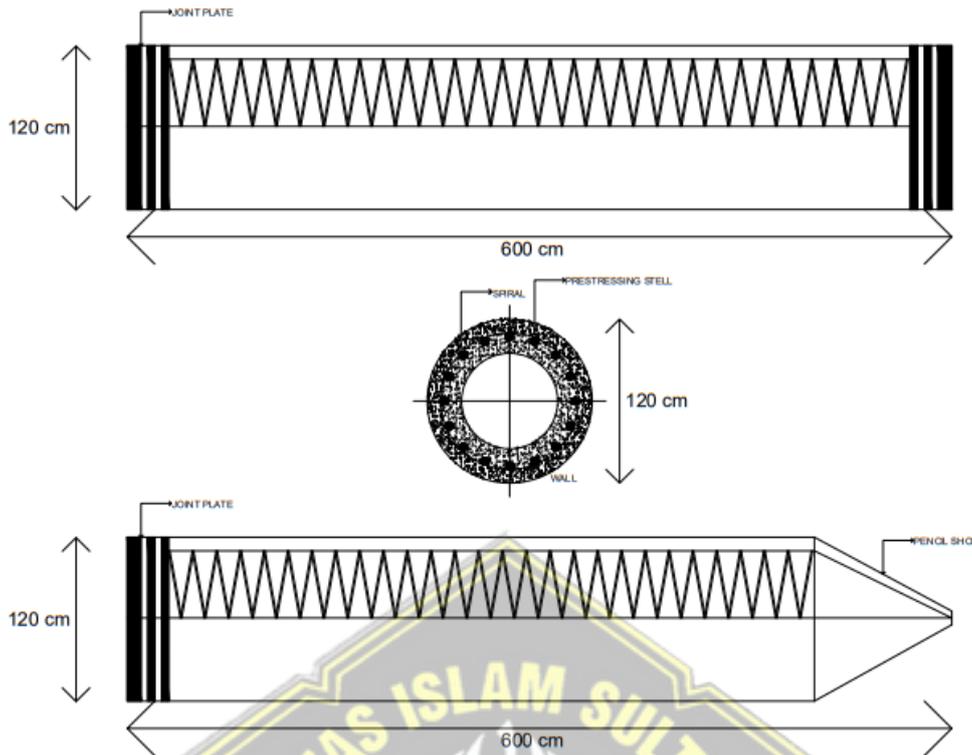
Diameter = 120 cm = 1,2 m

Kedalaman = 40 m

Keliling permukaan = $\pi \times D$
 = 3,14 x 1,2
 = 3,768 m

Luas Spun Pile (A_p) = $\frac{1}{4} \times \pi \times d^2$
 = $\frac{1}{4} \times 3,14 \times 1,2^2$
 = 1,13 m²

Berat dari tiang = $A_p \times B_j \times \text{Kedalaman tiang}$
 = 1,3 x 2400 x 40
 = 124800 kg = 1223,87



Gambar 4.14 Dimensi spun Pile D = 2,1 m

4.3.1 Analisis Daya Dukung Aksial dengan Metode Meyerhof 1976

Perhitungan kapasitas daya dukung spun pile dari data SPT memakai metode Meyerhof (1976) dan data diambil pada titik P6A (BH – 88) dan P6B (BH – 89).

1.) Daya Dukung Ujung Pondasi/*End Bearing* (Q_p) pada titik P6A (BH – 88)

a.) Untuk tanah non kohesif

$$Q_p = 40 \times N - SPT \times L_i/D \times A_p$$

b.) Untuk tanah kohesif

$$Q_p = 9 \times C_u \times A_p$$

Dimana :

D : Diameter tiang

L_i : Panjang Lapisan Tanah (m)

A_p : Luas Penampang Tiang (m^2)

C_u : Kohesi Tanah (kN/m^2)

Pada kedalaman 40 meter, dengan lapisan tanah non kohesif sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 Q_p &= 40 \times N - \text{SPT} \times L_i/D \times A_p \\
 &= 40 \times 31 \times 2/1,2 \times 1,13 \\
 &= 2335,33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2.) Daya Dukung Ujung Pondasi/End Bearing (Q_p) pada titik P6A (BH – 88)

a.) Untuk tanah non kohesif

$$Q_p = 40 \times N - \text{SPT} \times L_i/D \times A_p$$

b.) Untuk tanah kohesif

$$Q_p = 9 \times C_u \times A_p$$

Dimana :

D : Diameter tiang

L_i : Panjang Lapisan Tanah (m)

A_p : Luas Penampang Tiang (m^2)

C_u : Kohesi Tanah (kN/m^2)

→ Pada kedalaman 40 meter, dengan lapisan tanah non kohesif sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 Q_p &= 40 \times N - \text{SPT} \times L_i/D \times A_p \\
 &= 40 \times 49 \times 2/1,2 \times 1,13 \\
 &= 3691,33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3.) Daya Dukung Selimut tiang/Friction (Q_s) pada titik P6B (BH – 89)

a.) Untuk tanah non kohesif

$$Q_s = 2 \times N \times P \times L_i$$

b.) Untuk tanah kohesif

$$Q_s = \alpha \times C_u \times P \times L_i$$

Dimana:

σ_r : Tegangan Referensi

N_{60} : Nilai N -SPT terkoreksi

P : Keliling Tiang

→ Pada kedalaman 40 meter, dengan lapisan tanah non kohesif sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 P &= 2 \times \pi \times r \\
 &= 2 \times 3,14 \times 0,6 \\
 &= 3,77 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= 2 \times N \times P \times Li \\
 &= 2 \times 31 \times 3,77 \times 2 \\
 &= 467,48 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4.) Daya Dukung Selimut tiang/Friction (Qs) pada titik P6B (BH – 89)

a.) Untuk tanah non kohesif

$$Q_s = 2 \times N \times P \times Li$$

b.) Untuk tanah kohesif

$$Q_s = \alpha \times C_u \times P \times Li$$

Dimana:

σ : Tegangan Referensi

N60 : Nilai N -SPT terkoreksi

P : Keliling Tiang

→ Pada kedalaman 40 meter, dengan lapisan tanah non kohesif sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 P &= 2 \times \pi \times r \\
 &= 2 \times 3,14 \times 0,6 \\
 &= 3,77 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= 2 \times N \times P \times Li \\
 &= 2 \times 49 \times 3,77 \times 2 \\
 &= 467,23 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.) Daya Dukung Ultimit (Qult) pada titik P6A (BH – 88)

$$\begin{aligned}
 Q_{ult} &= Q_p + \sum Q_s \\
 &= 2335,33 + 8467,95 \\
 &= 10803,29 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{izin} &= Q_{ult} / SF \\
 &= 10803,29 / 3 \\
 &= 3601,10 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Hasil dari Qizin pada titik P6A BH – 88 metode Mayerhoff (1977) bisa dilihat per – kedalaman 2 meter dari rekapitulasi perhitungan Tabel 4.4.

**Tabel 4.4 Perhitungan Daya Dukung Tiang Tunggal Metode Mayerhoff
Titik P6A BH – 88**

Depth	N-SPT	Class	Cu	As (m ²)	Ap	Qs (kN)	Qp (kN)	Qult (kN)	Qizin (kN)	ΣQs
0	0	Lempung	0	3.77	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	4	Lempung	26.67	3.77	1.13	110.53	271.20	381.73	127.24	110.53
4	11	Lempung	73.33	3.77	1.13	303.95	745.80	1160.28	386.76	414.48
6	8	Lempung	53.33	3.77	1.13	221.06	542.40	1177.94	392.65	635.54
8	10	Lempung	66.67	3.77	1.13	276.32	678.00	1589.86	529.95	911.86
10	12	Lempung	80.00	3.77	1.13	331.58	813.60	2057.04	685.68	1243.44
12	16	Lempung	106.67	3.77	1.13	442.11	1084.80	2770.35	923.45	1685.55
14	16	Pasir	0	3.77	1.13	241.15	1205.33	3132.04	1044.01	1926.70
16	35	Pasir	0	3.77	1.13	527.52	2636.67	5090.89	1696.96	2454.22
18	30	Pasir	0	3.77	1.13	452.16	2260.00	5166.38	1722.13	2906.38
20	33	Pasir	0	3.77	1.13	497.38	2486.00	5889.76	1963.25	3403.76
22	35	Pasir	0	3.77	1.13	527.52	2636.67	6567.95	2189.32	3931.28
24	50	Pasir	0	3.77	1.13	753.60	3766.67	8451.55	2817.18	4684.88
26	30	Pasir	0	3.77	1.13	452.16	2260.00	7397.04	2465.68	5137.04
28	31	Pasir	0	3.77	1.13	467.23	2335.33	7939.61	2646.54	5604.27
30	31	Pasir	0	3.77	1.13	467.23	2335.33	8406.84	2802.28	6071.50
32	32	Pasir	0	3.77	1.13	482.30	2410.67	8964.47	2988.16	6553.81
34	31	Pasir	0	3.77	1.13	467.23	2335.33	9356.37	3118.79	7021.04
36	31	Pasir	0	3.77	1.13	467.23	2335.33	9823.61	3274.54	7488.27
38	34	Pasir	0	3.77	1.13	512.45	2561.33	10562.05	3520.68	8000.72
40	31	Pasir	0	3.77	1.13	467.23	2335.33	10803.29	3601.10	8467.95
42	31	Pasir	0	3.77	1.13	467.23	2335.33	11270.52	3756.84	8935.18

6.) Daya Dukung Ultimit (Qult) pada titik P6A (BH – 89)

$$\begin{aligned}
 Qult &= Q_p + \sum Q_s \\
 &= 3691,33 + 10259,01 \\
 &= 13950,34 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Qizin &= Qult / SF \\
 &= 13950,34 / 3 \\
 &= 4650,11 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Hasil dari Qizin pada titik P6B BH - 89 metode Mayerhoff (1977) bisa dilihat per – kedalaman 2 meter dari rekapitulasi perhitungan Tabel 4.5.

Tabel 4.5 Perhitungan Daya Dukung Tiang Tunggal Metode Mayerhoff titik P6B BH - 89

Depth (m)	N-SPT	Class	Cu (kN/m ²)	As (m ²)	Ap (m)	N60	Qs (kN)	Qp (kN)	Qult (kN)	Qizin (kN)	ΣQs (kN)
0	0	Lempung	0	3.77	1.13	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	6	Lempung	40.00	3.77	1.13	3.00	165.79	406.80	572.59	190.86	165.79
4	9	Lempung	60.00	3.77	1.13	3.75	248.69	610.20	1024.68	341.56	414.48
6	7	Lempung	46.67	3.77	1.13	3.67	193.42	474.60	1082.50	360.83	607.90
8	8	Lempung	53.33	3.77	1.13	3.75	221.06	542.40	1371.36	457.12	828.96
10	11	Lempung	73.33	3.77	1.13	4.10	303.95	745.80	1878.71	626.24	1132.91
12	9	Lempung	60.00	3.77	1.13	4.17	248.69	610.20	1991.80	663.93	1381.60
14	12	Pasir	0	3.77	1.13	4.43	180.86	904.00	2466.46	822.15	1562.46
16	13	Pasir	0	3.77	1.13	4.69	195.94	979.33	2737.73	912.58	1758.40
18	26	Pasir	0	3.77	1.13	5.61	391.87	1958.67	4108.94	1369.65	2150.27
20	36	Pasir	0	3.77	1.13	6.85	542.59	2712.00	5404.86	1801.62	2692.86
22	50	Pasir	0	3.77	1.13	8.50	753.60	3766.67	7213.13	2404.38	3446.46
24	51	Pasir	0	3.77	1.13	9.92	768.67	3842.00	8057.14	2685.71	4215.14
26	46	Pasir	0	3.77	1.13	10.92	693.31	3465.33	8373.78	2791.26	4908.45
28	56	Pasir	0	3.77	1.13	12.14	844.03	4218.67	9971.15	3323.72	5752.48
30	56	Pasir	0	3.77	1.13	13.20	844.03	4218.67	10815.18	3605.06	6596.51
32	48	Pasir	0	3.77	1.13	13.88	723.46	3616.00	10935.97	3645.32	7319.97
34	54	Pasir	0	3.77	1.13	14.65	813.89	4068.00	12201.86	4067.29	8133.86
36	45	Pasir	0	3.77	1.13	15.08	678.24	3390.00	12202.10	4067.37	8812.10
38	47	Pasir	0	3.77	1.13	15.53	708.38	3540.67	13061.15	4353.72	9520.48
40	49	Pasir	0	3.77	1.13	15.98	738.53	3691.33	13950.34	4650.11	10259.01
42	49	Pasir	0	3.77	1.13	16.38	738.53	3691.33	14688.87	4896.29	10997.54

4.3.2 Analisis Daya Dukung Aksial dengan Metode Luciano Decourt

Perhitungan kapasitas daya dukung spun pile dari data SPT memakai metode Luciano Decourt dan data diambil pada titik P6A (BH – 88) dan P6B (BH – 89).

1.) Daya Dukung Ujung Pondasi/End Bearing (Qp) pada titik P6A (BH – 88)

$$Q_p = \alpha \times N_p \times K \times A_p$$

Dimana :

Qp = Daya dukung titik ujung (kN)

α = Base Coefficient

N_p = Harga rata-rata SPT disekitar 4D di atas hingga 4D di bawah dasar tiang

K = Koefisien karakteristik tanah di atas pondasi (kPa) (dilihat pada tabel 2.1)

A_p = Luas penampang (cm²)

Pada kedalaman 40 meter, dengan lapisan tanah non kohesif sebagai berikut:

$$Q_p = \alpha \times N_p \times K \times A_p$$

$$= 1 \times 31,67 \times 245,17 \times 1,13$$

$$= 8773 \text{ kN}$$

2.) Daya Dukung Ujung Pondasi/End Bearing (Q_p) pada titik P6B (BH – 89)

$$Q_p = \alpha \times N_p \times K \times A_p$$

Dimana :

Q_p = Daya dukung titik ujung (kN)

α = Base Coefficient

N_p = Harga rata-rata SPT disekitar 4D di atas hingga 4D di bawah dasar tiang

K = Koefisien karakteristik tanah di atas pondasi (kPa)

A_p = Luas penampang (cm²)

→ Pada kedalaman 40 meter, dengan lapisan tanah non kohesif sebagai berikut:

$$Q_p = \alpha \times N_p \times K \times A_p$$

$$= 1 \times 48,67 \times 245,17 \times 1,13$$

$$= 13482,72 \text{ kN}$$

3.) Daya Dukung Selimut tiang/Friction (Q_s) pada titik P6A (BH – 88)

$$Q_s = \beta \times (N_s/3 + 1) \times A_s$$

Dimana:

Q_s = Daya dukung selimut (kN)

β = Shaft Coefficient

N_s = Harga rata-rata SPT tiang yang terbenam

A_s = Luas selimut (m²)

→ Pada kedalaman 40 meter, dengan lapisan tanah non kohesif sebagai berikut:

$$A_s = A_p \times \text{Kedalaman tiang}$$

$$= 1,13 \times 40$$

$$= 45,2 \text{ m}^2$$

$$Q_s = \beta \times (N_s/3 + 1) \times A_s$$

$$= 1 \times (12,78/3 + 1) \times 45,2$$

$$= 237,68 \text{ kN}$$

4.) Daya Dukung Selimut tiang/Friction (Qs) pada titik P6B (BH – 89)

$$Q_s = \beta \times (NS/3 + 1) \times A_s$$

Dimana:

Qs = Daya dukung selimut (kN)

β = Shaft Coefficient

\bar{N}_s = Harga rata-rata SPT tiang yang terbenam

A_s = Luas selimut (m²)

→ Pada kedalaman 40 meter, dengan lapisan tanah non kohesif sebagai berikut:

$$A_s = A_p \times \text{Kedalaman tiang}$$

$$= 1,13 \times 40$$

$$= 45,2 \text{ m}^2$$

$$Q_s = \beta \times (NS/3 + 1) \times A_s$$

$$= 1 \times (29,53/3 + 1) \times 45,2$$

$$= 285,89 \text{ kN}$$

5.) Daya Dukung Ultimit (Qult) pada titik P6A (BH – 88)

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s$$

$$= 8773 + 237,68$$

$$= 10888,36 \text{ kN}$$

$$Q_{izin} = Q_{ult}/SF \quad SF=3$$

$$= 10888,36 / 3$$

$$= 3629,45 \text{ kN}$$

Hasil dari Qizin pada titik P6A BH - 88 metode Luciano Decourt bisa dilihat per – kedalaman 2 meter dari rekapitulasi perhitungan Tabel 4.6.

