

TUGAS AKHIR
ANALISIS PERHITUNGAN DAYA DUKUNG PONDASI TELAPAK DENGAN
PERKUATAN CERUCUK PADA PROYEK PEMBANGUNAN DOCKYARD
KABUPATEN BARITO KUALA PROVINSI KALIMANTAN SELATAN

(Studi Kasus : Analisis Daya Dukung Pondasi Pembangunan Dockyard – Kabupaten Barito Kuala)

Diajukan untuk memenuhi syarat akademis dalam menyelesaikan Pendidikan Tingkat Sarjana

(Strata – 1) Teknik Sipil Fakultas Teknik

Universitas Sangga Buana



Disusun Oleh :

Desrizal Ramanda

2112217010

Dosen Pembimbing :

Ir. H. Chandra Afriade Siregar, ST., MT., IPU

NIK : 432.200.167

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS SANGGA BUANA
BANDUNG

2023

LEMBAR PENGESAHAN DAN PERSETUJUAN
TUGAS AKHIR
ANALISIS PERHITUNGAN DAYA DUKUNG PONDASI TELAPAK DENGAN
PERKUATAN CERUCUK PADA PROYEK PEMBANGUNAN DOCKYARD
KABUPATEN BARITO KUALA PROVINSI KALIMANTAN SELATAN

(Studi Kasus : Analisis Daya Dukung Pondasi Pembangunan Dockyard – Kabupaten Barito Kuala)

Disusun Oleh :

Desrizal Ramanda

2112217010

Disetujui dan Disahkan Oleh :

Dosen Pembimbing

Ir. H. Chandra Afriade Siregar, ST., MT., IPU

NIK : 432.200.167

Mengetahui :

Ketua Program Studi Teknik Sipil

Universitas Sangga Buana YPKP

Muhammad Syukri, ST., MT

NIK 432.200.200

SURAT PERNYATAAN KEABSAHAN

Dengan ini penulis menyatakan bahwa dalam Tugas Akhir ini yang berjudul “**ANALISIS PERHITUNGAN DAYA DUKUNG PONDASI TELAPAK DENGAN PERKUATAN CERUCUK PADA PROYEK PEMBANGUNAN DOCKYARD KABUPATEN BARITO KAUALA PROVINSI KALIMANTAN SELATAN (Studi Kasus : Analisis Perhitungan Daya Dukung Pondasi Pembangunan Docyard – Kabupaten Barito Kuala)**” tidak terdapat karya yang pernah dilakukan orang lain dan sepanjang pengetahuan penulis juga tidak terdapat karya atau pendapat yang dituliskan atau diterbitkan orang lain kecuali yang secara tertulis diacu dalam Tugas Akhir ini sebagaimana disebutkan dalam Daftar Pustaka. Selain itu penulis menyatakan pula, bahwa Tugas Akhir ini dibuat oleh penulis sendiri.

Atas pernyataan ini, saya siap menanggung risiko/ sanksi yang dijatuhkan kepada saya apabila di kemudian ditemukan adanya pelanggaran terhadap kejujuran akademik atau etika keilmuan dalam karya ini, atau ditemukan bukti yang menunjukkan ketidak orisinalan karya ini.

Bandung, Agustus 2023

Pembuat Pernyataan

Desrizal Ramanda

2112217010

Halaman Hak Cipta Mahasiswa S1

ANALISIS PERHITUNGAN DAYA DUKUNG PONDASI TELAPAK DENGAN PERKUATAN CERUCUK PADA PROYEK PEMBANGUNAN DOCKYARD KABUPATEN BARITO KUALA PROVINSI KALIMANTAN SELATAN

(Studi Kasus : Analisis Perhitungan Daya Dukung Pondasi Pembangunan Dockyard – Kabupaten Barito
Kuala)

Oleh :

Desrizal Ramanda

2112217010

Laporan Tugas Akhir yang diajukan untuk memenuhi salah satu syarat
memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Fakultas Teknik
Universitas Sangga Buana – YPKP

© Desrizal Ramanda

Universitas Sangga Buana - YPKP

2023

Hak Cipta Dilindungi Undang-Undang

Tugas Akhir ini tidak boleh diperbanyak seluruhnya atau sebagian,

ABSTRAK

Perlu diketahui struktur geologi tanah di Kalimantan Selatan sebagian besar adalah tanah basah (alluvial) yaitu sebesar 18,36 persen. Pada sepanjang daerah aliran sungai juga merupakan tanah rawa sehingga termasuk pada tanah yang lunak dengan kadar air yang cukup tinggi. Pada bulan November tahun 2020 dilaksanakan Pekerjaan Pembangunan Dockyard di Kabupaten Barito Kuala, Provinsi Kalimantan Selatan. Pembangunan di bangun dekat dengan aliran sungai yang bermuara ke arah laut. Kondisi tanah yang dialami pada saat pembangunan yaitu kadar air pada tanah yang terlalu tinggi sehingga menyulitkan pembangunan karena sulit untuk mencapai tanah keras, dari data bor dalam yang didapat pada 5 titik rata-rata didapat tanah keras setelah kedalaman 36 meter ke atas sehingga harus digunakan pondasi dalam untuk pembangunannya. Dan ada sebagian bangunan yang tidak memikul beban struktur yang besar maka akan digunakan pondasi sederhana untuk menahanya karena perlunya meninjau prinsip ekonomis dan juga efisien dalam penggunaannya. Oleh karena itu dilakukan analisis desain dan perhitungan pada pondasi telapak dengan modifikasi perkuatan pada pondasi telapak yang nantinya akan menahan pada struktur yang memiliki beban tidak terlalu besar. Pada kasus ini maka penanganannya adalah dengan cara memodifikasi pondasi telapak menggunakan perkuatan cerucuk yang diharapkan dapat menambah daya dukung pondasi telapak. Dari hasil analisa diketahui beban struktur yang harus ditahan sebesar 13,14 kN/m². Maka berdasarkan hasil analisa perhitungan menggunakan metode mayerhoff dan vesic didapat nilai daya dukung pondasi telapak sebesar 10,683 kN/m², dan dengan metode converse labarre berdasarkan hasil perhitungan didapat nilai daya dukung cerucuk sebesar 2,307 kN/m² dan daya dukung pada grup sebesar 7,548 kN/m², dengan nilai efisiensi sebesar 0,818, sehingga nilai daya dukung total dari pondasi telapak dengan perkuatan cerucuk adalah sebesar 18,231 kN/m². Maka dari analisa tersebut nilai daya dukung didapat lebih besar dari beban struktur.

Kata kunci : Dockyard; Metode Mayerhoff; Metode Converse Labarre; Pondasi Telapak; Cerucuk

ABSTRACT

It is important to know that the geological structure of the land in South Kalimantan is mostly wet soil (alluvial), namely 18.36 percent. Along the river basin, it is also swamp land, so it is soft soil with quite high water content. In November 2020, Dockyard Construction Work was carried out in Barito Kuala Regency, South Kalimantan Province. The development was built close to a river that flows towards the sea. The soil conditions experienced during construction were that the water content in the soil was too high, making construction difficult because it was difficult to reach hard soil. From deep drilling data obtained at 5 points, on average, hard soil was found after a depth of 36 meters and above, so foundations had to be used. in its development. And there are some buildings that do not carry large structural loads, so simple foundations will be used to support them because it is necessary to review economic principles and also be efficient in their use. Therefore, design analysis and calculations were carried out on the foot foundation with modification of the strengthening of the foot foundation which will then support the structure which has a load that is not too large. In this case, the treatment is to modify the footing foundation using cerucuk reinforcement which is expected to increase the bearing capacity of the footing foundation. From the analysis results, it is known that the structural load that must be supported is 13.14 kN/m². So, based on the results of calculation analysis using the Mayerhoff and Vesic methods, the bearing capacity value of the foot foundation was obtained at 10.683 kN/m², and using the Converse Labarre method, based on the calculation results, the bearing capacity value for the cerucuk was 2.307 kN/m² and the group bearing capacity was 7.548 kN/m². , with an efficiency value of 0.818, so the total bearing capacity value of the palm foundation with cerucuk reinforcement is 18.231 kN/m². So from this analysis the bearing capacity value is found to be greater than the structure load.