**Tabel 4.6 Perhitungan Daya Dukung Tiang Tunggal Metode
Luciano Decourt Titik Pancang P6A BH – 88**

Depth (m)	N - SPT	Class	Cu (kN/m ²)	Ap (m)	As (m ²)	NP	Qp (kN)	NS	Qs (kN)	Qult (kN)	Qizin (kN)
0	0	Lempung	0	1.13	0.00	0.00	0	0	0	0	0
2	4	Lempung	26.67	1.13	2.26	7.50	1661.10	2.00	3.77	1664.87	554.96
4	11	Lempung	73.33	1.13	4.52	8.71	1930.04	3.75	10.17	1943.98	647.99
6	8	Lempung	53.33	1.13	6.78	9.63	2131.75	3.83	15.44	2161.13	720.38
8	10	Lempung	66.67	1.13	9.04	12.44	2756.20	4.13	21.47	2807.05	935.68
10	12	Lempung	80.00	1.13	11.30	14.20	3145.02	4.50	28.25	3224.12	1074.71
12	16	Lempung	106.67	1.13	13.56	17.50	3875.90	5.08	36.54	3991.54	1330.51
14	16	Pasir	0	1.13	15.82	20.60	5707.07	5.50	44.82	5867.53	1955.84
16	35	Pasir	0	1.13	18.08	24.50	6787.53	7.00	60.27	7008.26	2336.09
18	30	Pasir	0	1.13	20.34	26.70	7397.02	7.89	73.83	7691.58	2563.86
20	33	Pasir	0	1.13	22.60	28.80	7978.81	8.75	88.52	8361.88	2787.29
22	35	Pasir	0	1.13	24.86	30.70	8505.19	9.55	103.96	8992.22	2997.41
24	50	Pasir	0	1.13	27.12	32.30	8948.46	10.83	125.05	9560.54	3186.85
26	30	Pasir	0	1.13	29.38	33.80	9364.02	11.15	138.61	10114.72	3371.57
28	31	Pasir	0	1.13	31.64	33.40	9253.21	11.46	152.55	10156.45	3385.48
30	31	Pasir	0	1.13	33.90	33.80	9364.02	11.73	166.49	10433.76	3477.92
32	32	Pasir	0	1.13	36.16	33.60	9308.61	12.00	180.80	10559.15	3519.72
34	31	Pasir	0	1.13	38.42	33.20	9197.80	12.21	194.74	10643.07	3547.69
36	31	Pasir	0	1.13	40.68	31.50	8726.83	12.39	208.67	10380.77	3460.26
38	34	Pasir	0	1.13	42.94	31.57	8746.61	12.63	223.74	10624.30	3541.43
40	31	Pasir	0	1.13	45.20	31.67	8773.00	12.78	237.68	10888.36	3629.45
42	31	Pasir	0	1.13	47.46	31.60	8754.53	12.90	251.61	11121.50	3707.17

6.) Daya Dukung Ultimit (Qult) pada titik P6A (BH – 89)

$$\begin{aligned} Qult &= Q_p + Q_s \\ &= 13482,72 + 285,89 \\ &= 15726,90 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Qizin &= Qult/SF \quad SF=3 \\ &= 15726,90 / 3 \\ &= 5242,30 \text{ kN} \end{aligned}$$

Hasil dari Qizin pada titik P6B BH - 88 metode Luciano Decourt bisa dilihat per – kedalaman 2 meter dari rekapitulasi perhitungan Tabel 4.7.

**Tabel 4.7 Perhitungan Daya Dukung Aksial Metode Luciano Decourt
Titik Pancang P6B BH – 89**

Depth (m)	N - SPT	Class	Cu (kN/m ²)	Ap (m)	As (m ²)	NP	Qp (kN)	NS	Qs (kN)	Qult (kN)	Qizin (kN)
0	0	Lempung	0	1.13	0.00	0.00	0	0	0	0	0
2	6	Lempung	40.00	1.13	2.26	6.83	1513.45	3.00	4.52	1517.97	505.99
4	9	Lempung	60.00	1.13	4.52	7.14	1582.00	3.75	10.17	1596.69	532.23
6	7	Lempung	46.67	1.13	6.78	7.75	1716.47	3.67	15.07	1746.23	582.08
8	8	Lempung	53.33	1.13	9.04	8.33	1845.67	3.75	20.34	1895.76	631.92
10	11	Lempung	73.33	1.13	11.30	10.10	2236.95	4.10	26.74	2313.79	771.26
12	9	Lempung	60.00	1.13	13.56	13.70	3034.28	4.17	32.39	3143.51	1047.84
14	12	Pasir	0	1.13	15.82	18.10	5014.46	4.43	39.17	5162.87	1720.96
16	13	Pasir	0	1.13	18.08	22.30	6178.04	4.69	46.33	6372.78	2124.26
18	26	Pasir	0	1.13	20.34	26.20	7258.50	5.61	58.38	7511.62	2503.87
20	36	Pasir	0	1.13	22.60	31.00	8588.31	6.85	74.20	8915.63	2971.88
22	50	Pasir	0	1.13	24.86	35.50	9834.99	8.50	95.30	10257.61	3419.20
24	51	Pasir	0	1.13	27.12	39.40	10915.46	9.92	116.77	11454.85	3818.28
26	46	Pasir	0	1.13	29.38	43.60	12079.04	10.92	136.35	12754.78	4251.59
28	56	Pasir	0	1.13	31.64	46.80	12965.57	12.14	159.71	13801.02	4600.34
30	56	Pasir	0	1.13	33.90	48.90	13547.36	13.20	183.06	14565.87	4855.29
32	48	Pasir	0	1.13	36.16	50.20	13907.51	13.88	203.40	15129.42	5043.14
34	54	Pasir	0	1.13	38.42	50.10	13879.81	14.65	226.00	15327.72	5109.24
36	45	Pasir	0	1.13	40.68	50.50	13990.63	15.08	245.21	15683.74	5227.91
38	47	Pasir	0	1.13	42.94	49.71	13772.95	15.53	265.17	15731.24	5243.75
40	49	Pasir	0	1.13	45.20	48.67	13482.72	15.98	285.89	15726.90	5242.30
42	49	Pasir	0	1.13	47.46	48.80	13519.65	16.38	306.61	16070.44	5356.81

4.4 Daya Dukung Lateral Pondasi Spun Pile

Kapasitas daya dukung lateral (horizontal) berperan dalam menilai stabilitas tanah terhadap potensi runtuh. Untuk menghitung daya dukung horizontal, langkah awal melibatkan perhitungan faktor kekakuan tiang khususnya untuk tanah kohesif. Metode yang digunakan adalah metode Broms (1964).

Namun perlu dicatat bahwa metode ini hanya dapat diterapkan pada satu jenis tanah, misalnya pasir atau lempung. Dalam kasus tanah dengan variasi lapisan, penekanan diberikan pada lapisan yang dominan. Hasil pengujian SPT menunjukkan bahwa lapisan yang dominan adalah pasir.

4.4.1 Daya Dukung Lateral P6A BH - 88

Data umum tiang:

- Dimensi tiang pancang (D) = 120 cm
- Panjang tiang pancang (L) = 4000 cm
- Mutu Beton tiang pancang ($f'c$) = 52 Mpa
= 530,252 kg/cm²
- Jarak horizontal diatas tanah (e) = 0
- Modulus Elastis tiang pancang (E_p) = $4700\sqrt{52}$
= 33892,18 Mpa

- = 3389,21 kg/cm²
- Momen inersia tiang pancang (I_p) = 6958137 cm⁴
- Kuat lentur beban tiang (σ_{lt})/(fb) = $0.4 \times f'c = 0.4 \times 530,252$
= 212,1 kg/cm²
- Nilai kohesi rata-rata (cu) P6A = $2/3 \times N\text{-spt}$
= $2/3 \times 31$
= 20,6
= 32,6 ton/m²
- Berat tiang = 1237 kg/m

a.) Modulus subgrade horizontal (K_h)

Berdasarkan tabel 2. Diambil $K_1 = 2,7 \text{ kg/cm}^3$

$$\begin{aligned} \text{Maka, } K_h &= \frac{k_1}{1,5} \\ &= \frac{2,7}{1,5} \\ &= 1,8 \text{ kg/cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka, } K &= K_h \times d \\ &= 1,8 \times 120 \\ &= 216 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

b.) Modulus Tanah Konstan (R)

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p \times I_p}{K}}$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{3389,21 \times 6958137}{216}}$$

$$R = 102,22 \text{ cm}$$

c.) Pengkaitan Tipe Tiang

$$\begin{aligned} \beta &= \left(\frac{K_h \cdot d}{4 \times E_p \times I_p} \right)^{\frac{1}{4}} \\ &= \left(\frac{1,8 \times 120}{4 \times 3389,21 \times 6958137} \right)^{\frac{1}{4}} \\ &= \left(\frac{216}{94330350007,08} \right)^{\frac{1}{4}} \\ &= 0,006 \text{ cm} \end{aligned}$$

d.) Tahanan momen (W)

$$\begin{aligned}
 (W) &= \frac{Ip}{b/2} \\
 &= \frac{6958137}{120/2} \\
 &= 115968,95 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

e.) Momen maksimum tiang (M_y)

$$\begin{aligned}
 M_y &= f_b \times W \\
 &= 212,1 \times 115968,95 \\
 &= 24597014,295 \text{ kg.cm}
 \end{aligned}$$

f.) Mencari nilai HU dengan grafik

$$\begin{aligned}
 \frac{M_y}{C_u \cdot b^3} &= \frac{24597014,295}{20,6 \cdot 120^3} \\
 &= 0,7
 \end{aligned}$$

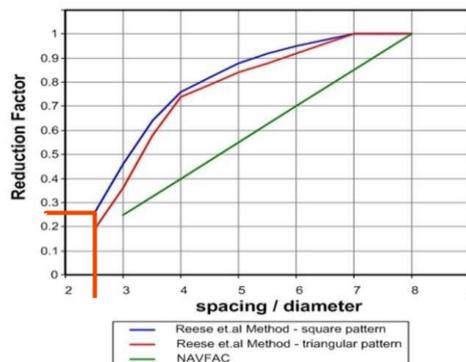
$$\begin{aligned}
 H_u &= 0,7 (C_u \times b^2) \\
 &= 0,7 (20,6 \times 120^2) \\
 &= 207648 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

g.) Maka besarnya gaya lateral ijin tiang ujung jepit ialah

$$\begin{aligned}
 H_{all} &= H_u / FS \\
 &= 207648 / 3 \\
 &= 69216 \text{ kg} \\
 &= 69,216 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

h.) Faktor Reduksi

Dari grafik pada gambar 4.8 dengan nilai $s/d = 2,5$ dan menggunakan susunan *Square Pattern* maka didapat nilai faktor reduksi sebesar 0,25



Gambar 4.15 Grafik perbandingan faktor reduksi
(Sumber: Resse (1889))

i.) Mencari nilai Hg

$$\begin{aligned} H_g &= \text{faktor reduksi} \times n \times \text{hall} \\ &= 0,25 \times 8 \times 69,216 \\ &= 138,432 \text{ ton} \end{aligned}$$

j.) Defleksi Ujung Bebas

$$\begin{aligned} y_0 &= \frac{2 \times H_u \times \beta \times ((e \times \beta) + 1)}{K} \\ &= \frac{2 \times 20,7648 \times 0,006 \times ((0 \times 0,006) + 1)}{216} \\ &= \mathbf{12,9 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm (oke)}} \text{ (Berdasarkan SNI 8640 tahun} \\ &\quad \text{2017 bab 9.7.3.1 nilai defleksi tidak lebih dari 25 mm).} \end{aligned}$$

4.4.2 Daya Dukung Lateral P6B BH – 89

Perhitungan dilakukan pada kedalaman 40 m.

Data umum tiang:

- Dimensi tiang pancang (D) = 120 cm
- Panjang tiang pancang (L) = 4000 cm
- Mutu Beton tiang pancang (f^c) = 52 Mpa
= 530,252 kg/cm²
- Jarak horizontal diatas tanah (e) = 0
- Modulus Elastis tiang pancang (E_p) = $4700\sqrt{52}$
= 33892,18 Mpa
= 3389,21 kg/cm²
- Momen inersia tiang pancang (I_p) = 6958137 cm⁴
- Kuat lentur beban tiang (σ_t)/(fb) = $0.4 \times f^c = 0.4 \times 530,252$
= 212,1 kg/cm²
- Nilai kohesi rata-rata (cu) P6B = $2/3 \times N\text{-spt}$
= $2/3 \times 49$
= 32,6
- Berat tiang = 1237 kg/m

a.) Modulus subgrade horizontal (K_h)

Berdasarkan tabel 2. Diambil $K_1 = 2,7 \text{ kg/cm}^3$

$$\begin{aligned} \text{Maka, } K_h &= \frac{k_1}{1,5} \\ &= \frac{2,7}{1,5} \end{aligned}$$

$$= 1,8 \text{ kg/cm}^3$$

$$\text{Maka, } K = Kh \times d$$

$$= 1,8 \times 120$$

$$= 216 \text{ kg/cm}^2$$

b.) Modulus Tanah Konstan (R)

$$R = \sqrt[4]{\frac{Ep \times Ip}{K}}$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{3389,21 \times 6958137}{216}}$$

$$R = 102,22 \text{ cm}$$

c.) Pengkaitan Tipe Tiang

$$\beta = \left(\frac{Kh \cdot d}{4 \times Ep \times Ip} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$= \left(\frac{1,8 \times 120}{4 \times 3389,21 \times 6958137} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$= \left(\frac{216}{94330350007,08} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$= 0,006 \text{ cm}$$

d.) Tahanan momen (W)

$$(W) = \frac{Ip}{b/2}$$

$$= \frac{6958137}{120/2}$$

$$= 115968,95 \text{ cm}^3$$

e.) Momen maksimum tiang (My)

$$My = fb \times W$$

$$= 212,1 \times 115968,95$$

$$= 24597014,295 \text{ kg.cm}$$

f.) Mencari nilai HU dengan grafik

$$\frac{My}{Cu \cdot b^3} = \frac{24597014,295}{20,6 \cdot 120^3}$$

$$= 0,7$$

$$Hu = 0,7 (Cu \times b^2)$$

$$= 0,7 (32,6 \times 120^2)$$

$$= 328608 \text{ kg}$$

g.) Maka besarnya gaya lateral ijin tiang tunggal ujung jepit ialah

$$\begin{aligned} H_{\text{all}} &= Hu/FS \\ &= 328608 / 3 \\ &= 109536 \text{ kg} \\ &= 109,536 \text{ ton} \end{aligned}$$

h.) Dari grafik pada gambar 4.8 dengan nilai $s/d = 2,5$ dan menggunakan susunan *Square Pattern* maka didapat nilai faktor reduksi sebesar 0,25

i.) Mencari nilai H_g

$$\begin{aligned} H_g &= \text{faktor reduksi} \times n \times H_{\text{all}} \\ &= 0,25 \times 6 \times 109,536 \\ &= 164,304 \text{ ton} \end{aligned}$$

j.) Defleksi Ujung Bebas

$$\begin{aligned} y_0 &= \frac{2 \times Hu \times \beta \times ((e \times \beta) + 1)}{K} \\ &= \frac{2 \times 328608 \times 0,006 \times ((0 \times 0,006) + 1)}{216} \\ &= 18,256 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm (oke)} \text{ (Berdasarkan SNI 8640 tahun} \\ &\quad \text{2017 bab 9.7.3.1 nilai defleksi tidak lebih dari 25 mm)} \end{aligned}$$

4.5 Analisis Daya Dukung Kelompok Tiang

Kapasitas daya dukung kelompok pada kedalaman tiang 40 m dengan beban aksial (P) = 25543 kN menggunakan data dari metode Mayerhoff (1977) dan Luciano Decourt dapat diuraikan sebagai berikut :

Perhitungan efisiensi kelompok tiang metode Converse-Labarre Efisiensi kelompok tiang (E_g) di peroleh dari persamaan (2.19) adalah sebagai berikut:

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

Pada perhitungan kelompok tiang pada P6A BH – 88 pada tugas akhir ini menggunakan $n = 8$, Sedangkan P6B BH – 89 menggunakan $n = 6$. Daya dukung izin (Q_a) menggunakan metode Mayerhoff (1977), dan Luciano Decourt.

4.5.1 Perhitungan Kapasitas Kelompok Tiang pada titik P6A BH - 88

1.) Kapasitas kelompok tiang pada titik P6A BH – 88 menggunakan Q_a metode Mayerhoff (1977) dapat dihitung menggunakan persamaan (2.19) sebagai berikut :

Jumlah baris tiang (m)	= 2
Jumlah tiang dalam satu baris (n)	= 4
arc.tg (d/s), dalam derajat (θ)	= 11,31
Jarak pusat ke pusat tiang (s)	= 3 m
Diameter tiang (d)	= 1,2 m
Jumlah rencana tiang kelompok	= 8 buah

$$E_g = 1 - 11.31 \frac{(4 - 1)^2 + (2 - 1)^4}{90 \times 2 \times 4}$$

$$E_g = 0,988$$

$$Q_g = E_g \times n \times Q_a$$

Dimana:

E_g = Efisiensi kelompok tiang

n = jumlah tiang

Q_a = Daya dukung ijin

$$Q_g = E_g \times n \times Q_a$$

$$= 0,988 \times 8 \times 3601,10$$

$$= 28454,91 \text{ kN} > 25543 \text{ kN (OK) (Hasil perhitungan sap 2000)}$$

Tabel 4.8 Rekapitulasi Beban Qgroup Titik Pancang P6A BH – 88 Metode Mayerhoff (1977)

Depth	Beban Permanen		Depth	Beban Permanen	
	Qizin group	Kontrol		Qizin group	Kontrol
0	0.00	Bahaya	22	17164.23	Bahaya
2	748.19	Bahaya	24	22086.71	Bahaya
4	2274.15	Bahaya	26	19330.93	Bahaya
6	2308.75	Bahaya	28	20748.84	Bahaya
8	3116.12	Bahaya	30	21969.87	Bahaya
10	4031.80	Bahaya	32	23427.16	Bahaya
12	5429.89	Bahaya	34	24451.32	Bahaya
14	6138.79	Bahaya	36	25672.36	Aman
16	9978.15	Bahaya	38	27602.17	Aman
18	10126.11	Bahaya	40	28232.59	Aman
20	11543.93	Bahaya			

*Bahaya : Ketika nilai Qizin grub < 25543 KN (Hasil perhitungan sap 2000)

*Aman : Ketika nilai Qizin grub > 25543 KN (Hasil perhitungan sap 2000)

2.) Kapasitas kelompok tiang pada titik P6A BH - 88 metode Luciano Decourt dapat dihitung menggunakan persamaan (2.19) sebagai berikut :

Jumlah baris tiang (m)	= 2
Jumlah tiang dalam satu baris (n)	= 3
arc.tg (d/s), dalam derajat (θ)	= 11,31
Jarak pusat ke pusat tiang (s)	= 3 m
Diameter tiang (d)	= 1,2 m
Jumlah rencana tiang kelompok	= 8 buah

$$\begin{aligned}\theta &= \text{Arc tg} \cdot \frac{D}{S} \\ &= \text{Arc tg} \cdot \frac{0,6}{3} \\ &= 11,31\end{aligned}$$

$$Eg = 1 - 11,31 \frac{(3 - 1)^2 + (2 - 1)^3}{90 \times 2 \times 3}$$

$$Eg = 0,988$$

$$Qg = Eg \times n \times Qa$$

Dimana:

Eg = Efisiensi kelompok tiang

n = jumlah tiang

Qa = Daya dukung ijin

$$Qg = Eg \times n \times Qa$$

$$= 0,988 \times 8 \times 3629,45$$

$$= 28454,9 > 25543 \text{ kN (OK)}$$

Tabel 4.9 Rekapitulasi Beban Qgroup Titik Pancang P6A BH – 88 Metode Luciano Decourt

Depth	Beban Permanen		Depth	Beban Permanen	
	Qizin group	Kontrol		Qizin group	Kontrol
0	0.00	Bahaya	22	23499.67	Bahaya
2	4350.85	Bahaya	24	24984.89	Bahaya
4	5080.26	Bahaya	26	26433.13	Aman
6	5647.74	Bahaya	28	26542.20	Aman
8	7335.75	Bahaya	30	27266.88	Aman
10	8425.69	Bahaya	32	27594.57	Aman
12	10431.22	Bahaya	34	27813.88	Aman
14	15333.80	Bahaya	36	27128.41	Aman
16	18314.91	Bahaya	38	27764.83	Aman
18	20100.66	Bahaya	40	28454.91	Aman
20	21852.39	Bahaya			

*Bahaya : Ketika nilai Qizin grub < 25543 KN (Hasil perhitungan sap 2000)

*Aman : Ketika nilai Qizin grub > 25543 KN (Hasil perhitungan sap 2000)

4.5.2 Perhitungan Kapasitas Kelompok Tiang pada titik P6B BH – 89

1.) Kapasitas kelompok tiang pada titik P6B BH – 89 menggunakan Q_a metode Mayerhoff (1977) dapat dihitung menggunakan persamaan (2.19) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Jumlah baris tiang (m)} &= 2 \\ \text{Jumlah tiang dalam satu baris (n)} &= 4 \\ \text{arc.tg (d/s), dalam derajat } (\theta) &= 11,31 \\ \text{Jarak pusat ke pusat tiang (s)} &= 3 \text{ m} \\ \text{Diameter tiang (d)} &= 1,2 \text{ m} \\ \text{Jumlah rencana tiang kelompok} &= 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta &= \text{Arc tg} \cdot \frac{D}{S} \\ &= \text{Arc tg} \cdot \frac{0,6}{3} \\ &= 11,31 \end{aligned}$$

$$E_g = 1 - 11.31 \frac{(3 - 1)2 + (2 - 1)3}{90 \times 2 \times 3}$$

$$E_g = 0,988$$

$$Q_g = E_g \times n \times Q_a$$

Dimana:

E_g = Efisiensi kelompok tiang

n = jumlah tiang

Q_a = Daya dukung ijin

$$Q_g = E_g \times n \times Q_a$$

$$= 0,988 \times 6 \times 4650,11$$

$$= 60322,97 \text{ kN} > 25543 \text{ kN (OK) (Hasil perhitungan sap 2000)}$$

Tabel 4.10 Rekapitulasi Beban Qgroup Titik Pancang P6A BH – 88 Metode Mayerhoff (1977)

Depth	Beban Permanen		Depth	Beban Permanen	
	Qizin group	Kontrol		Qizin group	Kontrol
0	0.00	Bahaya	22	20265.21	Bahaya
2	1122.28	Bahaya	24	24785.00	Bahaya
4	2008.37	Bahaya	26	28861.67	Aman
6	2121.71	Bahaya	28	33824.58	Aman
8	2687.87	Bahaya	30	38787.49	Aman
10	3682.28	Bahaya	32	43041.41	Aman
12	3903.93	Bahaya	34	47827.07	Aman
14	4834.27	Bahaya	36	51815.12	Aman
16	5365.96	Bahaya	38	55980.42	Aman
18	8053.52	Bahaya	40	60322.97	Aman
20	10593.53	Bahaya			

*Bahaya : Ketika nilai Qizin grub < 25543 KN (Hasil perhitungan sap 2000)

*Aman : Ketika nilai Qizin grub > 25543 KN (Hasil perhitungan sap 2000)

2.) Kapasitas kelompok tiang pada titik P6A BH - 88 metode Luciano Decourt

dapat dihitung menggunakan persamaan (2.19) sebagai berikut :

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

$$\text{Jumlah tiang dalam satu baris (n)} = 3$$

$$\text{arc.tg (d/s), dalam derajat } (\theta) = 11,31$$

$$\text{Jarak pusat ke pusat tiang (s)} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Diameter tiang (d)} = 1,2 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah rencana tiang kelompok} = 6 \text{ buah}$$

$$\theta = \text{Arc tg} \cdot \frac{D}{S}$$

$$= \text{Arc tg} \cdot \frac{0,6}{3}$$

$$= 11,31$$

$$Eg = 1 - 11.31 \frac{(3 - 1)2 + (2 - 1)3}{90 \times 2 \times 3}$$

$$Eg=0,988$$

$$Qg = Eg \times n \times Qa$$

Dimana:

Eg = Efisiensi kelompok tiang

n = jumlah tiang

Qa = Daya dukung ijin

$$Qg = Eg \times n \times Qa$$

$$= 0,988 \times 6 \times 5242,30$$

$$= 30824,72 > 25543 \text{ kN (OK)}$$

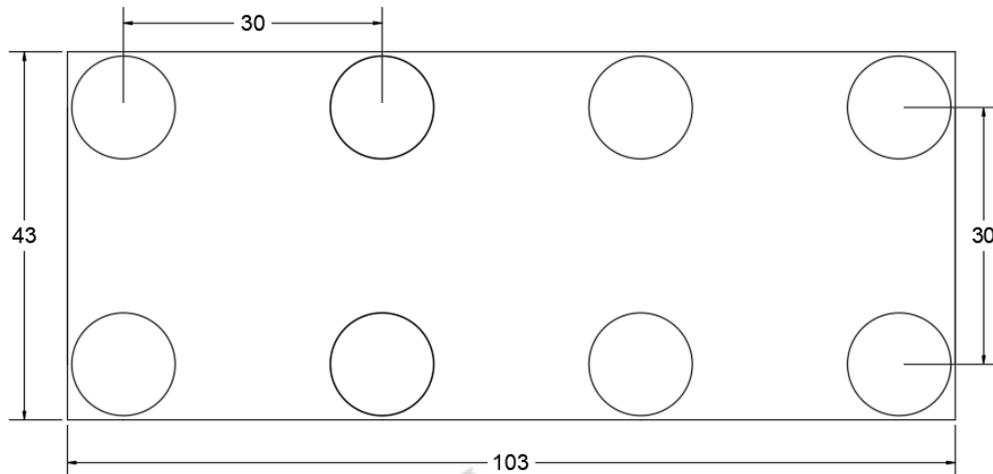
Tabel 4.11 Rekapitulasi Beban Qgroup Titik Pancang P6B BH – 89
Luciano Decourt

Depth	Beban Permanen		Depth	Beban Permanen	
	Qizin group	Kontrol		Qizin group	Kontrol
0	0.00	Bahaya	22	20104.92	Bahaya
2	2975.21	Bahaya	24	22451.50	Bahaya
4	3129.51	Bahaya	26	24999.36	Bahaya
6	3422.60	Bahaya	28	27049.99	Aman
8	3715.70	Bahaya	30	28549.10	Aman
10	4535.02	Bahaya	32	29653.66	Aman
12	6161.28	Bahaya	34	30042.32	Aman
14	10119.22	Bahaya	36	30740.14	Aman
16	12490.64	Bahaya	38	30833.23	Aman
18	14722.78	Bahaya	40	30824.72	Aman
20	17474.63	Bahaya			

*Bahaya : Ketika nilai Qizin grub < 25543 KN (Hasil perhitungan sap 2000)

*Aman : Ketika nilai Qizin grub > 25543 KN (Hasil perhitungan sap 2000)

4.6 Perhitungan Pile Cap



Gambar 4.16 Dimensi Pile Cap P6A BH - 88

4.6.1 Penulangan Pile Cap pada P6A BH – 88

Penulangan arah X

→ Data Material

Mutu Beton (f_c')	= 30 Mpa
Mutu Tulangan BJTS 700 (f_y)	= 700 Mpa
Tinggi yang ditinjau (H)	= 4300 mm
Lebar yang ditinjau (b)	= 10300 mm
Selimit Beton (cover)	= 50 mm (SNI 2847 2019 Pasal 20.6.1.3.2)
Tulangan Utama	= D32
Tinggi efektif ($d = H - \text{cover} - D/2$)	= 3650 mm
Mux	= 14709,76 kN.m = 14709760000 N.mm
Faktor reduksi tulangan (ϕ)	= 0,9 (SNI 2847 2019)
Dengan mutu beton (f_c')	= 30 Mpa, maka nilai $\beta_1 = 0,85$. (SNI 2847 2019)

a. Tulangan lentur

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta l \times \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \beta l \times \frac{0,85 \times 30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,014 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = 0,75 \times \rho_b$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,75 \times 0,014 \\
 &= 0,01 \\
 \rho_{\max} &= \frac{0,0018 \times 420}{f_y} \\
 &= \frac{0,0018 \times 420}{420} \\
 &= 0,0018
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{700}{0,85 \times 30} \\
 &= 27,45
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b_1 \times d^2} \\
 &= \frac{14709760000}{0,9 \times 2500 \times 2350^2} \\
 &= 0,32 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y} \right)} \right] \\
 &= \frac{1}{16,470} \times \left[1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2 \times 16,470 \times 2,04}{700} \right)} \right] \\
 &= 0,001
 \end{aligned}$$

Karena $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$, maka dipakai $\rho = \rho_{\text{perlu}} = 0,001$. Menurut SNI 2847 2019 besarnya As pasang harus melebihi dari As perlu, maka :

$$\begin{aligned}
 A_s_{\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,001 \times 9000 \times 2350 \\
 &= 21620 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak maksimum tulangan (SNI 2847 2019 pasal 7.7.2.3)

$$S_{\max} = 450 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan lentur D32 dengan jarak antar tulangan :

$$\begin{aligned}
 S_{\text{tulangan}} &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times b}{A_s_{\text{perlu}}} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 32^2 \times 9200}{21620} \\
 &= 342,06 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$= 342,06 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \quad \text{(Oke)}$$

$$\text{Spakai} = 300 \text{ mm}$$

Tulangan yang dipakai D32 – 300 mm

$$\begin{aligned} A_{\text{Spasang}} &= \frac{b}{s \text{ tulangan}} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{9200}{300} \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 32^2 \\ &= 24651,1 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= \text{As pasang} > \text{AS perlu (SNI 2847 2019)} \\ &= 24651,1 \text{ mm}^2 > 21620 \text{ mm}^2 \quad \text{(Oke)} \end{aligned}$$

Penulangan arah Y

→ Data Material

$$\text{Mutu Beton (fc')} = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu Tulangan BJTS 700 (fy)} = 700 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tinggi yang ditinjau (H)} = 4300 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar yang ditinjau (b)} = 10300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Selimut Beton (cover)} &= 50 \text{ mm (SNI 2847 2019 Pasal} \\ & \quad \text{20.6.1.3.2)} \end{aligned}$$

$$\text{Tulangan Utama} = \text{D32}$$

$$\text{Tinggi efektif (d = H-cover-D/2)} = 3650 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Muy} &= 15139,33 \text{ kN.m} = 15139330000 \\ & \quad \text{N.mm} \end{aligned}$$

$$\text{Faktor reduksi tulangan } (\phi) = 0,9 \text{ (SNI 2847 2019)}$$

$$\begin{aligned} \text{Dengan mutu beton (fc')} &= 30 \text{ Mpa, maka nilai } \beta_1 = 0,85. \\ & \quad \text{(SNI 2847 2019)} \end{aligned}$$

a. Tulangan lentur

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta l \times \frac{0,85 \times fc'}{fy} \times \frac{600}{600 + fy} \\ &= \beta l \times \frac{0,85 \times 30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,014 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{max}} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,014 \\ &= 0,01 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{max}} = \frac{0,0018 \times 420}{fy}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{0,0018 \times 420}{420} \\
&= 0,0018 \\
m &= \frac{fy}{0,85 \times fc'} \\
&= \frac{700}{0,85 \times 30} \\
&= 27,45 \\
Rn &= \frac{mu}{\phi \times b1 \times d2} \\
&= \frac{15139330000}{0,9 \times 9200 \times 2350^2} \\
&= 0,33 \text{ N/mm} \\
\rho_{\max} &= \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy} \right)} \right] \\
&= \frac{1}{27,45} \times \left[1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2 \times 27,45 \times 0,33}{700} \right)} \right] \\
&= 0,001
\end{aligned}$$

Karena $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$, maka dipakai $\rho = \rho_{\text{perlu}} = 0,002$. Menurut SNI 2847 2019 besarnya As pasang harus melebihi dari As perlu, maka :

$$\begin{aligned}
A_{S \text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\
&= 0,001 \times 9200 \times 2350 \\
&= 21162 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Jarak maksimum tulangan (SNI 2847 2019 pasal 7.7.2.3)

$$S_{\max} = 450 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan lentur D32 dengan jarak antar tulangan :

$$\begin{aligned}
S_{\text{tulangan}} &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times b}{A_{S \text{ perlu}}} \\
&= \frac{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 32^2 \times 9200}{211620} \\
&= 342,06 \text{ mm} \\
&= 342,06 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \quad \text{(Oke)}
\end{aligned}$$

$$S_{\text{pakai}} = 300 \text{ mm}$$

Tulangan yang dipakai D32 – 300 mm

$$A_{S \text{ pasang}} = \frac{b}{s \text{ tulangan}} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

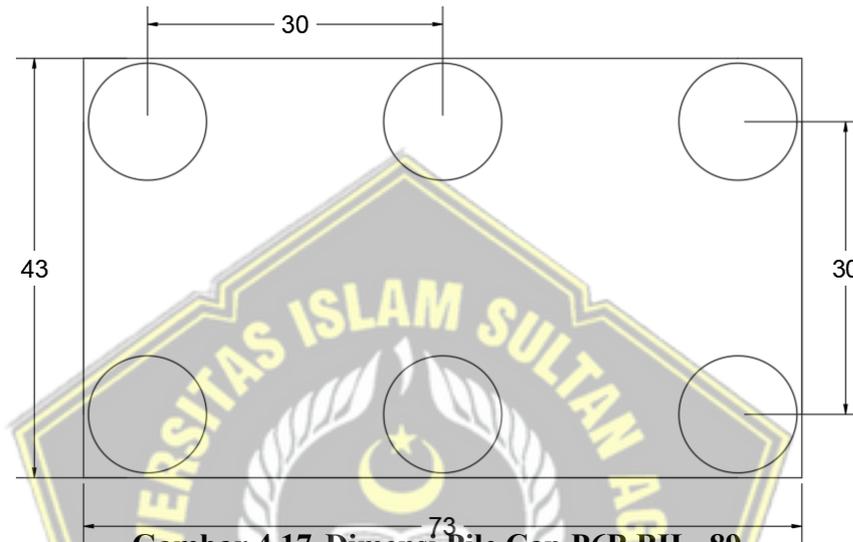
$$= \frac{9200}{300} \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 32^2$$

$$= 24651,1 \text{ m}^2$$

Syarat = $A_{S \text{ pasang}} > A_{S \text{ perlu}}$ (SNI 2847 2019)

$$= 24651,1 \text{ mm}^2 > 21162 \text{ mm}^2 \quad \text{(Oke)}$$

4.6.2 Penulangan Pile Cap pada P6B BH – 89



Gambar 4.17 Dimensi Pile Cap P6B BH - 89

Penulangan arah X

→ Data Material

Mutu Beton (f_c') = 30 Mpa

Mutu Tulangan BJTS 700 (f_y) = 700 Mpa

Tinggi yang ditinjau (H) = 4300 mm

Lebar yang ditinjau (b) = 7300 mm

Selimut Beton (cover) = 50 mm (SNI 2847 2019 Pasal 20.6.1.3.2)

Tulangan Utama = D32

Tinggi efektif ($d = H - \text{cover} - D/2$) = 3650 mm

Mux = 25377,44 kN.m = 25377440000 N.mm

Faktor reduksi tulangan (ϕ) = 0,9 (SNI 2847 2019)

Dengan mutu beton (f_c') = 30 Mpa, maka nilai $\beta_1 = 0,85$.
(SNI 2847 2019)

b. Tulangan lentur

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta l \times \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \beta l \times \frac{0,85 \times 30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,014\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,014 \\ &= 0,01\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= \frac{0,0018 \times 420}{f_y} \\ &= \frac{0,0018 \times 420}{420} \\ &= 0,0018\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\ &= 16,470\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} \\ &= \frac{25377440000}{0,9 \times 2500 \times 2350^2} \\ &= 2,04 \text{ N/mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y} \right)} \right] \\ &= \frac{1}{16,470} \times \left[1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2 \times 16,470 \times 2,04}{700} \right)} \right] \\ &= 0,002\end{aligned}$$

Karena $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$, maka dipakai $\rho = \rho_{\text{perlu}} = 0,002$.