Keywords : Dockyard; Mayerhoff method; Converse Labarre Method; Palm Foundation; Cerucuk

KATA PENGANTAR

Alhamdulillah saya panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa atas selesainya Penyusunan Tugas Akhir ini yang berjudul “Analisis Perhitungan Daya Dukung Pondasi Telapak dengan Perkuatan Cerucuk Pada Pekerjaan Proyek Pembangunan Dockyard. Kabupaten Barito Kuala Provinsi Kalimantan Selatan”. Atas dukungan moral dan materi yang diberikan dalam penyusunan makalah ini, maka penulis menghaturkan banyak terimakasih kepada :

1. Dr. Didin Saepudin, SE., M.Si., selaku Rektor Universitas Sangga Buana – YPKP.
2. Dr. Teguh Nurhadi Suharsono, ST., MT., selaku Wakil Rektor I Bidang Akademik Kemahasiswaan Universitas Sangga Buana – YPKP Bandung.
3. Bambang Susanto, SE., Msi., selaku Wakil Rektor II Bidang Administrasi dan Keuangan Universitas Sangga Buana – YPKP – Bandung.
4. Dr. Nurhaeni Sikki, S.A.P., M.A.P., selaku Wakil Rektor III Bidang Akademik Kemahasiswaan Universitas Sangga Buana- YPKP – Bandung.
5. Slamet Risnanto, ST., M.Kom., selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Sangga Buana – YPKP Bandung.
6. Muhammad Syukri, ST., MT., selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Sangga Buana – YPKP Bandung.
7. Muhammad Ryanto, ST., MT., selaku Wakil Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Sangga Buana – YPKP Bandung.
8. Ir.H. Chandra Afriade Siregar, ST., MT,IPU. selaku Dosen Pembimbing dan pengarahan hingga selesainya Penyusunan Tugas Akhir ini.
9. Drs. Rosadi MT., selaku Ketua Laboratorium Teknik Sipil Universitas Sangga Buana – YPKP Bandung.
10. Seluruh dosen, staf, dan karyawan Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Sanggabuana YPKP atas jasa-jasanya selama penulis menuntut ilmu.

11. Ir. Firman Joeanda, ST., MT., selaku direktur PT. Fiako Engineering atas kesempatan dan waktunya dapat menerima saya untuk Penyusunan Tugas Akhir ini.
12. Melati Dwi Ananda ST., yang mendukung dan memotivasi penulis untuk menyelesaikan Tugas Akhir ini.
13. Seluruh keluarga terinta dan rekan-rekan semua atas dukungan do'a, waktu dan kasih sayang yang tidak pernah putus.
14. Semua pihak yang telah banyak memberikan bantuan sehingga mengantarkan penulis untuk menyelesaikan Penyusunan Tugas Akhir ini.

Dengan dibuatnya Penyusunan Tugas Akhir ini, diharapkan akan dapat memenuhi dan membantu tercapainya sasaran pengetahuan mengenai daya dukung tanah. Mengingat terbatasnya ilmu yang penulis miliki, penulis sadar bahwa dalam Penyusunan Tugas Akhir ini masih terdapat kekurangan dan penulis menyadari bahwa Penyusunan Tugas Akhir ini masih jauh dari sempurna. Oleh karena itu, saran dan kritik yang membangun dari rekan-rekan sangat dibutuhkan untuk penyempurnaan laporan ini, supaya dapat meningkatkan kualitas penyusunan laporan di masa yang akan datang.

Bandung, 27 Juli 2023

Penulis

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN DAN PERSETUJUAN	i
SURAT PERNYATAAN KEABSAHAN.....	ii
Halaman Hak Cipta Mahasiswa S1.....	iii
ABSTRAK.....	iv
ABSTRACT.....	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI.....	viii
DAFTAR TABEL.....	x
DAFTAR GAMBAR.....	xi
BAB I PENDAHULUAN.....	12
1.1 Latar Belakang	12
1.2 Rumusan Masalah	13
1.3 Tujuan Penelitian.....	14
1.4 Batasan Masalah.....	14
1.5 Sistematika Penulisan.....	15
BAB II LANDASAN TEORI.....	16
2.1 Parameter Tanah.....	16
2.1.1 Data Parameter Lapangan	16
2.1.2 Data Laboratorium	17
2.2 Definisi Tanah	18
2.2.1 Partikel Tanah	19
2.2.2 Jenis Tanah.....	20
2.3 Klasifikasi Tanah.....	21
2.3.1 Sistem Klasifikasi AASHTO	21
2.3.2 Sistem Klasifikasi Tanah USCS	23
2.3.3 Sistem Klasifikasi Tanah USDA	25
2.4 Pondasi Telapak	26
2.5 Pondasi Dalam.....	35
2.6 Grup Tiang	42
2.7 Penurunan Pondasi (<i>Settlement</i>).....	51

BAB III Bagan Alir Analisis.....	54
3.1 Studi Literatur	55
3.2 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Telapak.....	55
3.3 Perhitungan Daya Dukung Cerucuk.....	55
BAB IV Analisis Daya Dukung Pondasi	57
4.1 Deskripsi Keterangan Denah Lokasi	57
4.2 Hasil Penyelidikan Tanah.....	60
4.3 Analisa Pondasi	63
4.4 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Telapak.....	66
4.5 Perhitungan Daya Dukung Cerucuk.....	71
4.6 Effisiensi Kelompok Cerucuk	72
4.7 Perhitungan Daya Dukung Kelompok Cerucuk.....	73
4.8 Rekapitulasi Hasil Perhitungan	73
BAB V PENUTUP	75
5.1 Kesimpulan.....	75
DAFTAR PUSTAKA	77
LAMPIRAN.....	78

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Klasifikasi AASHTO.....	22
Tabel 2.2 Klasifikasi USCS.....	24
Tabel 2.3 Klasifikasi USDA.....	26
Tabel 2.4 Faktor Bentuk Tanah.....	30
Tabel 2.5 Nilai Faktor Daya Dukung Dari Rumus Terzaghi.....	30
Tabel 2.6 Faktor Bentuk, Kedalaman, Dan Kemiringan Beban.....	31
Tabel 2.7 Nilai Faktor Daya Dukung Dari Rumus Meyerhof, Hansen dan Vesic.....	33
Tabel 2.3 Klasifikasi USDA.....	26
Tabel 2.3 Klasifikasi USDA.....	26
Tabel 4. 1 Deskripsi Lapisan Tanah.....	61
Tabel 4. 2 Data Log Bor.....	62
Tabel 4. 3 Rekapitulasi Pengujian Laboratorium.....	63
Tabel 4. 4 Reaksi Perletakan P1 SLS.....	65
Tabel 4. 5 Reaksi Perletakan P2 SLS.....	65
Tabel 4. 6 Reaksi Perletakan P3 SLS.....	66
Tabel 4. 7 Reaksi Perletakan P4 SLS.....	66
Tabel 4. 8 Parameter Spesifikasi Cerucuk.....	67
Tabel 4. 9 Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung.....	75

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Tampak Atas Pondasi.....	28
Gambar 2.2 Tampak Samping Pondasi.....	28
Gambar 2.3 Bidang Keruntuhan Dalam Tanah Dibawah Pondasi Dangkal.....	30
Gambar 2.4 Variabel Pondasi Telapak Untuk Rumus Meyerhof.....	33
Gambar 2.5 Nilai Faktor daya dukung Dari Meyerhof, Hansen, Dan Vesic.....	35
Gambar 2.6 Beberapa Model Penggunaan Pondasi Tiang.....	38
Gambar 2.7 Dimensi Dan Daya Dukung Pondasi Tiang.....	40
Gambar 2.8 Grup Tiang Dibawah Sebuah Bangunan.....	43
Gambar 2.9 Bentuk Tipikal Susunan (denah) Grup Tiang.....	44
Gambar 2.10 Daerah Overlap Disekitar Pondasi Tiang.....	46
Gambar 2.11 Dimensi Blok Grup Tiang (tampak prespektif bawah).....	49
Gambar 2.12 Konsentrasi Tegangan Dibawah Grup Tiang.....	50
Gambar 2.13 Bagan Penurunan.....	54
Gambar 4. 1 Denah Lokasi Penyelidikan	58
Gambar 4. 2 Lokasi Rumah Hydrant WTP.....	59
Gambar 4. 3 Potongan Rumah Hydrant	60
Gambar 4. 4 Layout Pondasi bangunan Rumah Hydrant	64
Gambar 4.5 Pondasi Telapak.....	70

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pondasi merupakan salah satu struktur bagian bawah bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah. Pada struktur bangunan, pondasi berperan untuk mendistribusikan beban bangunan yang ada di atasnya. Untuk menghasilkan bangunan yang stabil, pondasi juga harus direncanakan dengan sangat baik.

Setiap pondasi bangunan perlu direncanakan berdasarkan jenis, kekuatan, dan daya dukung tanah pada tempat berdirinya suatu bangunan yang akan dibangun. Bagi tanah yang stabil dan memiliki daya dukung baik, maka konstruksi pondasi yang digunakan cukup sederhana. Jika tanahnya berlapis dan memiliki daya dukung buruk, maka konstruksi pondasi yang digunakan lebih kompleks dari pondasi sederhana, seperti digunakannya tambahan perkuatan pada pondasi.