Menurut SNI 2847 2019 besarnya As pasang harus melebihi dari As perlu, maka :

$$\begin{aligned}A_{s \text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,002 \times 6200 \times 2350 \\ &= 29140 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jarak maksimum tulangan (SNI 2847 2019 pasal 7.7.2.3)

$$S_{\max} = 450 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan lentur D32 dengan jarak antar tulangan :

$$\begin{aligned} S_{\text{tulangan}} &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times b}{A_{s \text{ perlu}}} \\ &= \frac{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 32^2 \times 6200}{29140} \\ &= 171,03 \text{ mm} \\ &= 171,03 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \quad (\text{Oke}) \end{aligned}$$

$$S_{\text{pakai}} = 150 \text{ mm}$$

Tulangan yang dipakai D32 – 150 mm

$$\begin{aligned} A_{S \text{ pasang}} &= \frac{b}{s \text{ tulangan}} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{6200}{150} \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 32^2 \\ &= 33225,38 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= A_{s \text{ pasang}} > A_{s \text{ perlu}} \quad (\text{SNI 2847 2019}) \\ &= 33225,38 > 29140 \quad (\text{Oke}) \end{aligned}$$

Penulangan arah Y

→ Data Material

$$\text{Mutu Beton (fc')} = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu Tulangan BJTS 700 (fy)} = 700 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tinggi yang ditinjau (H)} = 4300 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar yang ditinjau (b)} = 7300 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut Beton (cover)} = 50 \text{ mm (SNI 2847 2019 Pasal 20.6.1.3.2)}$$

$$\text{Tulangan Utama} = \text{D32}$$

$$\text{Tinggi efektif (d = H-cover-D/2)} = 2350 \text{ mm}$$

$$\text{Muy} = 7936.38 \text{ kN.m} = 7936380000 \text{ N.mm}$$

$$\text{Faktor reduksi tulangan } (\phi) = 0,9 \text{ (SNI 2847 2019)}$$

$$\begin{aligned} \text{Dengan mutu beton (fc')} &= 30 \text{ Mpa, maka nilai } \beta_1 = 0,85. \\ & \text{(SNI 2847 2019)} \end{aligned}$$

b. Tulangan lentur

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta l x \frac{0,85 x f_c'}{f_y} x \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \beta l x \frac{0,85 x 30}{420} x \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,014\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 x \rho_b \\ &= 0,75 x 0,014 \\ &= 0,01\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= \frac{0,0018 x 420}{f_y} \\ &= \frac{0,0018 x 420}{420} \\ &= 0,0018\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}m &= \frac{f_y}{0,85 x f_c'} \\ &= \frac{700}{0,85 x 30} \\ &= 27,45\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{7936380000}{\phi x b_1 x d^2} \\ &= \frac{25377440000}{0,9 x 2500 x 2350^2} \\ &= 0,64 \text{ N/mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= \frac{1}{m} x \left[1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2 x m x R_n}{f_y} \right)} \right] \\ &= \frac{1}{27,45} x \left[1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2 x 27,45 x 0,64}{700} \right)} \right] \\ &= 0,001\end{aligned}$$

Karena $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$, maka dipakai $\rho = \rho_{\text{perlu}} = 0,001$.

Menurut SNI 2847 2019 besarnya As pasang harus melebihi dari As perlu, maka :

$$\begin{aligned}A_{S \text{ perlu}} &= \rho x b x d \\ &= 0,001 x 6200 x 2350 \\ &= 14570 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jarak maksimum tulangan (SNI 2847 2019 pasal 7.7.2.3)

$$S_{\max} = 450 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan lentur D32 dengan jarak antar tulangan :

$$\begin{aligned}
 S_{\text{tulangan}} &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times b}{A_s \text{ perlu}} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 32^2 \times 6200}{14570} \\
 &= 342,06 \text{ mm} \\
 &= 342,06 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \quad \text{(Oke)}
 \end{aligned}$$

$$S_{\text{pakai}} = 300 \text{ mm}$$

Tulangan yang dipakai D32 – 300 mm

$$\begin{aligned}
 A_{S_{\text{pasang}}} &= \frac{b}{s_{\text{tulangan}}} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= \frac{6200}{300} \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 32^2 \\
 &= 16612,7 \text{ mm}^2 \\
 \text{Syarat} &= A_{S_{\text{pasang}}} > A_{S_{\text{perlu}}} \quad \text{(SNI 2847 2019)} \\
 &= 16612,7 \text{ mm}^2 > 14570 \text{ mm}^2 \quad \text{(Oke)}
 \end{aligned}$$

4.7 Analisis Penurunan (Settlement)

4.7.1 Penurunan Tiang Tunggal P6A BH - 88

Ketika lapisan tanah terkena beban, tanah dapat mengalami regangan atau penurunan (*settlement*). Regangan ini disebabkan oleh perubahan susunan tanah atau pengurangan rongga pori dan air dalam tanah.

- Data pondasi spun pile:

$$\text{Panjang Bored pile (L)} = 40 \text{ m.}$$

$$\text{Diameter Bored pile (D)} = 1,2 \text{ m.}$$

$$\text{Luas Penampang Tiang (A_p)} = 1,13 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 Q &= 25543 \text{ kN} \\
 &= 2604,66 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$f_c' \text{ tiang} = 52 \text{ Mpa}$$

Dimana:

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{D}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p} \quad \text{(Persamaan 2.20)} \\
 &= \frac{1,2}{100} + \frac{2604,66 \times 40}{1,13 \times 3456039,52} \\
 &= 0,038 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$= 38 \text{ mm}$$

Besar penurunan yang diijinkan (S ijin) yaitu $S_{\text{total}} \leq S_{\text{ijin}}$ (persamaan 2.22)

$$\begin{aligned} S_{\text{ijin}} &= 10\% \times D \\ &= 10\% \times 1200 \text{ mm} \\ &= 120 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$S_{\text{total}} \leq S_{\text{ijin}}$$

38 cm ≤ 120 mm (Oke) (menurut Reese & Wright (1997), persamaan 2.22)

4.7.2 Penurunan Tiang Tunggal P6B BH – 89

Ketika lapisan tanah terkena beban, tanah dapat mengalami regangan atau penurunan (settlement). Regangan ini disebabkan oleh perubahan susunan tanah atau pengurangan rongga pori dan air dalam tanah.

- Data pondasi spun pile:

$$\text{Panjang Bored pile (L)} = 40 \text{ m.}$$

$$\text{Diameter Bored pile (D)} = 1,2 \text{ m.}$$

$$\text{Luas Penampang Tiang (A_p)} = 1,13 \text{ m}^2$$

$$Q = 25543 \text{ kN}$$

$$= 2604,66 \text{ ton}$$

$$f_c' \text{ tiang} = 52 \text{ Mpa}$$

Dimana:

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p} \quad (\text{Persamaan 2.20})$$

$$= \frac{1,2}{100} + \frac{2604,66 \times 40}{1,13 \times 3456039,52}$$

$$= 0,038 \text{ m}$$

$$= 38 \text{ mm}$$

Besar penurunan yang diijinkan (S ijin) yaitu $S_{\text{total}} \leq S_{\text{ijin}}$ (persamaan 2.22)

$$\begin{aligned} S_{\text{ijin}} &= 10\% \times D \\ &= 10\% \times 1200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$= 120 \text{ cm}$$

$$S_{\text{total}} \leq S_{\text{ijin}}$$

38 cm ≤ 120 mm (Oke) (menurut Reese & Wright (1997), persamaan 2.22)

4.7.3 Analisis Penurunan Kelompok Tiang

Menurut Vesic (1977), penurunan kelompok tiang/pile group bisa dihitung menggunakan persamaan:

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

1.) Penurunan kelompok tiang P6A BH - 88

Penurunan tiang tunggal (S) = 38 mm

Lebar kelompok tiang (Bg) = 10300 mm

Diameter tiang (D) = 1200 mm

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

$$S_g = 38 \sqrt{\frac{10300}{1200}}$$

$$S_g = 111,3 \text{ mm}$$

$$S_{\text{izin}} = L/250 \quad (\text{persamaan 2.23})$$

$$= 40000/250$$

$$= 160 \text{ mm}$$

$$S_g \leq S_{\text{izin}}$$

111,3 ≤ 160 (Oke) (Menurut Resse & Wright, persamaan 2.23)

2.) Penurunan kelompok tiang P6B BH - 89

Penurunan tiang tunggal (S) = 38 mm

Lebar kelompok tiang (Bg) = 7300mm

Diameter tiang (D) = 1200 mm

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

$$S_g = 38 \sqrt{\frac{7300}{1200}}$$

$$S_g = 93,7 \text{ mm}$$

$$S_{izin} = L/250 \quad (\text{persamaan 2.23})$$

$$= 40000/250$$

$$= 160 \text{ mm}$$

$$S_g \leq S_{izin}$$

$$111,3 \leq 160 \text{ (Oke)} \quad (\text{Menurut Resse \& Wright, persamaan 2.23})$$

4.7.4 Hasil Analisis Penurunan Tiang Menggunakan Plaxis

Pada Perhitungan sebelumnya telah dilakukan analisa penurunan dengan metode perhitungan pondasi secara manual kemudian akan dibandingkan dengan dengan perhitungan dengan aplikasi PLAXIS V.8.6. Aplikasi PLAXIS V.8.6 pada laporan ini digunakan untuk mengilustrasikan dan menganalisa penurunan pada pondasi di titik P6A BH – 88 dan P6B BH – 89.

Dibawah ini tahapan penginputan penurunan pondasi tiang melalui Plaxis V.8.6

Tabel 4.12 Data Pondasi Spun pile

No	Data	Keterangan	Satuan
1	Diameter Tiang	1.2	m
2	Mutu beton f_c'	52	Mpa
3	Modulus Elastisitas (E_p)	33892182	kN/m ²
4	Luas Penampang (A_p)	1.13	m ²
5	Momen Inersia (I)	0.07	m ⁴
6	Kekakuan Normal (E_a) = $A_p \times E_p$	38298165.6	kN/m ²
7	Kekakuan Lentur (EI) = $I \times E_p$	2372452.74	kN.m ²
8	Berat jenis beton	24	kN/m ³
9	Angka Poisson (μ)	0.35	
10	Beban Terdistribusi (w) = $A_p \times B_j$ beton	27.12	kN/m/m

Tabel 4.13 Data Pile Cap P6A BH - 88

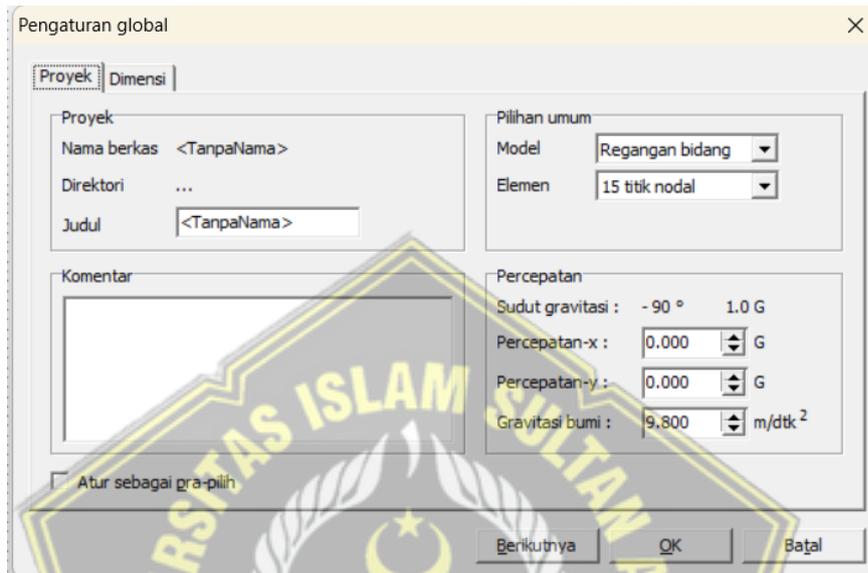
No	Data	Keterangan	Satuan
1	Dimensi Pile Cap	4,3 x 10,3	m
2	Mutu beton f_c'	30	Mpa
3	Modulus Elastisitas (E_p)	25742960.2	kN/m ²
4	Luas Penampang (A_p)	702	m ²
5	Momen Inersia (I)	546.75	m ⁴
6	Kekakuan Normal (E_a) = $A_p \times E_p$	18071558062	kN/m ²
7	Kekakuan Lentur (EI) = $I \times E_p$	14074963491	kN.m ²
8	Berat jenis beton	24	kN/m ³
9	Angka Poisson (μ)	0.35	
10	Beban Terdistribusi (w) = $A_p \times B_j$ beton	16848	kN/m/m

Tabel 4.14 Data Pile Cap P6B BH - 89

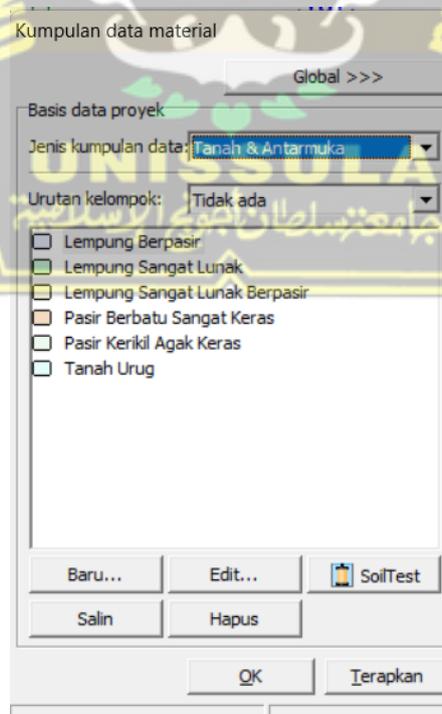
No	Data	Keterangan	Satuan
1	Dimensi Pile Cap	4,3 x 7,3	m
2	Mutu beton f_c'	30	Mpa
3	Modulus Elastisitas (E_p)	25742960.2	kN/m ²
4	Luas Penampang (A_p)	702	m ²
5	Momen Inersia (I)	546.75	m ⁴
6	Kekakuan Normal (E_a) = $A_p \times E_p$	18071558062	kN/m ²
7	Kekakuan Lentur (EI) = $I \times E_p$	14074963491	kN.m ²
8	Berat jenis beton	24	kN/m ³
9	Angka Poisson (μ)	0.35	
10	Beban Terdistribusi (w) = $A_p \times B_j$ beton	16848	kN/m/m

→ Berikut tahapan perhitungan Pondasi Spun Pile pada P6A BH - 88 dengan PLAXIS V.8.6:

1. Langkah pertama menentukan judul, model, elemen, dan percepatan yang pada kotak dialog dimensi atur satuan, dimensi dan input material.

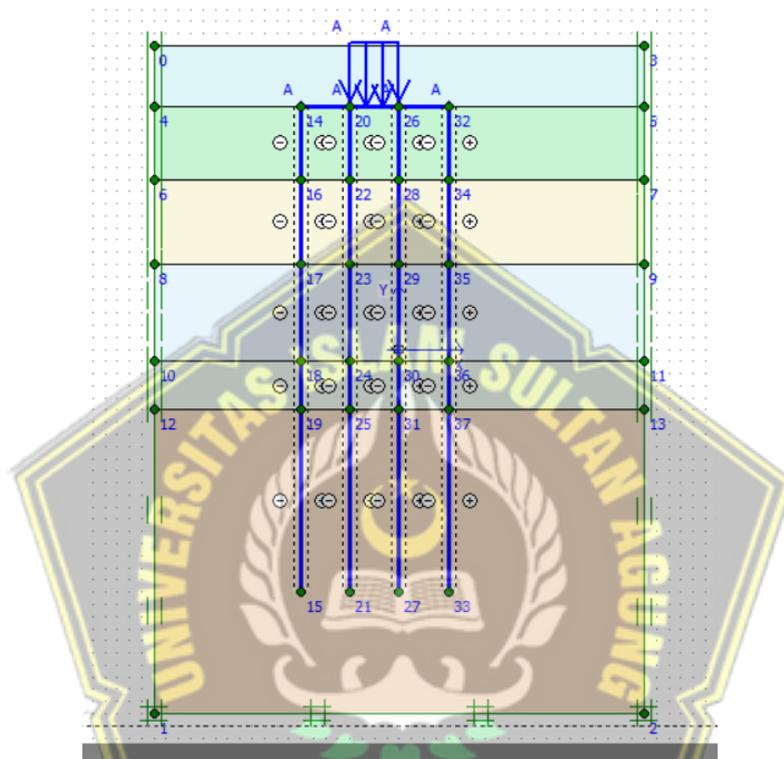


Gambar 4.18 Pengaturan Global Plaxis

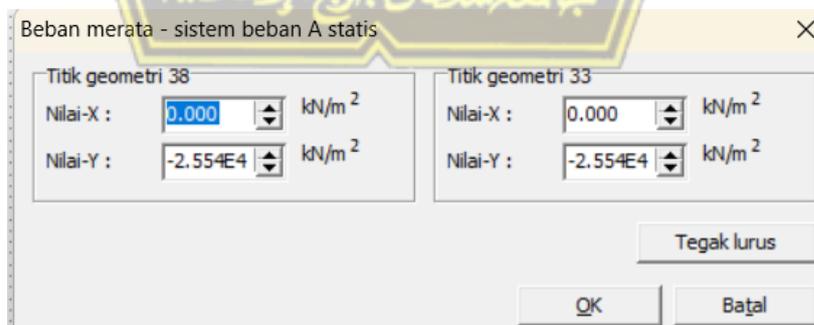


Gambar 4.19 Input Material Properties P6A BH - 88

- Menggambarkan interaksi antara tanah dengan struktur (*soil interaction*) dan menggambar Input nilai beban terpusat bangunan dengan menambahkan nilai beban sebesar 25543 kN Menentukan kondisi batas menggunakan standard fixities membentuk tumpuan rol pada bagian dasar dan bagian sisi kanan kiri membentuk jepit.