Dalam mendesain pondasi harus mempertimbangkan adanya penurunan dan juga faktor daya dukung tanah. Ketika berbicara penurunan, yang diperhitungkan biasanya yaitu penurunan total (keseluruhan bagian pondasi turun bersama-sama) dan penurunan differensial (sebagian pondasi saja yang turun / miring). Sehingga dapat menimbulkan masalah bagi struktur yang didukungnya.

Untuk mengurangi kelemahan dari tanah tersebut, maka ada alternative lain tanpa harus memperbaiki tanahnya melainkan dengan cara menerapkan perkuatan cerucuk pada pondasi. Sehingga disini pondasi didesain dengan gabungan antara pondasi shallow foundation yang dikombinasikan dengan perkuatan cerucuk. Dengan adanya perkuatan cerucuk diyakini bahwa daya dukung pada pondasi akan meningkat.

Pada kondisi tanah yang buruk dan juga menerima beban yang besar maka digunakan pondasi dalam seperti pondasi tiang pancang yang merupakan salah satu bagian dari

struktur yang digunakan untuk menerima dan menyalurkan beban dari struktur atas ke tanah pada kedalaman tertentu, biasanya karena lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Pondasi tiang juga digunakan untuk mendukung bangunan yang menahan gaya angkat ke atas dan bangunan dermaga yang cenderung menerima beban lateral yang besar.

Pekerjaan pondasi merupakan pekerjaan paling utama pada sebuah pekerjaan proyek konstruksi. Pemilihan pondasi tergantung pada besarnya beban yang bekerja dan jenis tanahnya. Pada Proyek Pembangunan Pembangunan Docyard Kabupaten Barito Kuala Provinsi Kalimantan Selatan. Pondasi yang bekerja pada tanah lunak perlu dikaji ulang kemampuan daya dukung dan besarnya penurunan yang terjadi. Selanjutnya apabila pondasi tersebut menghasikan penurunan yang sangat besar, maka perlu adanya alternatif desain. Penelitian ini adalah untuk menentukan daya dukung pondasi pada tanah berlapis dengan parameter yang mempengaruhinya.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan permasalahan yang telah dikemukakan pada latar belakang diatas, maka dapat dirumuskan permasalahan sebagai berikut :

1. Bagaimana tahapan perhitungan daya dukung pondasi telapak
2. Bagaimana tahapan perhitungan penambahan daya dukung pondasi telapak oleh cerucuk
3. Berapa nilai daya dukung pondasi telapak dengan perkuatan cerucuk
4. Berapa nilai efisiensi kelompok tiang pada cerucuk
5. Apakah hasil perhitungan pondasi memenuhi syarat yang dibutuhkan dalam perencanaan.

1.3 Tujuan Penelitian

Adapun Tujuan dari analisis ini berdasarkan latar belakang yang telah dikemukakan adalah sebagai berikut :

1. Untuk mengetahui tahapan perhitungan daya dukung pondasi telapak
2. Untuk mengetahui tahapan perhitungan daya dukung cerucuk
3. Untuk mengetahui nilai perbandingan daya dukung pondasi telapak dengan perkuatan cerucuk
4. Untuk mengetahui nilai efisiensi kelompok tiang cerucuk
5. Untuk mengetahui kesesuaian daya dukung yang didapat sesuai dengan kebutuhan perencanaan

1.4 Batasan Masalah

Adapun batasan masalah dari analisis ini adalah sebagai berikut :

1. Metode Perhitungan yang digunakan dalam analisis daya dukung pondasi telapak yaitu menggunakan metode meyerhoff
2. Metode Perhitungan yang digunakan dalam analisis daya dukung cerucuk yaitu Statik Mayerhoff
3. Metode Perhitungan yang digunakan dalam analisis nilai efisiensi cerucuk yaitu menggunakan metode converse labarre
4. Perhitungan dihitung berdasarkan kondisi tanah lunak
5. Safety Factor (SF) yang digunakan dalam analisis ini adalah SF Gempa dan SF layan.

1.5 Sistematika Penulisan

Sistematika yang digunakan dalam penyusunan laporan tugas akhir ini didasarkan pada “Panduan Teknis Penulisan Tugas Akhir Mahasiswa Sarjana Dan Magister” yang digunakan di lingkungan Institut teknologi nasional. Adapun sistematika yang digunakan adalah sebagai berikut:

1. BAB I PENDAHULUAN, berisi latar belakang, rumusan masalah, ruang lingkup penelitian, tujuan penelitian dan sistematika penulisan;
2. BAB II TINJAUAN PUSTAKA, pada bab ini akan dibahas mengenai teori-teori yang digunakan sebagai landasan dalam penelitian;
3. BAB III METODE PENELITIAN, pada bab ini akan dibahas metode yang digunakan dalam penelitian, sistematika penelitian yang mencakup tahapan-tahapan penelitian berupa bagan alir beserta penjelasannya;
4. BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN, pada bab ini akan dilakukan pemodelan jembatan menggunakan *Midas Civil*, dan pemodelan pelat lantai jembatan menggunakan aplikasi *Response 2000*. Setelah pemodelan selesai dilakukan, selanjutnya akan ditampilkan hasil analisis kapasitas struktur, dan pembahasan hasil analisis.
5. BAB V KESIMPULAN DAN SARAN, berisi tentang kesimpulan dan saran dari hasil penelitian yang telah dilakukan

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Parameter Tanah

Parameter tanah adalah ukuran atau acuan untuk mengetahui hasil atau proses perubahan yang terjadi dalam tanah baik sifat fisik dan jenis tanah. Parameter tanah terbagi menjadi 2 yaitu parameter yang didapat dari lapangan dan parameter yang didapatkan dari pengujian laboratorium.

2.1.1 Data Parameter Lapangan

Kegiatan penyelidikan lapangan meliputi :

1. Pelaksanaan Uji sondir (CPT)

Metode Penyelidikan sondir merupakan salah satu pengujian penetrasi yang bertujuan untuk mengetahui daya dukung tanah pada setiap lapisan serta mengetahui kedalaman lapisan pendukung yaitu lapisan tanah keras.

2. Standard Penetration Test (SPT)

Metode Penyelidikan Pengujian Standard Penetration Test (SPT) adalah suatu metode uji yang dilaksanakan bersamaan dengan pengeboran untuk mengetahui, baik perlawanan dinamik tanah maupun pengambilan contoh terganggu dengan teknik penumbukan.

3. Deep Boring

Metode Penyelidikan Deep Boring merupakan Suatu metode penyelidikan tanah dengan cara pengeboran untuk mengetahui baik nilai kekerasan tanah maupun lapisan tanah / strata tanah serta pengambilan sampel tanah baik yang

tidak terganggu (Undisturbed sampling) maupun tanah yang terganggu (Disturbed Sampling).

2.1.2 Data Laboratorium

Kegiatan laboratorium yang dilakukan ini meliputi :

1. Kadar Air alami (Natural Water Content)
Test ini bertujuan untuk mengetahui kadar air contoh tanah. Pelaksanaan test ini mengacu pada prosedur standar ASTM D 216-71.
2. Berat Volume
Pekerjaan ini dimaksud untuk mengetahui berat volume tanah dalam kondisi asli dan kondisi kering (dry). Test ini mengacu pada prosedur standar ASTM D
3. Berat Jenis
Test ini bertujuan untuk mengetahui berat jenis tanah. Prosedur standar yang digunakan adalah ASTM D 854-58.
4. Analisis Saringan (Grain Size Analysis)
Test ini digunakan untuk mengetahui gradasi/pembagian besar butir contoh tanah. Prosedur standar yang dipakai adalah ASTM D 422-63.
5. Atterberg Limit
Tujuan test ini untuk mengetahui respon tanah terhadap air yang meliputi batas cair, batas plastis, dan indeks plastisitas tanah. Test ini mengacu pada standar ASTM D 423-66.
6. Unconfined Compression Strenght Test
Tujuan test ini untuk memperoleh kekuatan tekan tanah (q_u) yang bersifat kohesif dalam keadaan asli (alami) maupun dalam bentuk buatan (remolded). Test ini mengacu pada standar ASTM 3080-72.
7. Geser Langsung (Direct Shear)
Test ini digunakan untuk mengetahui sudut geser dan kohesi tanah. Pengujian ini mengacu pada standar ASTM.

8. Konsolidasi (Consolidation Test)

Test ini digunakan untuk menentukan sifat pemampatan suatu jenis tanah. Pengujian ini mengacu pada standar ASTM D 2435-70.

2.2 Definisi Tanah

Tanah adalah lapisan permukaan bumi berupa himpunan mineral, bahan organik dan endapan-endapan yang tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain disertai zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong di antara partikel padat tersebut.

Tanah merupakan akumulasi partikel mineral yang ikatan partikelnya lemah dan terbentuk karena adanya pelapukan dari batuan. Lemahnya ikatan partikel-partikel tanah disebabkan karena adanya material organik atau karena terdapat karbonat dan oksida yang tersenyawa diantara partikel-partikel tersebut.

Proses pembentukan tanah secara fisik dari batuan menjadi partikel yang lebih kecil disebabkan pengaruh erosi, angin, air, es, manusia, cuaca atau suhu. Pembentukan tanah secara kimia terjadi oleh pengaruh oksigen, karbondioksida, air (mengandung asam atau alkali).

Berikut definisi dan pengertian tanah dari beberapa sumber buku:

- a. Menurut Hardiyatmo (2006), tanah adalah himpunan mineral, bahan organik dan endapan-endapan yang relatif lepas (loose) yang terletak di atas batu dasar (bedrock).
- b. Menurut Das (1991), tanah adalah material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain dan dari bahan organik yang telah melapuk (yang berpartikel padat) disertai

dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong di antara partikel-partikel padat tersebut.

- c. Menurut Fauizek dkk (2018), tanah adalah lapisan permukaan bumi yang berasal dari material induk yang telah mengalami proses lanjut, karena perubahan alami di bawah pengaruh air, udara, dan macam-macam organisme baik yang masih hidup maupun yang telah mati.
- d. Menurut Apriliyandi (2017), tanah adalah ikatan antara butiran yang relatif lemah dapat disebabkan oleh karbonat, zat organik, atau oksida-oksida yang mengendap-ngendap di antara partikel-partikel. Ruang di antara partikel-partikel dapat berisi air, udara, ataupun yang lainnya.

2.2.1 Partikel Tanah

Tanah merupakan campuran beberapa partikel yang terdiri dari partikel padat, air, dan udara. Dari ketiga unsur penyusun tanah tersebut yang paling berpengaruh terhadap sifat-sifat teknis tanah adalah air dan partikel padat. Angin hanya mengisi rongga yang terdapat dalam di dalam tanah. Menurut Fauizek dkk (2018).

Beberapa partikel yang terkandung di tanah antara lain yaitu:

1. Berangkal (boulders), merupakan potongan batu yang besar, biasanya lebih besar dari 250 mm sampai 300 mm. Untuk kisaran antara 150 mm sampai 250 mm, fragmen batuan ini disebut kerakal (cobbles).
2. Kerikil (gravel), partikel batuan yang berukuran 5 mm sampai 150 mm.
3. Pasir (sand), partikel batuan yang berukuran 0,074 mm sampai 5 mm, berkisar dari kasar (3-5 mm) sampai halus (kurang dari 1 mm).
4. Lanau (silt), partikel batuan berukuran dari 0,002 mm sampai 0,074 mm. Lanau dan lempung dalam jumlah besar ditemukan dalam deposit yang disedimentasikan ke dalam danau atau di dekat garis pantai pada muara sungai.

5. Lempung (clay), partikel mineral yang berukuran lebih kecil dari 0,002 mm. Partikel-partikel ini merupakan sumber utama dari kohesi pada tanah yang kohesif.
6. Koloid (colloids), partikel mineral yang diam dan berukuran lebih kecil dari 0,001 mm.

2.2.2 Jenis Tanah

Menurut Soepraptohardjo (1976), secara umum tanah dapat dikumpulkan dalam beberapa jenis, yaitu :

1. Tanah Humus, adalah tanah yang sangat subur terbentuk dari lapukan daun dan batang pohon yang umumnya ditemukan pada hutan tropis.
2. Tanah Pasir, adalah tanah yang bersifat kurang baik bagi pertanian yang terbentuk dari batuan beku serta batuan sedimen yang memiliki butiran kasar dan berkerikil.
3. Tanah Aluvial/Endapan, adalah tanah yang terbentuk dari lumpur sungai yang mengendap didataran rendah dan memiliki sifat tanah yang subur.
4. Tanah Podzolit, adalah tanah subur yang umumnya ada di pegunungan dengan curah hujan yang tinggi dan bersuhu rendah.
5. Tanah Vulkanis, adalah tanah yang terbentuk dari lapukan materi letusan gunung berapi yang memiliki sifat tanah yang subur dan tinggi unsur hara. Jenis tanah vulkanik dapat dijumpai di sekitar lereng gunung berapi.
6. Tanah Laterit, adalah tanah tidak subur yang tadinya subur dan kaya akan unsur hara, namun unsur hara tersebut hilang karena larut dibawa oleh air hujan yang tinggi.
7. Tanah Mediteran, adalah tanah yang sifatnya tidak subur yang terbentuk dari pelapukan batuan kapur.
8. Tanah Organosol, adalah jenis tanah yang kurang subur untuk bercocok tanam yang merupakan hasil bentukan pelapukan tumbuhan rawa.

2.3 Klasifikasi Tanah

Klasifikasi tanah adalah sebuah cara mengumpulkan dan mengelompokkan tanah berdasarkan kesamaan dan kemiripan sifat dan ciri-ciri tanah, kemudian diberi nama yang sesuai dengan klasifikasi tanah tersebut agar mudah diingat dan dibedakan antara tanah yang satu dengan lainnya.

2.3.1 Sistem Klasifikasi AASHTO

Sistem klasifikasi AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials Classification) berguna untuk menentukan kualitas tanah dalam perencanaan timbunan jalan, subbase, dan subgrade. Sistem klasifikasi AASHTO membagi tanah ke dalam 8 kelompok, A-1 sampai A-7 termasuk sub-sub kelompok. Tanah-tanah dalam tiap kelompoknya dievaluasi terhadap indeks kelompoknya yang dihitung dengan rumus-rumus empiris.

Berikut Tabel Klasifikasi pada AASHTO :

Tabel 2.1 Klasifikasi AASHTO

Klasifikasi Umum	Tanah berbutir (35 % atau kurang dari seluruh contoh tanah lolos ayakan No. 200)							Tanah lanau - lempung (lebih dari 35 % dari seluruh contoh tanah lolos ayakan No. 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Klasifikasi Kelompok	A-1a	A-1b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5*
Analisis ayakan (% lolos)											
No. 10	≤ 50	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
No. 40	≤ 30	≤ 50	≥ 51	---	---	---	---	---	---	---	---
No. 200	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≥ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36
Sifat fraksi yang lolos ayakan No. 40											
Batas Cair (LL)	---	---	---	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 40	≤ 40	≥ 41
Indek Plastisitas (PI)	≤ 6	---	NP	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11
Tipe material yang paling dominan	Batu pecah, kerikil dan pasir		Pasir halus	Kerikil dan pasir yang berlanau atau berlempung				Tanah berlanau		Tanah berlempung	
Penilaian sebagai bahan tanah dasar	Baik sekali sampai baik							Biasa sampai jelek			

Keterangan : * Untuk A-7-5, $PI \leq LL - 30$

** Untuk A-7-6, $PI > LL - 30$

Sumber : Das, 1995.

Pengujian yang dilakukan adalah analisis saringan dan batas-batas Atterberg. Sistem ini didasarkan pada kriteria sebagai berikut:

1. Ukuran butir, dibagi menjadi kerikil, pasir, lanau, dan lempung. Kerikil adalah bagian tanah yang lolos ayakan dengan diameter 75 dan tertahan pada ayakan diameter 2 mm. Pasir adalah bagian tanah yang lolos ayakan dengan diameter 2 mm dan tertahan pada ayakan diameter 0,0075 mm. Lanau & Lempung adalah bagian tanah yang lolos ayakan dengan diameter 0,0075 mm.
2. Plastisitas, nama berlanau dipakai apabila bagian-bagian yang halus dari tanah mempunyai indeks plastisitas (IP) sebesar 10 atau kurang. Nama berlempung dipakai bila bagian-bagian yang halus dari tanah mempunyai indeks plastisitas sebesar 11 atau lebih.

3. Apabila batuan (ukuran lebih besar dari 75 mm) ditemukan dalam contoh tanah yang akan diuji maka batuan-batuan tersebut harus dikeluarkan terlebih dahulu, tetapi persentase dari batuan yang dikeluarkan tersebut harus dicatat.

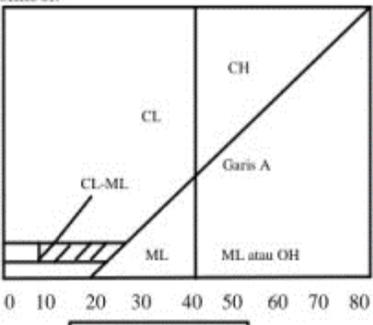
2.3.2 Sistem Klasifikasi Tanah USCS

Klasifikasi Tanah Unified Soil Classification System (USCS) pada awalnya diperkenalkan oleh Casagrande pada tahun 1942, untuk digunakan pada pekerjaan pembuatan lapangan terbang.