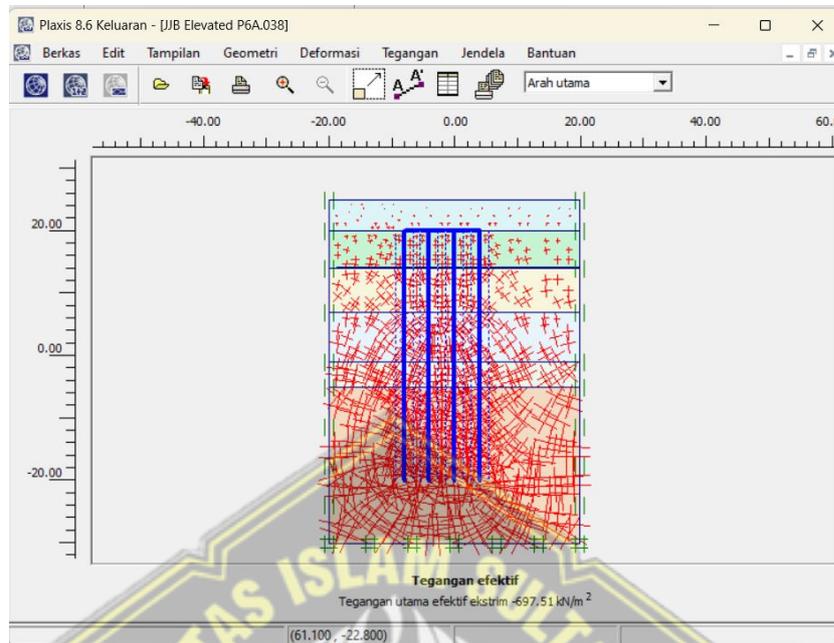
Gambar 4.20 Permodelan dan Interaksi Antar Tanah



Gambar 4.21 Input Beban Terpusat

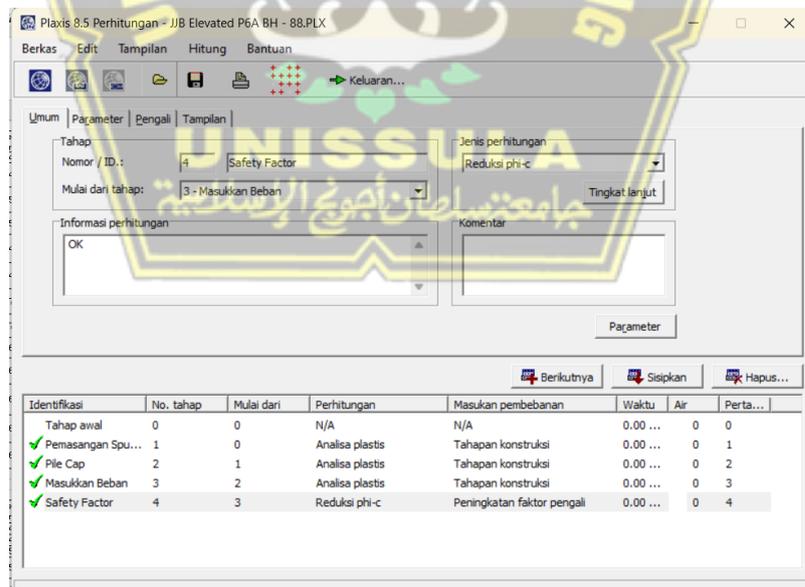
- Menambahkan muka air tanah klik *initial conditions* γ water =10 kN/m³ lalu gambarkan muka air tanah dengan klik *phreatic level* dan

Untuk melihat tekanan air pori aktif dengan mengaktifkan tegangan efektif.

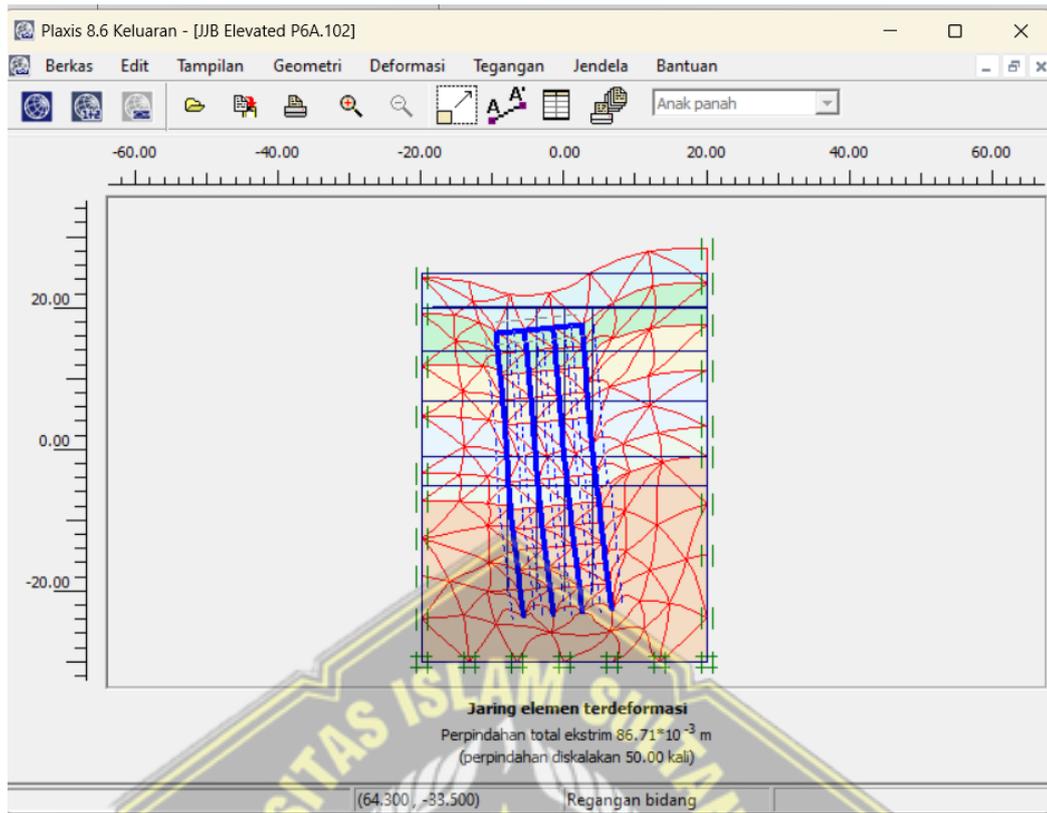


Gambar 4.22 Tegangan Efektif Spun Pile

4. Memerhitungkan hasil penurunan dengan identifikasi semua perhitungan hingga sudah tercentang hijau.



Gambar 4.23 Analisis Perhitungan Tiang Kelompok P6A BH – 88

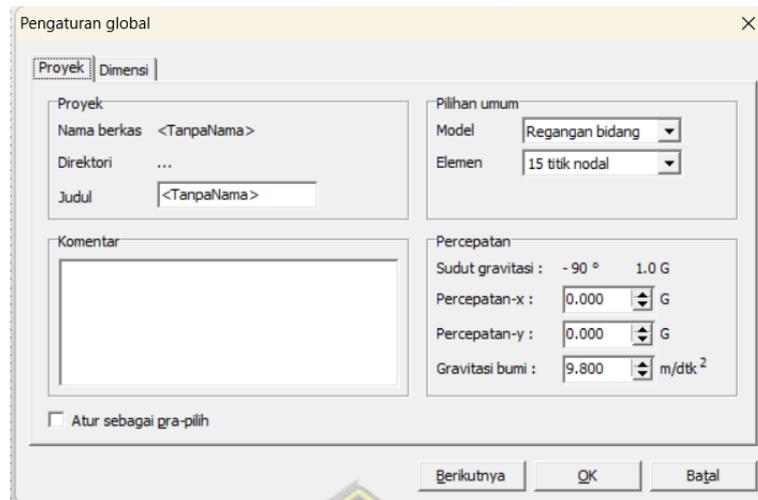


Gambar 4.24 Perpindahan Total Tiang Kelompok P6A BH – 88

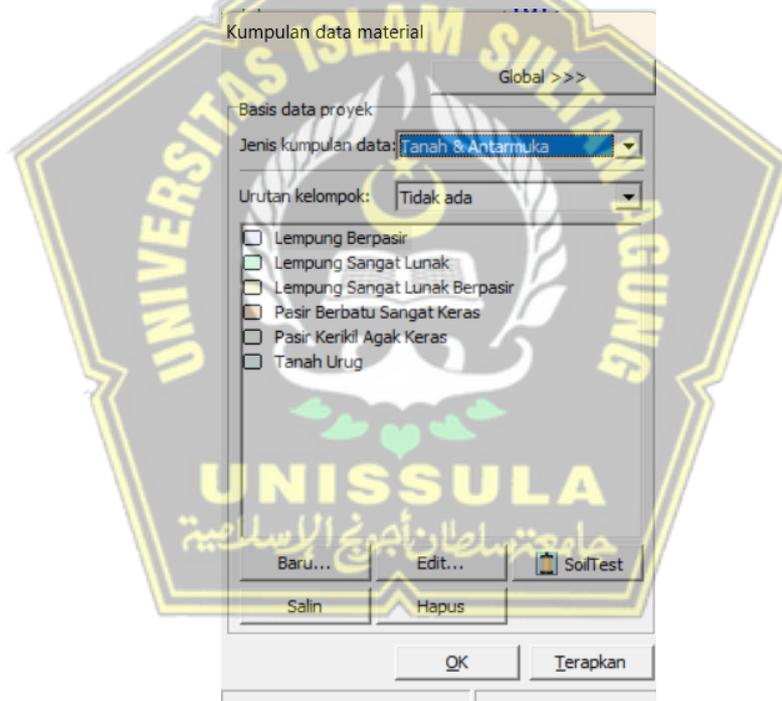
5. Jadi dari permodel dengan program PLAXIS V.8.6 didapatkan hasil penurunan pondasi Spun Pile pada titik P6A BH – 88 yaitu 86,71 mm.

→ Berikut tahapan perhitungan Pondasi Soun Pile pada P6B BH - 89 dengan PLAXIS V.8.6:

1. Langkah pertama menentukan judul, model, elemen, dan percepatan yang pada kotak dialog dimensi atur satuan, dimensi dan input material.

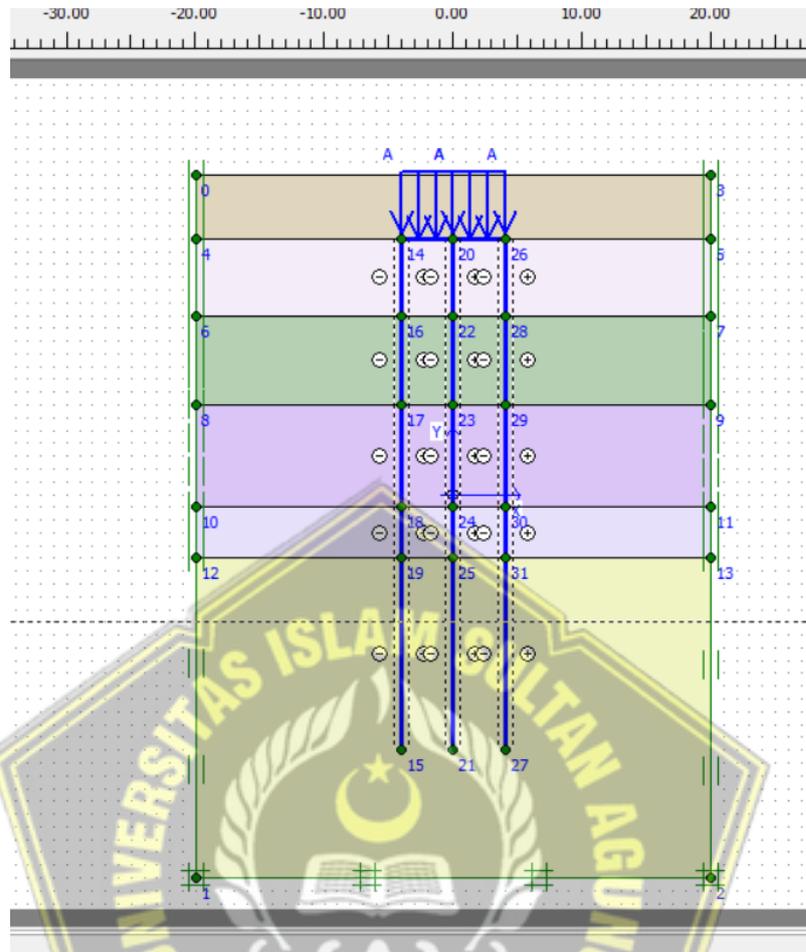


Gambar 4.25 Pengaturan Global Plaxis

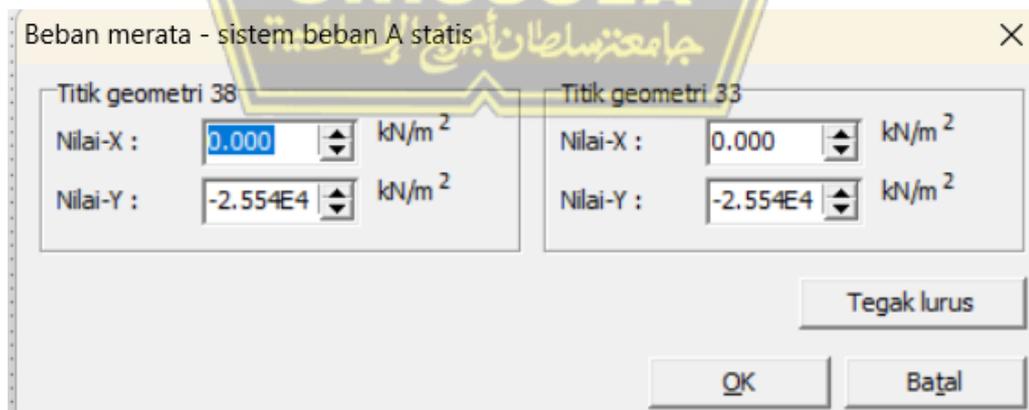


Gambar 4.26 Input Material Properties P6B BH – 89

2. Menggambarkan interaksi antara tanah dengan struktur (soil interaction) dan menggambar Input nilai beban terpusat bangunan dengan menambahkan nilai beban sebesar 25543 kN (dari SAP2000) Menentukan kondisi batas menggunakan standard fixities membentuk tumpuan rol pada bagian dasar dan bagian sisi kanan kiri membentuk jepit.