Klasifikasi tanah sistem unified (USCS) dilakukan utamanya menggunakan data distribusi butiran dan kadar air batas cair serta kadar air batas plastis. Proses penentuan klasifikasi cukup memakan waktu, jika dilakukan secara manual.

Berikut Tabel Klasifikasi pada USCS :

Tabel 2.2 Klasifikasi USCS

Divisi Utama	Simbol	Nama Umum	Kriteria Klasifikasi			
Tanah berbutir kasar $\geq 50\%$ butiran tertahan saringan No. 200	Kerikil $50\% \geq$ fraksi kasar tertahan saringan No. 4	Kerikil bersih (hanya kerikil)	GW	Ku = $\frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Antara 1 dan 3 Tidak memenuhi kedua kriteria untuk GW Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI < 4$ Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI > 7$ Bila batas Atterberg berada didaerah arsir dari diagram plastisitas, maka dipakai simbol		
			GP			
		Kerikil dengan Butiran halus	GM			
			GC			
		Pasir $\geq 50\%$ fraksi kasar lolos saringan No. 4	Pasir bersih (hanya pasir)		SW	Ku = $\frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Antara 1 dan 3 Tidak memenuhi kedua kriteria untuk SW Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI < 4$ Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI > 7$ Bila batas Atterberg berada didaerah arsir dari diagram plastisitas, maka dipakai simbol
					SP	
	Pasir dengan butiran halus		SM			
			SC			
	Tanah berbutir halus 50% atau lebih lolos ayakan No. 200	Lanau dan lempung batas cair $\leq 50\%$	ML	Diagram Plastisitas: Untuk mengklasifikasi kadar butiran halus yang terkandung dalam tanah berbutir halus dan kasar. Batas Atterberg yang termasuk dalam daerah yang di arsir berarti batasan klasifikasinya menggunakan dua simbol. 		
			CL			
OL						
Lanau dan lempung batas cair $\geq 50\%$		MH				
		CH				
		OH				
		PT	Peat (gambut), muck, dan tanah-tanah lain dengan kandungan organik tinggi			

Pada sistem ini garis besarnya membedakan tanah atas tiga kelompok besar, yaitu :

1. Tanah berbutir kasar (coarse-grained-soil), kurang dari 50% lolos saringan No. 200, yaitu tanah berkerikil dan berpasir. Simbol kelompok ini dimulai dari huruf awal G untuk kerikil (gravel) atau tanah berkerikil dan S untuk pasir (Sand) atau tanah berpasir.
2. Tanah berbutir halus (fine-grained-soil), lebih dari 50 % lolos saringan No. 200, yaitu tanah berlanau dan berlempung. Simbol dari kelompok ini dimulai dengan huruf awal M untuk lanau anorganik, C untuk lempung anorganik, dan O untuk lanau organik dan lempung organik. Simbol Pt digunakan untuk gambut (peat), dan tanah dengan kandungan organik tinggi.
3. Tanah organik (Gambut/Humus), secara laboratorium dapat ditentukan jika perbedaan batas cair tanah contoh yang belum dioven dengan yang telah dioven sebesar $> 25\%$.

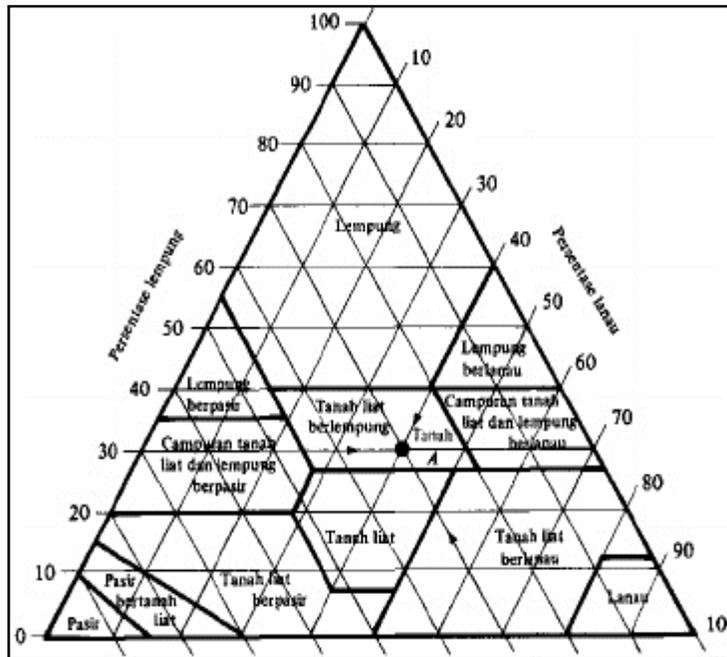
Simbol lain yang digunakan untuk klasifikasi adalah W - untuk gradasi baik (Wells graded), P - gradasi buruk (poorly graded), L - plastisitas tinggi (low plasticity) dan H - plastistas tinggi (high plasticity).

2.3.3 Sistem Klasifikasi Tanah USDA

Sistem taksonomi tanah mulai dikembangkan oleh Departemen Pertanian Amerika Serikat (United State Department of Agriculture, USDA) sejak 1951 yang dikenal dengan nama seventh approximation dan pada tahun 1975 dikenal dengan soil taxonomy. Sistem ini bersifat alami yang berdasarkan karakteristik tanah yang teramati dan terukur (morfometrik) dipengaruhi oleh faktor genesis.

Berikut Tampilan Tabel Klasifikasi pada USDA :

Tabel 2.3 Klasifikasi USDA



Sistem ini didasarkan pada ukuran batas dari butiran tanah yang terbagi menjadi tiga jenis, yaitu:

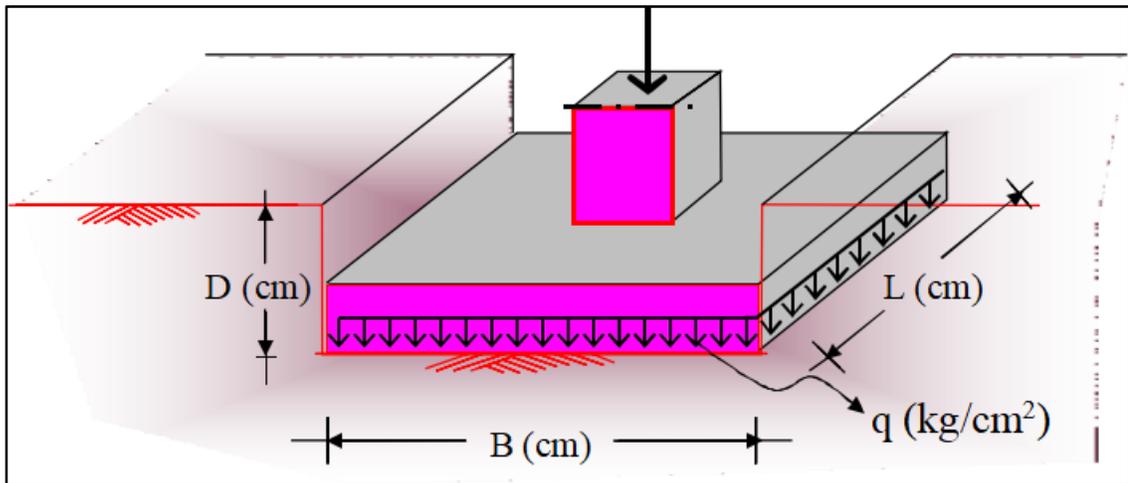
1. Pasir. Merupakan butiran dengan diameter 2,0 – 0,05 mm.
2. Lanau. Merupakan butiran dengan diameter 0,05 – 0,002 mm.
3. Lempung. Merupakan butiran dengan diameter lebih kecil dari 0,002 mm.

2.4 Pondasi Telapak

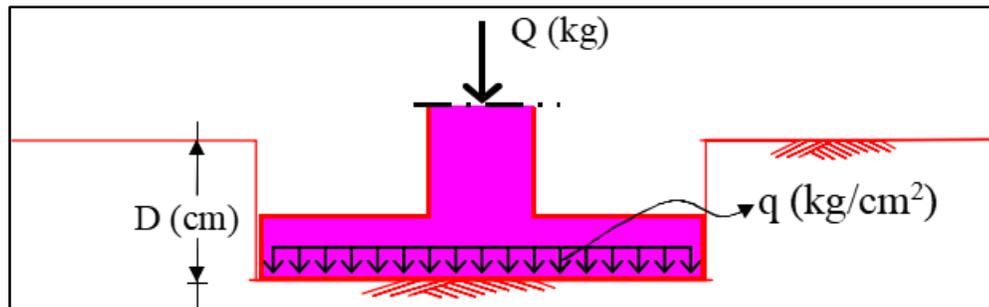
Sebuah pondasi dangkal harus direncanakan mampu mendukung beban rencana sedemikian rupa sehingga tidak terjadi keruntuhan pada sistem pondasi-tanah dan tidak pula terjadi penurunan yang berlebihan. Dengan demikian terdapat dua kriteria yang harus dipenuhi dalam merencanakan sebuah pondasi dangkal, yaitu:

1. Pondasi harus mampu mendukung beban hingga nilai keamanan tertentu.
2. Pondasi harus tetap ditempat dan tidak bergerak hingga batas toleransi tertentu.

Nilai keamanan (faktor keamanan = safety factor) yang biasanya diadopsi untuk sebuah pondasi adalah 3. Sedangkan batas toleransi pergerakan (pergeseran dan/atau penurunan) bervariasi tergantung kepada jenis dan fungsi bangunan yang didukung oleh sistem pondasi-tanah.



Gambar 2. 1 Tampak Atas Pondasi



Gambar 2. 2 Tampak Samping Pondasi

Simbol-simbol tersebut adalah:

B = lebar terkecil dari dasar pondasi

D = kedalaman dasar pondasi diukur dari muka tanah

L = panjang dasar pondasi (L selalu lebih besar dari B)

Q = beban terpusat

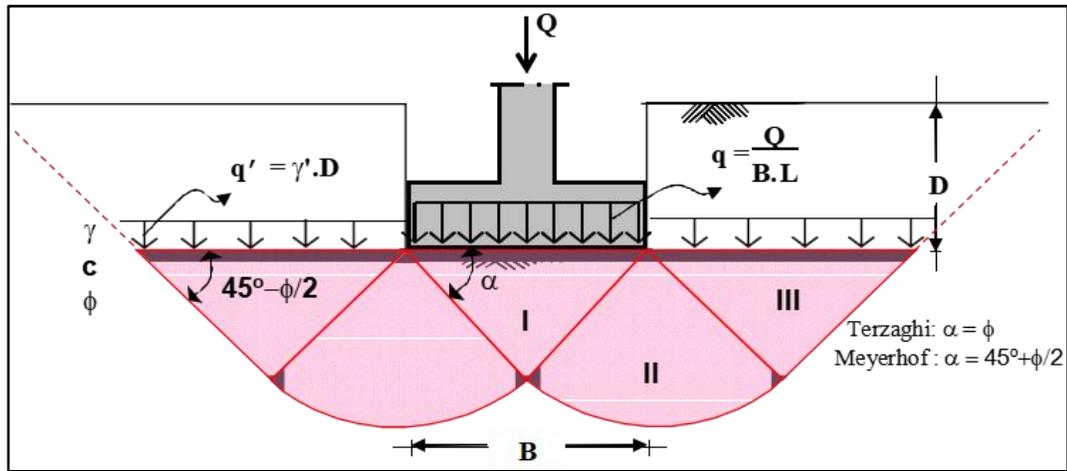
q = intensitas beban (beban terpusat per satuan luas dasar pondasi)

Pada awalnya, kedalaman pondasi dangkal (D) dibatasi lebih kecil atau sama dengan lebar pondasi (B). Namun pada perkembangan teori kapasitas daya dukung pondasi dangkal, pondasi yang kedalaman penanamannya kurang dari 4 kali lebarnya ($D \leq 4B$) masih di katagorikan sebagai pondasi dangkal atau tata cara perhitungan pondasi dangkal dengan teori kapasitas daya dukung batas masih berlaku.

Adapun teori yang digunakan sebagai berikut :

1. Teori Terzaghi

Teori yang menjabarkan tentang perhitungan kapasitas daya dukung pondasi dangkal awalnya dikembangkan secara baik oleh Terzaghi (1943). Teori yang dikembangkan ini pada beberapa referensi lebih dikenal dengan Teori kapasitas daya dukung batas (ultimate bearing capacity). Perhitungan kapasitas daya dukung batas pondasi dangkal menurut teori ini didasarkan pada asumsi bentuk permukaan bidang keruntuhan geser dibawah pondasi menurus kaku seperti pada Gambar 2.2. Bidang runtuh tersebut dapat digambarkan berdasarkan pergerakan butiran material tanah yang terdesak akibat tekanan (beban) diatas pondasi. Daerah keruntuhan dibawah pondasi berdasarkan bentuknya kemudian dibagi menjadi tiga zone, zone I adalah bentuk segitiga tepat dibawah pondasi, zine II berbentuk lengkung spiral logaritmik sebagai daerah peralihan dan zone III berbentuk segitiga sebagai daerah tekanan passive.



Gambar 2. 3 Bidang Keruntuhan Dalam Tanah Dibawah Pondasi Dangkal

Selanjutnya dengan melakukan analisis kesetimbangan gaya-gaya pada sistem pondasi- tanah tersebut, kapasitas daya dukung batas selanjutnya dituliskan dalam bentuk:

$$q_u = cN_c (s_c) + q' N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma (s_\gamma) \dots \dots \dots (2.1)$$

dengan,

c = nilai kohesi tanah dibawah dasar pondasi $q' = g' D$

g' = berat volume tanah efektif diatas dasar pondasi

γ' = berat volume tanah efektif diatas dasar pondasi

N_c, N_q, N_γ adalah faktor kapasitas daya dukung tanpa satuan (non-dimensional) yang didapatkan hanya dari nilai sudut geser dalam tanah, ϕ .

s_c, s_γ adalah faktor bentuk dari denah dasar pondasi seperti pada Tabel.

Tabel 2. 4 Faktor Bentuk Tanah

Faktor bentuk	Bentuk Pondasi		
	Menerus (L>>B)	Bujur sangkar (L=B)	Lingkaran (diameter =B)
s_c	1.0	1.3	1.3
s_γ	1.0	0.8	0.6

Nilai faktor kapasitas daya dukung N_c , N_q , N_γ selanjutnya dapat dihitung dengan menggunakan persamaan-persamaan berikut:

$$N_q = \left[\tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \right]^2 (e^{\pi \tan \phi}) \dots \dots \dots (2.1)$$

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \phi} \dots \dots \dots (2.2)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \dots \dots \dots (2.3)$$

Perlu diingat bahwa untuk pemakaian rumus-rumus diatas, satuan dari sudut harus dalam radian, sehingga perhitungannya akan memberi nilai yang konsisten. Selanjutnya, K_{pg} adalah koefisien tekanan tanah pasife buatan Terzaghi, nilai tipikal dari koefisien tersebut untuk beberapa nilai sudut geser dalam f dapat diambil menurut Tabel 2.2.

Tabel 2. 5 Nilai Faktor Daya Dukung Dari Rumus Terzaghi

ϕ	N_c	N_q	N_γ	$K_{p\gamma}$
0	5.7	1.0	0.0	10
5	7.3	1.6	0.5	12
10	9.6	2.7	1.2	14
15	12.9	4.4	2.5	18
20	17.7	7.4	5.0	25
25	25.1	12.7	9.7	35
30	37.2	22.5	19.7	52
35	57.8	41.4	42.4	82
40	95.7	81.3	100.4	141
45	172.3	173.3	297.5	298
50	347.5	415.1	1153.2	800

2. Teori Meyerhof, Hansen dan Vesic

Banyak peneliti-peneliti setelah Terzaghi yang mengusulkan teori tentang perhitungan daya dukung pondasi dangkal. Serupa dengan sebelumnya, parameter tanah yang digunakan masih tetap, namun ada perbaikan untuk kasus-kasus tertentu sehingga membuat rumusan menjadi umum. Secara garis besar, teori-teori tersebut masih mengadopsi apa yang telah dituliskan oleh Terzaghi. Namun terdapat beberapa perubahan terutama mengenai faktor daya dukung. Meyerhof membentuk rumusan baru untuk ketiga faktor daya dukung. Sedang Hansen dan Vesic hanya memperbaiki faktor daya dukung N_g .

Kapasitas daya dukung pondasi dangkal **Teori Meyerhof** (1965) ditulis sebagai berikut:

$$q_u = C N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \dots \dots \dots (2.4)$$

Dengan N_c , N_q , N_γ adalah faktor kapasitas daya dukung Meyerhof tanpa satuan (non-dimensional) yang didapatkan hanya dari nilai sudut geser dalam tanah, ϕ , s_c , d_c , i_c , s_q , d_q , i_q , s_γ , d_γ , i_γ adalah faktor-faktor bentuk, kedalaman dan kemiringan beban seperti pada Tabel 2.3.