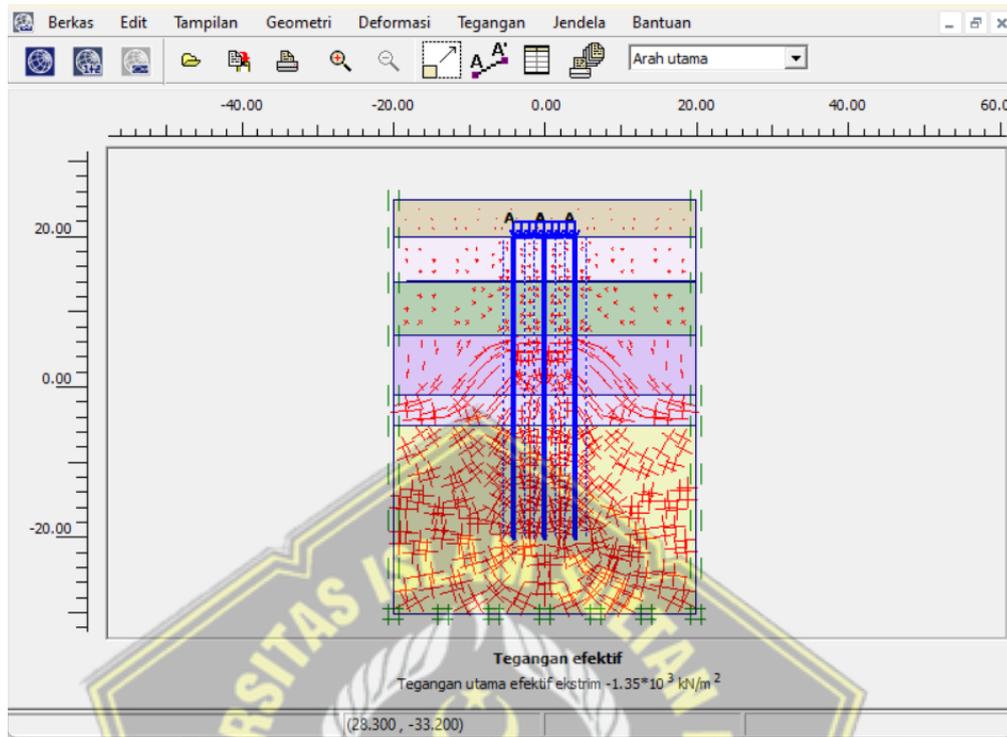
Gambar 4.27 Permodelan dan Interaksi Antar Tanah



Gambar 4.28 Input Beban Terpusat

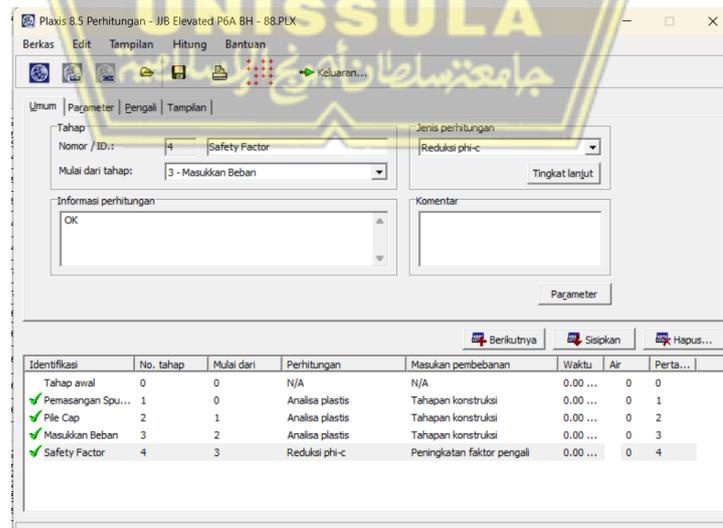
3. Menambahkan muka air tanah klik initial conditions $\gamma_{\text{water}} = 10 \text{ kN/m}^3$

lalu gambarkan muka air tanah dengan klik phreatic level dan Untuk melihat tekanan air pori aktif dengan mengaktifkan tegangan efektif.

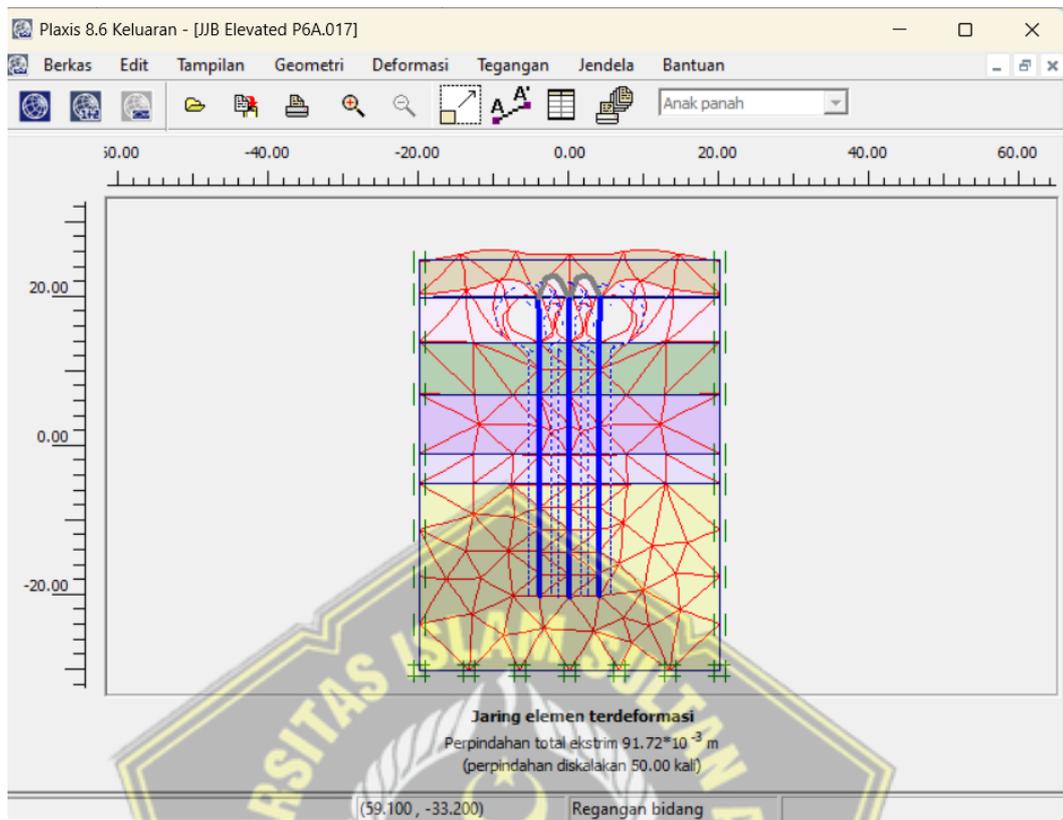


Gambar 4.29 Tegangan Efektif Spun Pile P6B BH - 89

4. Memperhitungkan hasil penurunan dengan identifikasi semua perhitungan hingga sudah tercentang hijau.



Gambar 4.30 Analisis Perhitungan Tiang Kelompok P6A BH – 88



Gambar 4.31 Perpindahan Total Tiang Kelompok P6B BH – 89

- Jadi dari permodel dengan program PLAXIS V.8.6 didapatkan hasil penurunan pondasi Spun Pile pada titik P6B BH – 89 yaitu 91,72 mm.

Tabel 4.15 Hasil Perhitungan dengan Plaxis V.8.6

Titik	Jumlah Tiang	Sg (mm)
P6A	8	86,71
P6B	6	91,72

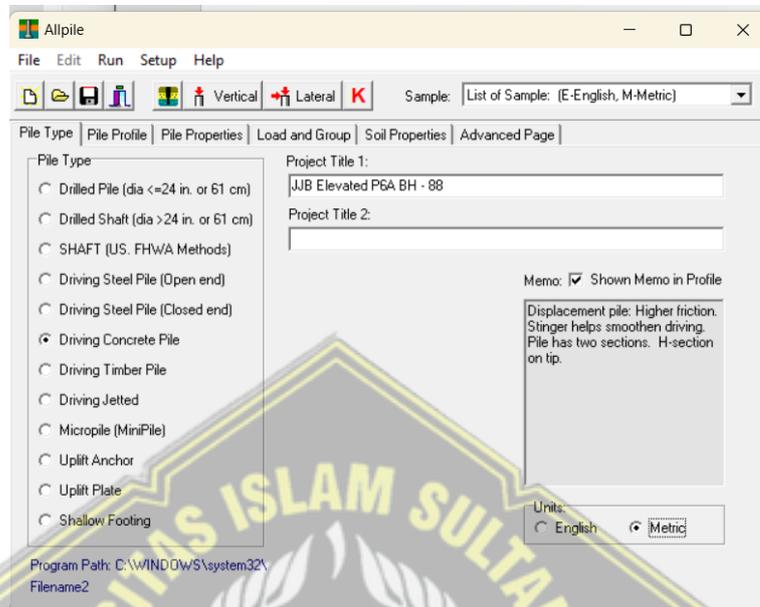
4.7.5 Hasil Analisis Penurunan Tiang Menggunakan Allpile

Pada analisis penurunan tiang menggunakan software Allpile ini akan menggunakan 2 titik yaitu titik P6A BH – 88 dan P6B BH – 89.

- Titik P6A BH - 88

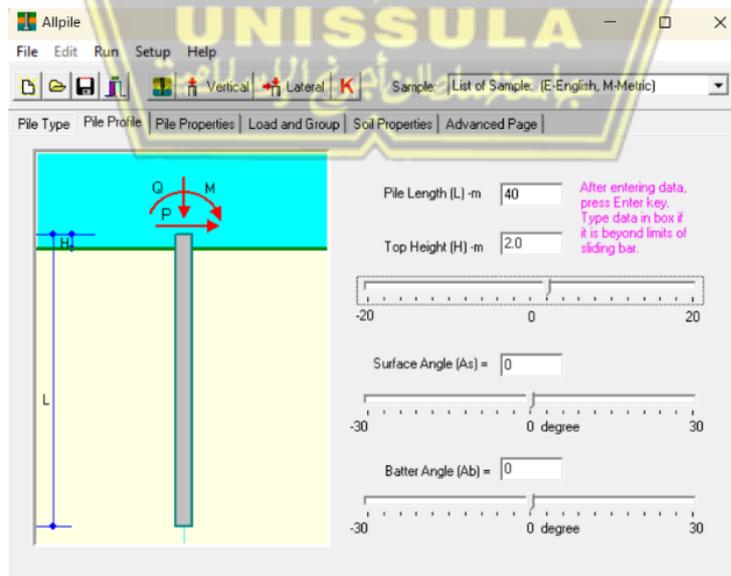
Langkah – Langkah penyelesaian dengan menggunakan Allpile sebagai berikut:

a.) Penentuan jenis fondasi dan beri judul pada proyek yang akan dibuat.



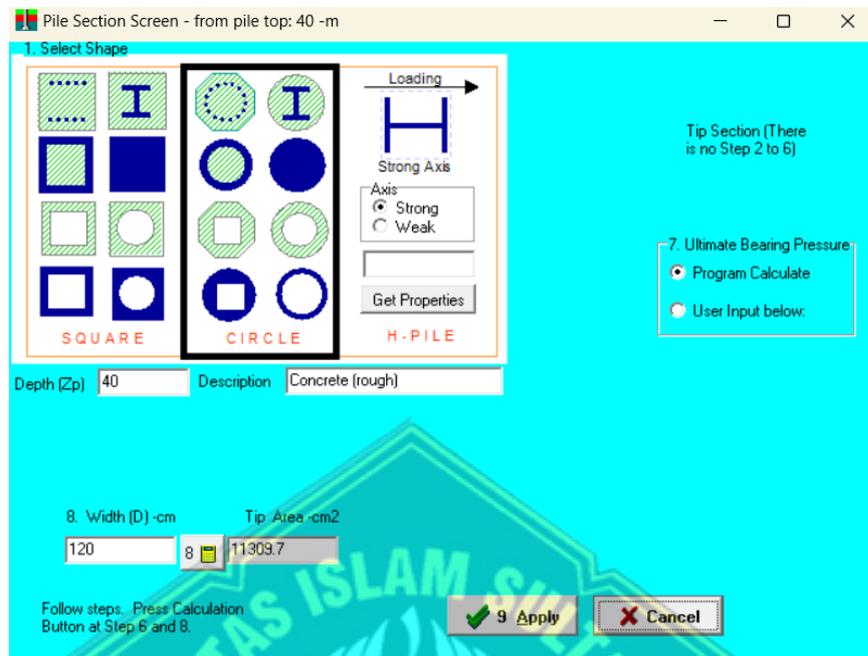
Gambar 4.32 Input data pada pile type

b.) Input data pada software yang meliputi data dan dimensi Panjang pondasi keseluruhan, nilai kemiringan tanah serta nilai kemiringan pondasi.



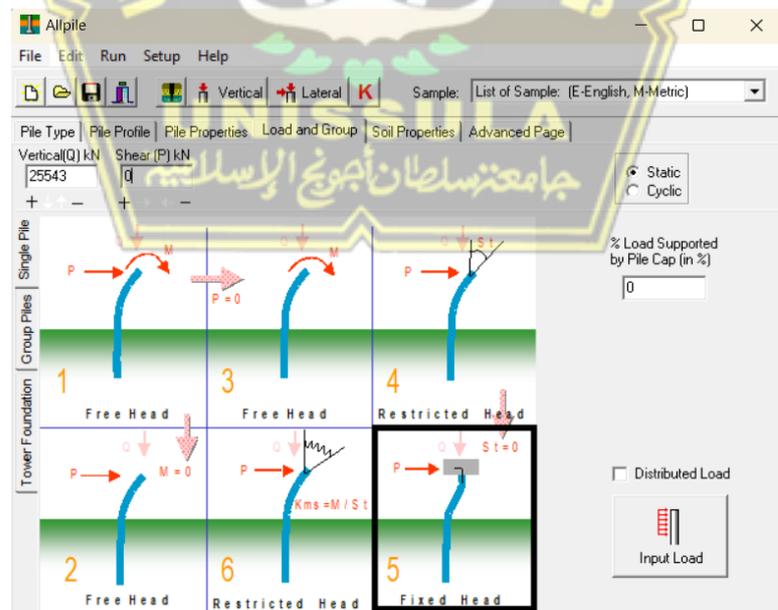
Gambar 4.33 Input data pada Pile Profile

- c.) Melakukan input data dan memilih data – data pondasi yang akan direncanakan berdasarkan material, tulangan, dan ukuran pondasi.



Gambar 4.34 Hasil input pada pile section

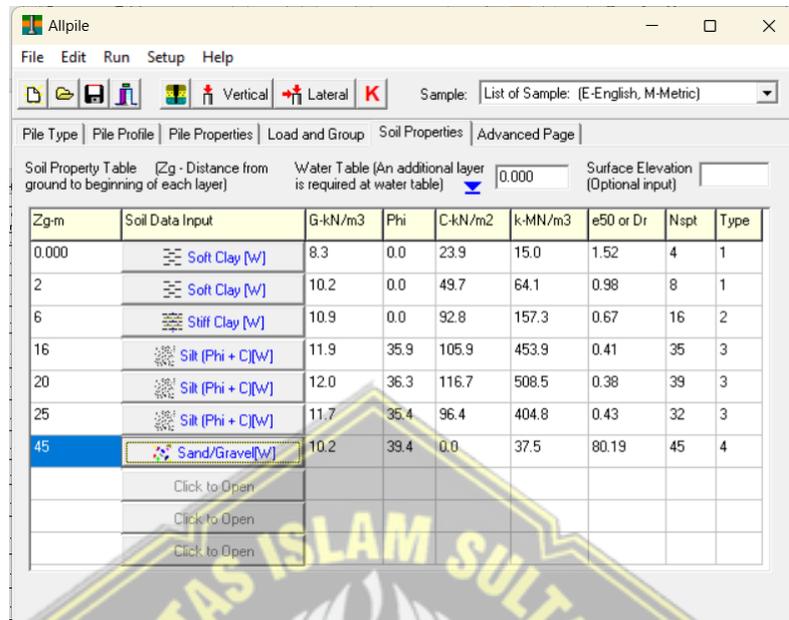
- d.) Memasukkan pembebanan yang diterima dari hasil yang diperoleh program Sap2000.



Gambar 4.35 Hasil input pada load and group

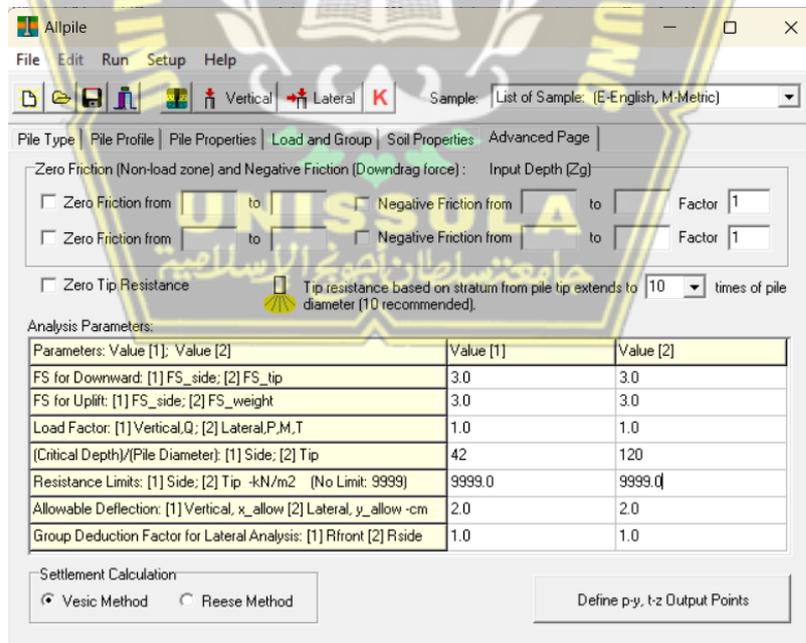
- e.) Memasukkan data – data tanah yang diperoleh dari N – SPT, serta

kedalaman tanah beserta parameter – parameter yang akan direncanakan.