Tabel 2. 6 Faktor Bentuk, Kedalaman Dan Kemiringan Beban

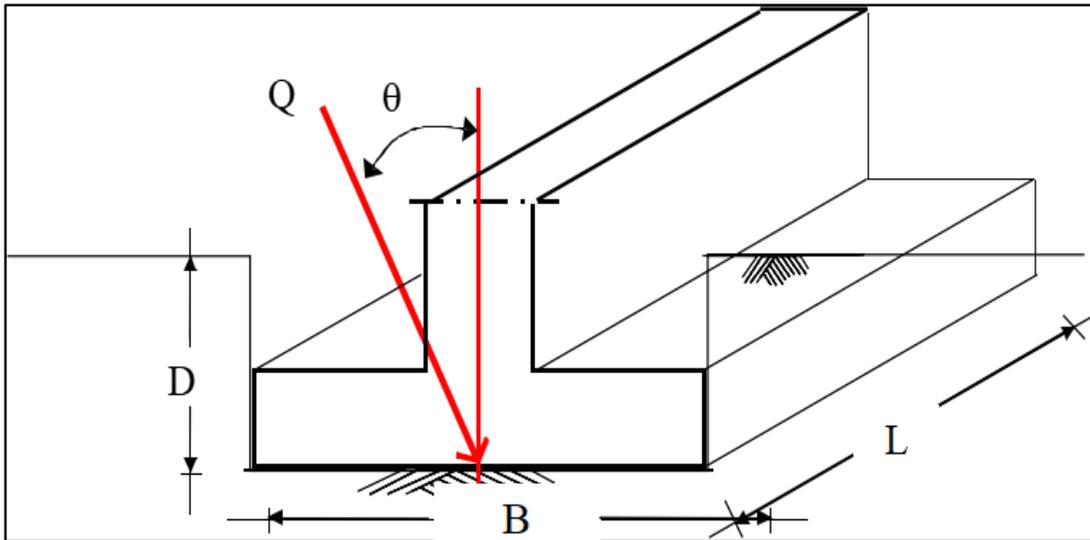
Faktor	Nilai f	Rumus
s_c	semua nilai	$s_c = 1 + 0.2 K_p (B'/L')$
$s_q = s_g$	$f > 10$	$s_q = s_g = 1 + 0.1 K_p (B'/L')$
	$f = 0$	$s_q = s_g = 1$
d_c	semua nilai	$d_c = 1 + 0.2 (K_p)^{0.5} (D/B)$
$d_q = d_g$	$f > 10$	$d_q = d_g = 1 + 0.1 (K_p)^{0.5} (D/B)$
	$f = 0$	$d_q = d_g = 1$

$i_c = i_q$	semua nilai	$i_c = i_q = \zeta_1 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\sin \phi}$ $\phi \geq 90^\circ$
i_g	$f > 0$	$i_g = \zeta_1 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\sin \phi}$ $\phi \geq \phi$
	$f = 0$	$i_g = 0$

Nilai K_p yang digunakan Meyerhof adalah nilai dari Rankine:

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \dots \dots \dots (2.5)$$

Sudut beban (inclinasi) adalah sudut yang dibuat oleh beban terpusat terhadap sumbu vertical seperti mengikuti aturan seperti pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4. Variabel Pondasi Telapak Untuk Rumus Meyerhof

Nilai faktor kapasitas daya dukung N_c , N_q , N_γ dari Meyerhof selanjutnya dapat dihitung dengan menggunakan persamaan-persamaan berikut:

$$N_c = [N_q - 1] \cot \phi \dots \dots \dots (2.6)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p \dots \dots \dots (2.7)$$

$$N_\gamma = [N_q - 1] \tan (1.4 \phi) \dots \dots \dots (2.8)$$

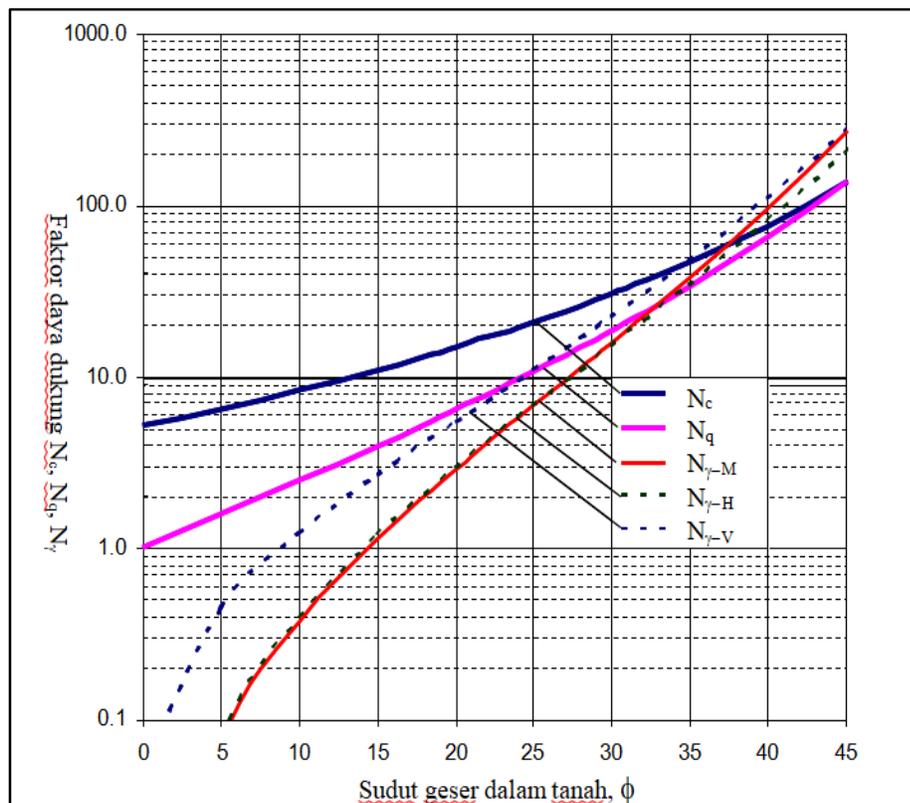
Hasil perhitungan faktor daya dukung dengan menggunakan rumusan dari Meyerhof dapat dilihat pada Tabel 2.4. dan selanjutnya diplotkan dalam Gambar 2.5. Pada tabel dan gambar tersebut juga dicantumkan hasil perhitungan dengan menggunakan teori Hansen dan Vesic. Dari perbandingan nilai faktor daya dukung N_c , N_q dan N_γ , maka dapat diperkirakan bahwa hasil perhitungan dari keempat teori tersebut secara berurutan yang akan memberikan nilai terbesar adalah Terzaghi, Vesic lalu diikuti Meyerhof atau Hansen tergantung nilai sudut geser dalam tanah, ϕ . Namun kenyataannya hasil perhitungan juga dipengaruhi oleh faktor-faktor tambahan s , d , i dan sebagainya.

Tabel 2.7 Nilai faktor daya dukung dihitung dari rumus Meyerhof, Hansen dan Vesic

ϕ	N_c	N_q	N_γ -Meyerhof	N_γ -Hansen	N_γ -Vesic
0	5.14	1.00	0.0	0.0	0.0
5	6.49	1.57	0.1	0.1	0.4
10	8.34	2.47	0.4	0.4	1.2
15	10.98	3.94	1.1	1.2	2.6
20	14.83	6.40	2.9	2.9	5.4
21	15.81	7.07	3.4	3.5	6.2
22	16.88	7.82	4.1	4.1	7.1
23	18.05	8.66	4.8	4.9	8.2
24	19.32	9.60	5.7	5.7	9.4

25	20.72	10.66	6.8	6.8	10.9
26	22.25	11.85	8.0	7.9	12.5
27	23.94	13.20	9.5	9.3	14.5
28	25.80	14.72	11.2	10.9	16.7
29	27.86	16.44	13.2	12.8	19.3
30	30.14	18.40	15.7	15.1	22.4
35	46.12	33.30	37.2	33.9	48.0
40	75.31	64.20	93.7	79.5	109.4
45	133.87	134.87	262.7	200.8	271.7
50	266.88	319.06	873.9	568.6	762.9

Berikut gambar grafik nilai factor Mayerhof, Hansen, dan Vesic :



Gambar 2. 5 Nilai Faktor Daya Dukung Dari Meyerhof, Hansen dan Vesic

2.5 Pondasi Dalam

Sebagaimana halnya pondasi dangkal, pondasi dalam harus direncanakan mampu mendukung beban rencana sedemikian rupa sehingga tidak terjadi keruntuhan pada sistem pondasi-tanah dan tidak pula terjadi penurunan yang tidak diinginkan. Dengan demikian terdapat dua kriteria yang sama dengan pondasi dangkal yang harus dipenuhi dalam merencanakan sebuah pondasi dalam, yaitu:

- a. Pondasi harus mampu mendukung beban dengan faktor keamanan tertentu.
- b. Pondasi harus tetap ditempat dan tidak berpindah hingga batas toleransi tertentu. Faktor keamanan dan toleransi pergerakan yang diperbolehkan untuk sebuah sistem pondasi umumnya ditentukan oleh kepentingan dari struktur yang didukung oleh pondasi tersebut.