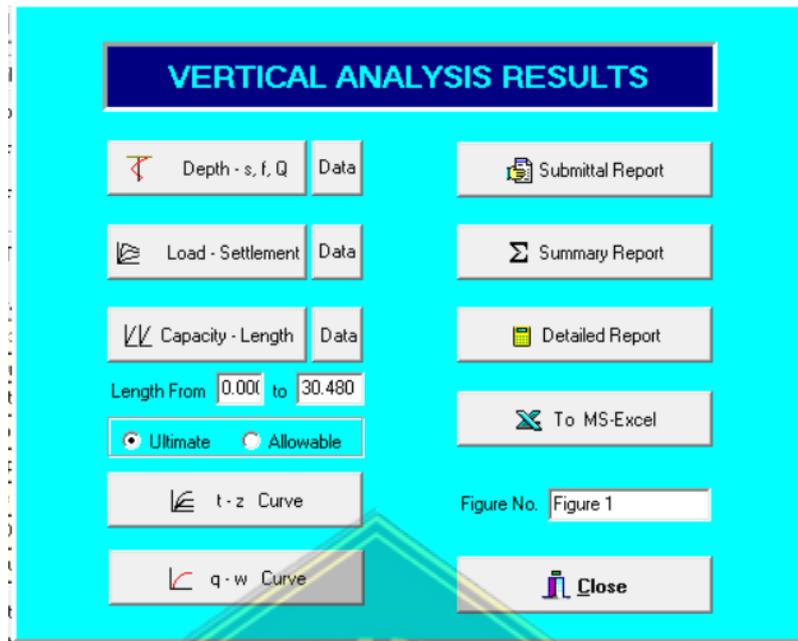
Gambar 4.36 Hasil Input dari soil properties

f.) Memasukkan angka keamanan atau safety factor.



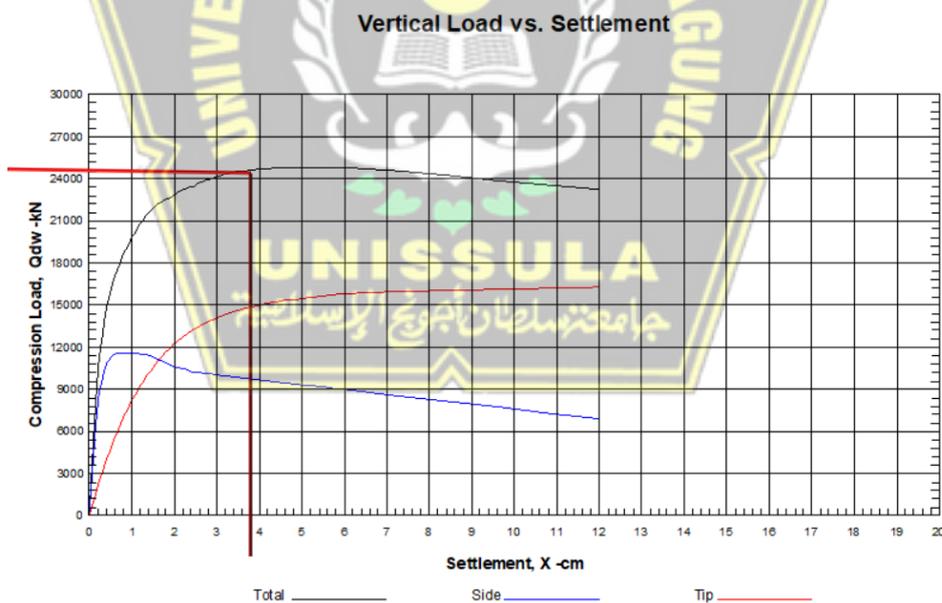
Gambar 4.37 Hasil input dari Advance pages

g.) Pada tahap terakhir mengkil opsi toolbar dengan tulisan vertical dan software akan menghasilkan data angka yang diinginkan.



Gambar 4.38 Hasil dari vertical analisis

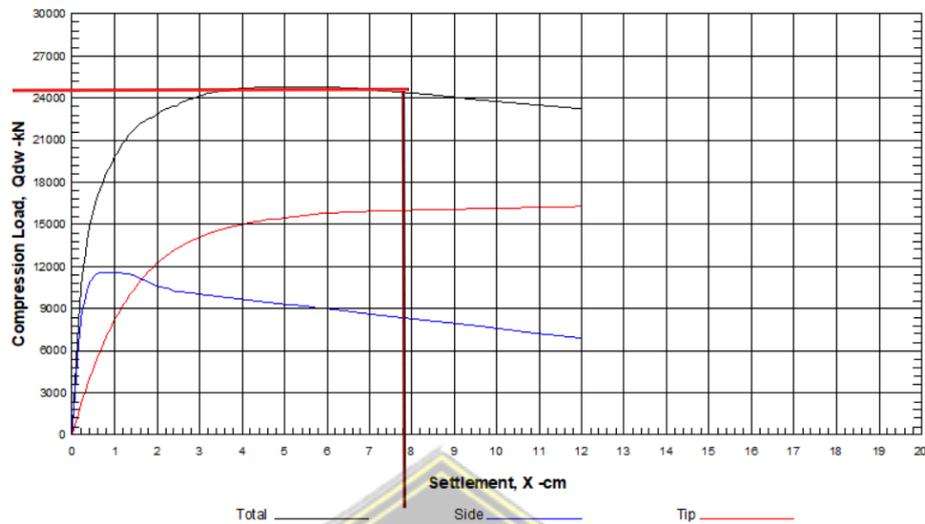
h.) Dapat dilihat pada grafik dibawah penurunan tiang Tunggal dengan $P = 25543 \text{ kN}$ pada titik P6A BH – 88 adalah sebesar $3,8 \text{ cm} = 38 \text{ mm}$



Gambar 4.39 Hasil Penurunan tiang Tunggal pada titik P6A BH – 88

i.) Dapat dilihat pada grafik dibawah penurunan kelompok tiang dengan $P = 25543 \text{ kN}$ pada titik P6A BH – 88 adalah sebesar $7,8 \text{ cm} = 78 \text{ mm}$

Vertical Load vs. Settlement

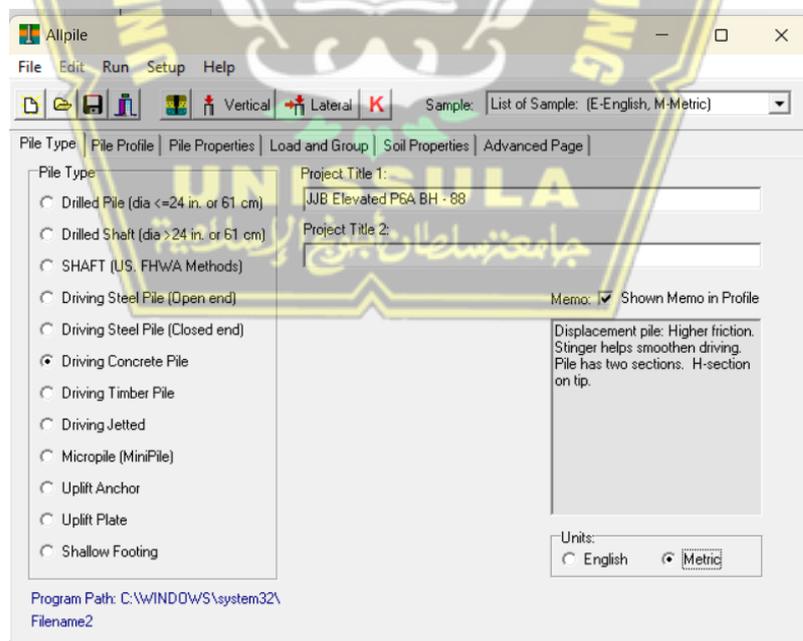


Gambar 4.40 Hasil Penurunan kelompok tiang pada titik P6A BH – 88

2.) Titik P6B BH - 89

Langkah – Langkah penyelesaian dengan menggunakan Allpile sebagai berikut:

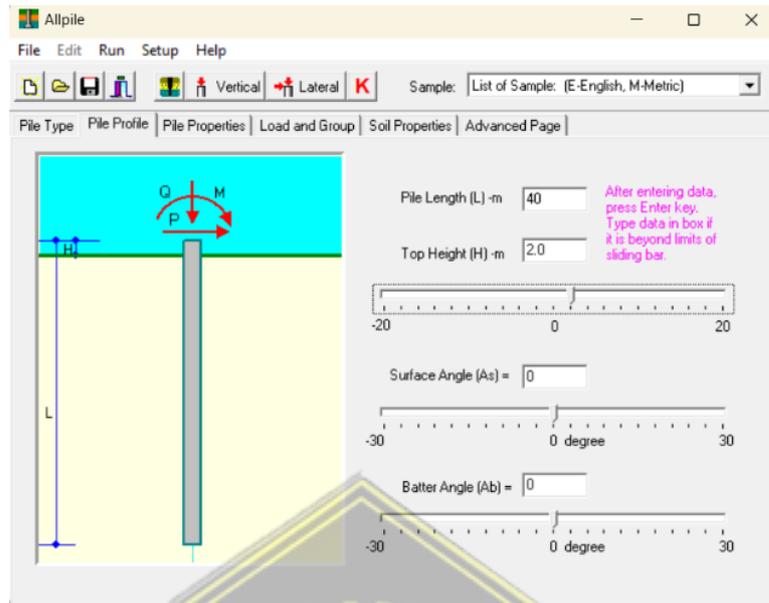
- a. Penentuan jenis fondasi dan beri judul pada proyek yang akan dibuat.



Gambar 4.41 Input data pada pile type

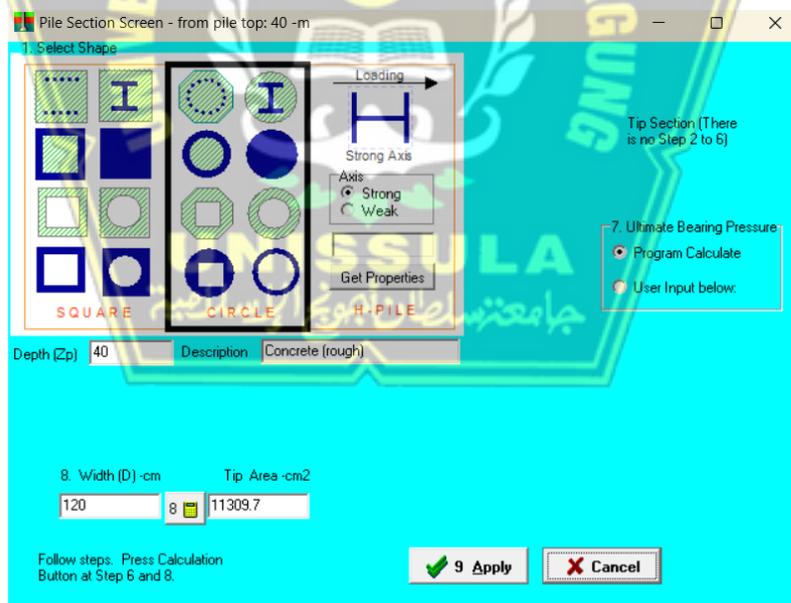
- b. Input data pada software yang meliputi data dan dimensi Panjang pondasi keseluruhan, nilai kemiringan tanah serta nilai kemiringan

pondasi.



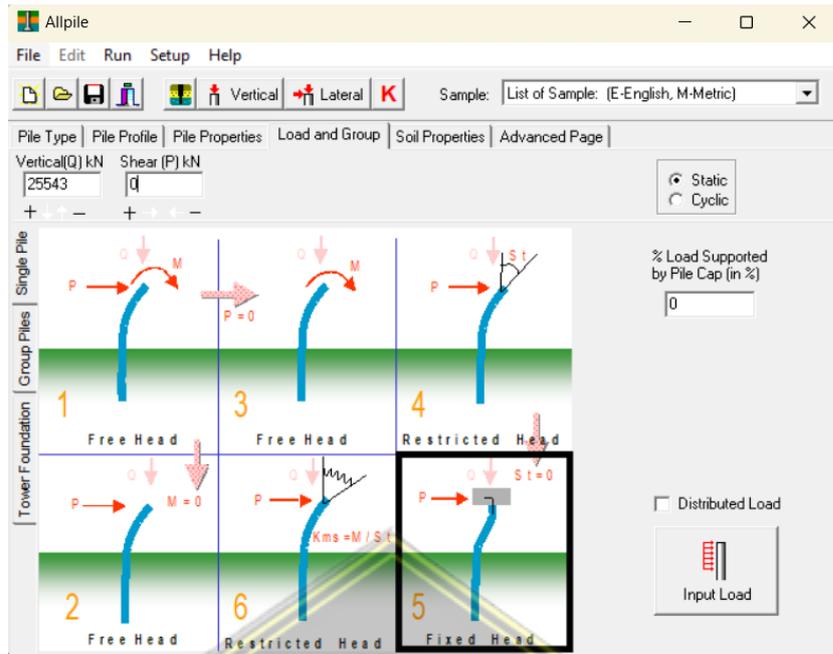
Gambar 4.42 Input data pada Pile Profile

- c. Melakukan input data dan memilih data – data pondasi yang akan direncanakan berdasarkan material, tulangan, dan ukuran pondasi.



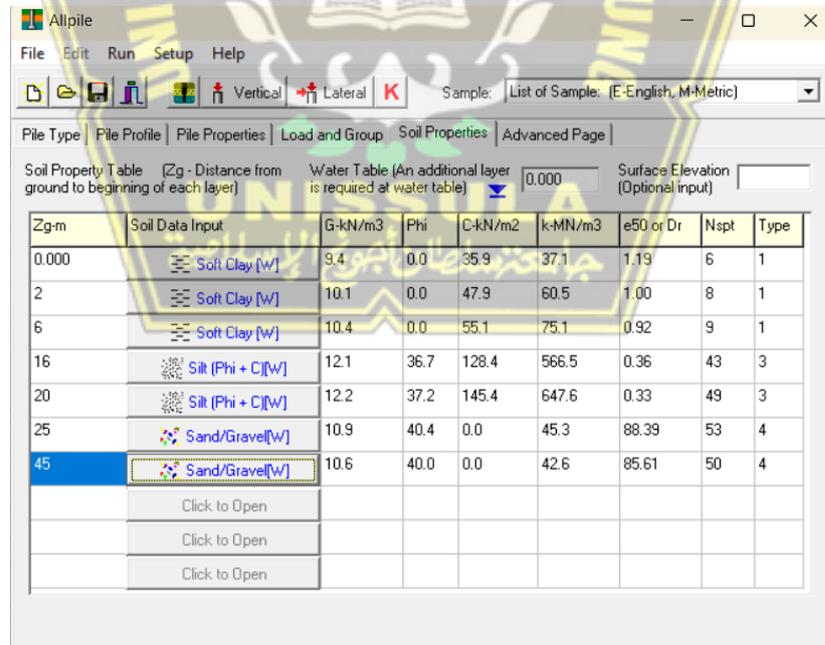
Gambar 4.43 Hasil input pada pile section

- d. Memasukkan pembebanan yang diterima dari hasil yang diperoleh program Sap2000.



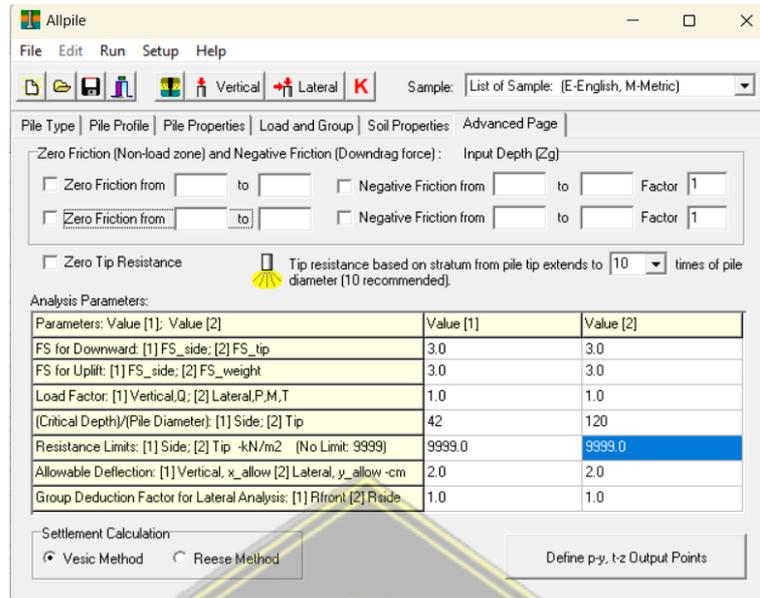
Gambar 4.44 Hasil input pada load and group

- e. Memasukkan data – data tanah yang diperoleh dari N – SPT, serta kedalaman tanah beserta parameter – parameter yang akan direncanakan.



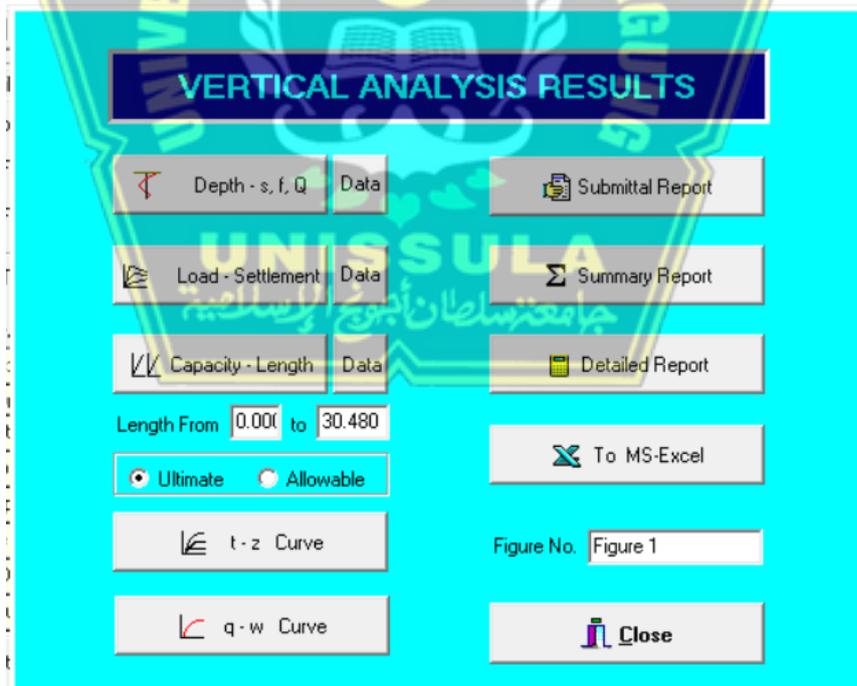
Gambar 4.45 Hasil Input dari soil properties

- f. Memasukkan angka keamanan atau safety factor.



Gambar 4.46 Hasil input dari Advance pages

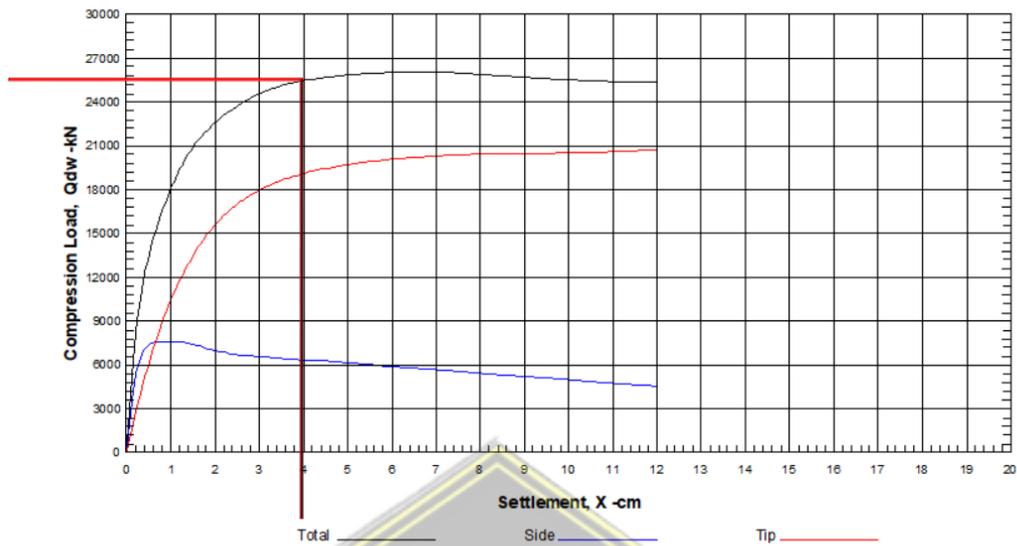
- g. Pada tahap terakhir mengklik opsi toolbar dengan tulisan vertical dan software akan menghasilkan data angka yang diinginkan.



Gambar 4.47 Hasil dari vertical analisis

- j.) Dapat dilihat pada grafik dibawah penurunan tiang tunggal dengan $P = 25543 \text{ kN}$ pada titik P6B BH – 89 adalah sebesar $4,0 \text{ cm} = 40 \text{ mm}$

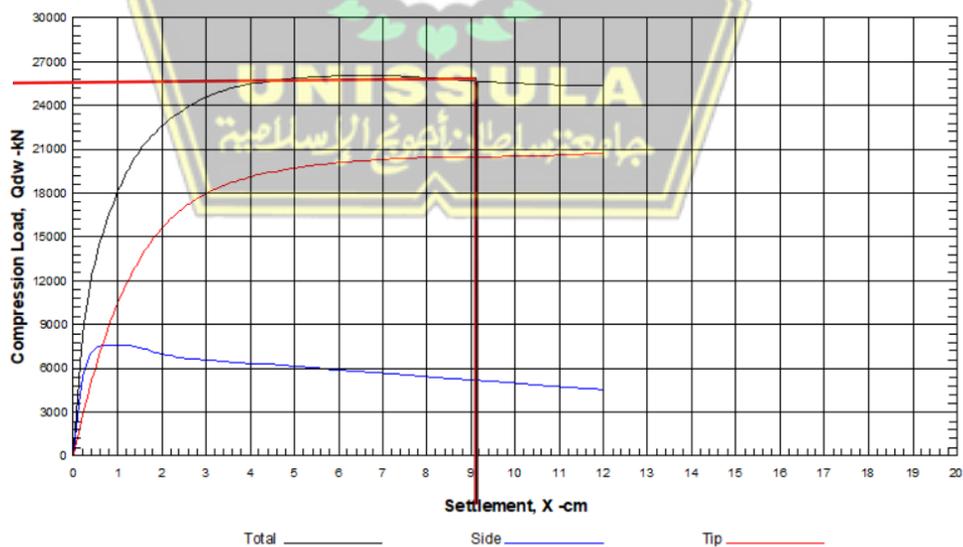
Vertical Load vs. Settlement



Gambar 4.48 Gambar 4.35 Hasil Penurunan tiang Tunggal pada titik P6B
BH – 89

- h. Dapat dilihat pada grafik dibawah penurunan kelompok tiang dengan $P = 25543 \text{ kN}$ pada titik P6B BH – 89 adalah sebesar $9,2 \text{ cm} = 92 \text{ mm}$

Vertical Load vs. Settlement



Gambar 4.49 Gambar 4.36 Hasil Penurunan kelompok tiang pada titik P6A
BH – 88

4.8 Pembahasan Hasil Analisa

Pada sub bab ini akan membahas perbandingan hasil analisa daya dukung, dan penurunan tiang tunggal dan tiang kelompok yang sudah dihitung pada bab sub bab sebelumnya.

- 1.) Hasil dari perhitungan daya dukung tiang tunggal dan kelompok tiang untuk menahan beban aksial sebesar 25543 kN bisa dilihat melalui tabel 4.16, dan tabel 4.17, dengan selisih kurang dari 10%.

Tabel 4.16 Hasil Perhitungan Daya Dukung Tiang Tunggal dan Kelompok Tiang pada Titik P6A BH - 88

Mrtode	Hasil Perhitungan Daya Dukung		
	Tiang Tunggal (kN)	Tiang Kelompok (kN)	Jumlah Tiang
Mayerhoff (196)	3601.10	28232.59	8
Luciano Decourt	3629.45	28454.91	8
Selisih	1.008%	1.0%	-

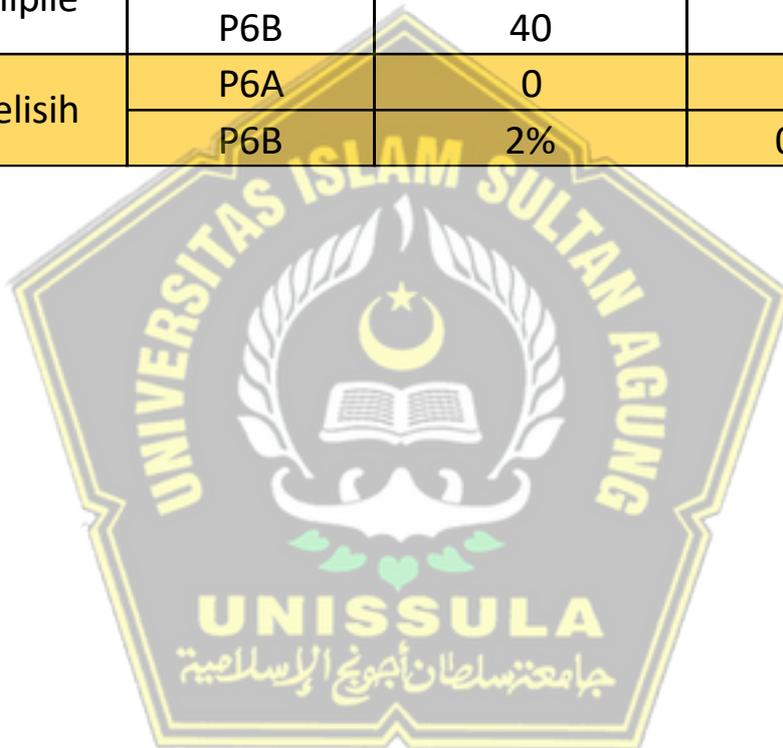
Tabel 4.17 Hasil Perhitungan Daya Dukung Tiang Tunggal dan Kelompok Tiang pada Titik P6B BH - 89

Mrtode	Hasil Perhitungan Daya Dukung		
	Tiang Tunggal (kN)	Tiang Kelompok (kN)	Jumlah Tiang
Mayerhoff (196)	4650.11	27342.67	6
Luciano Decourt	5242.30	30824.72	6
Selisih	1.127%	1.1%	-

- 2.) Hasil perhitungan penurunan tiang tunggal metode Vesic (1977) dengan perhitungan menggunakan software Plaxis V.8.6, dan Allpile bisa dilihat melalui tabel 4.18, dengan selisih kurang dari 10%, yang artinya penurunan tiang masih dalam kondisi di-izinkan (Resse & Wright, persamaan 2.22)

Tabel 4.18 Hasil Penurunan Tiang

Metode	Titik Pier	Penurunan Tiang Tunggal (mm)	Penurunan Kelompok Tiang (mm)
Vesic (1977)	P6A	38	111.3
	P6B	38	111.3
Plaxis V.8.6	P6A	-	86.71
	P6B	-	91.72
Allpile	P6A	38	78
	P6B	40	92
Selisih	P6A	0	9%
	P6B	2%	0.3%



BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

- 1.) Daya dukung didapat dua nilai yaitu untuk daya dukung tiang tunggal, dan daya dukung tiang kelompok.
 - a) Daya dukung tiang tunggal P6A BH – 88 metode Mayerhoff (1976) sebesar 3601,10 kN, dan metode Luciano Decourt sebesar 3629,45 kN. Daya Dukung tiang tunggal pada P6B BH - 89 metode Mayerhoff (1976) sebesar 4650,11 kN, dan metode Luciano Decourt sebesar 5242,30 kN.
 - b) Daya dukung tiang kelompok P6A BH – 88 metode Mayerhoff (1976) sebesar 28232,59 kN, dan metode Luciano Decourt sebesar 28454,91 kN. Daya Dukung tiang kelompok pada P6B BH - 89 metode Mayerhoff (1976) sebesar 27342,67 kN, dan metode Luciano Decourt sebesar 30824,70 kN.
- 2.) Setelah dibandingkan pada tabel 4.16, dan tabel 4.17 nilai daya dukung pada titik P6A BH – 88 dan P6B BH – 89 dengan menggunakan metode Mayerhoff (1976), dan Luciano Decourt tidak berbeda jauh (selisih kurang dari 10%) nilai daya dukung ijin pada masing – masing titik.
- 3.) Penurunan tiang didapat dua nilai yaitu untuk penurunan tiang tunggal dan penurunan tiang kelompok.
 - a.) Hasil perhitungan penurunan tiang tunggal pada titik P6A BH – 88, dan P6B BH – 89 sebesar 38 cm, yang mana kurang dari $10\% \times D$ artinya masih memenuhi izin penurunan (Resse & Wright, persamaan 2.22).
 - b.) Hasil perhitungan penurunan tiang kelompok pada titik P6A BH – 88, dan P6B BH - 89 metode Vesic (1977) sebesar 111,3 mm, program Plaxis V.8.6 sebesar 86,71 mm, dan 91,72 mm, program Allpile sebesar 78 mm, dan 92 mm yang mana kurang dari $L/250$ artinya masih memenuhi izin penurunan (Resse & Wright, persamaan 2.23).

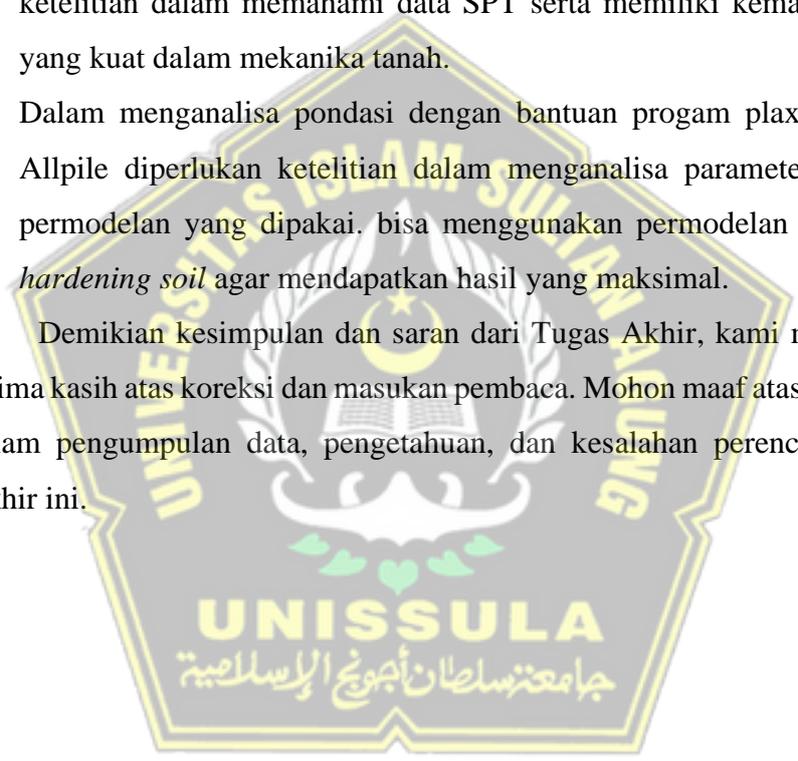
- 4.) Setelah dibandingkan pada tabel 4.18 nilai penurunan tiang tunggal dan kelompok masing – masing titik masih memenuhi izin penurunan tiang (menurut Resse & Wright, persamaan 2.22, dan persamaan 2.23).

5.2 Saran

Berdasarkan dari hasil tugas akhir, saran terkait perencanaan pondasi yang dapat bermanfaat bagi peneliti selanjutnya.

- 1.) Untuk mencapai perhitungan kapasitas daya dukung tiang tunggal yang optimal dengan metode Meyerhof (1976) dan Luciano Decourt diperlukan ketelitian dalam memahami data SPT serta memiliki kemampuan dasar yang kuat dalam mekanika tanah.
- 2.) Dalam menganalisa pondasi dengan bantuan progam plaxis V.8.6 dan Allpile diperlukan ketelitian dalam menganalisa parameter tanah, dan permodelan yang dipakai. bisa menggunakan permodelan *soft soil* dan *hardening soil* agar mendapatkan hasil yang maksimal.

Demikian kesimpulan dan saran dari Tugas Akhir, kami mengucapkan terima kasih atas koreksi dan masukan pembaca. Mohon maaf atas keterbatasan dalam pengumpulan data, pengetahuan, dan kesalahan perencanaan Tugas Akhir ini.



DAFTAR PUSTAKA

- Alysha, Z. (n.d.). *PENGARUH VARIASI DIMENSI TIANG BOR TERHADAP KAPASITAS DUKUNG AKSIAL, KAPASITAS DUKUNG LATERAL DAN PENURUNAN (THE EFFECT OF DIMENSIONS VARIATIONS ON AXIAL BEARING CAPACITY, LATERAL BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT)*.
- Fadilla, R. N., & Pradiptiya, A. (2022). Analisis Daya Dukung Pondasi Spun Pile Dievaluasi Dengan Kalendering Dan PDA. *Journal of Applied Civil Engineering and Infrastructure Technology*, 3(2), 18–25.
<https://doi.org/10.52158/jaceit.v3i2.394>
- Fahriani, F., & Apriyanti, Y. (n.d.). ANALISIS DAYA DUKUNG TANAH DAN PENURUNAN PONDASI PADA DAERAH PESISIR PANTAI UTARA KABUPATEN BANGKA. In *Jurnal*.
- Hirwo, N. (n.d.). *REVIEW PERBANDINGAN KAPASITAS DAYA DUKUNG, BIAYA DAN WAKTU PELAKSANAAN BORE PILE DAN PEMANCANGAN SPUN PILE PADA PROYEK PEMBANGUNAN APARTEMEN KAWANA GOLF RESIDENCE JABABEKA CIKARANG JAWA BARAT*.
- Kartikasari, D., & Sanhadi, ; Deny. (n.d.). *STUDI EVALUASI PONDASI TIANG PANCANG (SPUN PILE) DENGAN PONDASI TIANG BOR (BORED PILE) PADA GEDUNG KANTOR PEMERINTAH KABUPATEN LAMONGAN*.
- Rahman, A., Cahyadi, H., Arsyad Al Banjari Banjarmasin, M., & Kalimantan Muhammad Arsyad Al Banjari Banjarmasin, I. (n.d.). *ANALISIS DAYA DUKUNG PONDASI BORE PILE MENGGUNAKAN DATA SONDIR DAN SPT PADA PROYEK PEMBANGUNAN RESERVOIR SUNGAI LOBAN*.
- Ria Bela, K., & Sianto, P. (2022). PENYELIDIKAN TANAH MENGGUNAKAN METODE UJI SONDIR. *Jurnal Teknik Sipil*, 2(1).
- Subardja, D. S., Ritung, S., Anda, M., Suryani, E., & Subandiono, R. E. (n.d.). *Petunjuk Teknis Klasifikasi Tanah Nasional*.
<http://bbsdlp.litbang.pertanian.go.id>