1. Pondasi Tiang

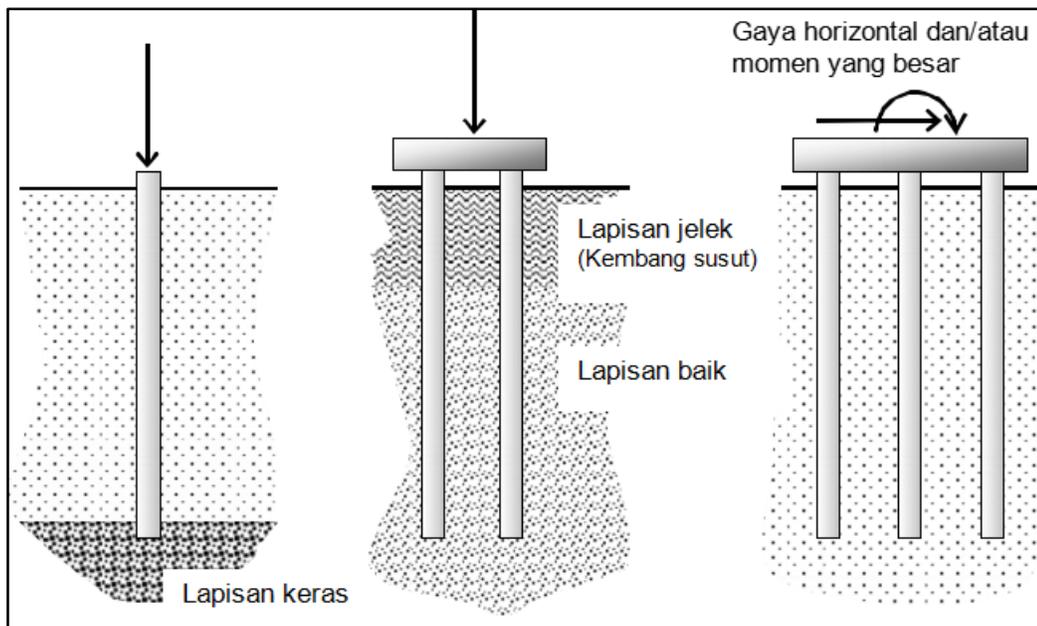
Dalam bagian ini, akan dikhususkan pembahasan mengenai pondasi tiang (*pile foundations*) yang secara garis besar dapat mewakili prinsip perhitungan daya dukung dan stabilitas dari pondasi dalam. Pondasi tiang dapat dipilih karena pertimbangan biaya. Selain itu, kondisi-kondisi yang dapat dijadikan dasar dalam mempertimbangkan pemilihan pondasi tiang adalah:

- a. Apabila lapisan tanah atas terlalu lunak untuk mendukung beban dengan menggunakan pondasi dangkal, maka diperlukan pondasi yang dalam (panjang) untuk meneruskan beban dari atas ke dalam lapisan tanah bawah yang lebih kuat. Panjang dari pondasi dalam tergantung dari keperluannya, yaitu untuk menyalurkan beban hingga ke tanah keras (*bedrock*) diujung bawah pondasi (*end bearing-piles*) ataupun menyalurkan beban pada lapisan tanah di sisi-sisi pondasi (*friction-piles*).
- b. Kondisi tanah yang sangat kompresif dan/atau bersifat kembang-susut tinggi, sehingga dapat berpengaruh pada nilai perpindahan (naik-turun) dari pondasi

yang melebihi nilai batas toleransinya. Pada kondisi ini, bagian pondasi yang berada pada lapisan kembang susut tidak boleh diperhitungkan sebagai pendukung beban pada semua kondisi, bahkan pada kondisi tertentu, bagian ini harus diperhitungkan untuk mengurangi beban akibat mengembangnya (*heaving*) tanah disisinya (*negative skin friction*).

- c. Pada kondisi beban horizontal yang besar, pondasi tiang dapat menahan beban horizontal (*bending*) sementara daya dukung vertikalnya relatif tidak terganggu. Situasi semacam ini dapat terjadi pada sistem dinding penahan tanah dan juga pada bangunan tinggi akibat beban angin dan/atau beban gempa.
- d. Pada kondisi tanah atas yang mudah hancur. Ada terdapat beberapa jenis material geologi yang mempunyai daya dukung cukup tinggi namun pada keadaan tertentu mudah hancur (*break down and collaps*), misalnya terkena udara atau air. Pada kondisi tersebut pondasi tiang cocok untuk dipilih hingga kedalaman yang lapisan tanah yang cukup stabil dan tidak terpengaruh oleh air atau udara yang dapat merusak kondisi tanah.
- e. Kondisi-kondisi yang memungkinkan adanya gaya angkat (*up lift*) yang cukup besar. Misalnya *up-lift* pada pondasi tower, pada bangunan lepas pantai, pondasi basement bangunan yang berada dibawah muka air tanah.
- f. Kondisi tanah dasar yang berisiko terhadap penggerusan. Kondisi ini sering dijumpai pada struktur pilar dan abutment jembatan dimana resiko erosi akibat aliran air sangat besar.
- g. Pertimbangan biaya konstruksi, walaupun pada keadaan umum biasanya pondasi dangkal memerlukan biaya pekerjaan yang lebih murah, namun pada keadaan khusus dimana konstruksi tiang dapat menjadi lebih murah dibanding pondasi dangkal. Keadaan ini dapat terjadi pada daerah yang memiliki sumber material pondasi dangkal yang sangat minim, sehingga material pondasi harus didatangkan dari luar daerah. Pada kasus ini, justru terjadi kebalikannya bahwa dengan menggunakan konstruksi pondasi tiang akan lebih meringankan biaya pekerjaan dibanding dengan konstruksi pondasi dangkal.

Walaupun sudah banyak penelitian dan pekerjaan praktis pondasi tiang dilakukan manusia sejak jaman dulunya, namun masih tidak ada kepastian (mutlak) akan kebenaran dari teori dan praktek yang dilakukan. Mekanisme penyebaran beban pondasi tiang kedalam partikel tanah belum dapat dimengerti secara menyeluruh. Hal ini terjadi dikarenakan sangat beragamnya material geoteknik dengan karakteristiknya masing-masing. Namun demikian pada bagian ini akan dijelaskan secara garis besar mengenai perhitungan daya dukung dari pondasi tiang yang dapat dikembangkan untuk pekerjaan praktis maupun penyelidikan lebih lanjut.



Gambar 2. 6 Beberapa Model Penggunaan Pondasi Tiang

2. Kekuatan Pondasi Tiang

Sebagaimana halnya elemen struktur bangunan sipil lainnya, pondasi tiang juga harus kuat menahan/mendukung beban yang ditanggungnya. Kekuatan pondasi tiang

yang dimaksud adalah kekuatan dari material pondasi itu sendiri dan kekuatan secara keseluruhan dengan interaksinya terhadap tanah dan struktur lainnya yang ditahannya. Cara sederhana untuk menuliskan kekuatan dari struktur (material) pondasi tiang adalah dengan menentukan kapasitas beban pondasi berdasarkan tahanan izinnnya:

$$Q_{all} = A_p \sigma_{all} \dots \dots \dots (2.9)$$

Dengan,

Q_{all} = kapasitas beban pondasi yang diizinkan

A_p = luas penampang yang menahan

= $\frac{1}{4} \pi B^2$ untuk penampang tiang lingkaran dengan diameter B

= B^2 untuk penampang tiang bujur sangkar dengan panjang sisi B

= $0.433 B^2$ untuk pondasi segitiga sama sisi dengan panjang sisi B

σ_{all} = Tegangan izin dari material pondasi

Namun perlu diingat bahwa dalam pelaksanaannya, rumusan diatas harus tetap mengikuti ketentuan-ketentuan yang diberlakukan setempat atau secara konvensi ditetapkan untuk merancang sebuah struktur geoteknik sehingga cukup meyakinkan berada dalam kondisi 'aman'.

Selain kekuatan dari material pondasi itu sendiri, maka pondasi tiang dalam berinteraksi dengan tanah harus mampu mendukung beban yang diberikan. Secara konvensi pula telah ditetapkan bahwa dukungan pondasi tiang adalah kombinasi dari dukungan ujungnya dan dukungan di sepanjang sisinya. Namun perlu diperhatikan bahwa dukungan tersebut sangat tergantung dari mekanisme pondasi tersebut dalam menyalurkan beban yang ditahannya kedalam tanah. Untuk dukungan terhadap beban yang tidak bekerja searah sumbu memanjang tiang, perlu dianalisis dengan metoda

tersendiri. Sedangkan daya dukung pondasi tiang untuk beban yang bekerja pada sumbu memanjang tiang, formula umum adalah :

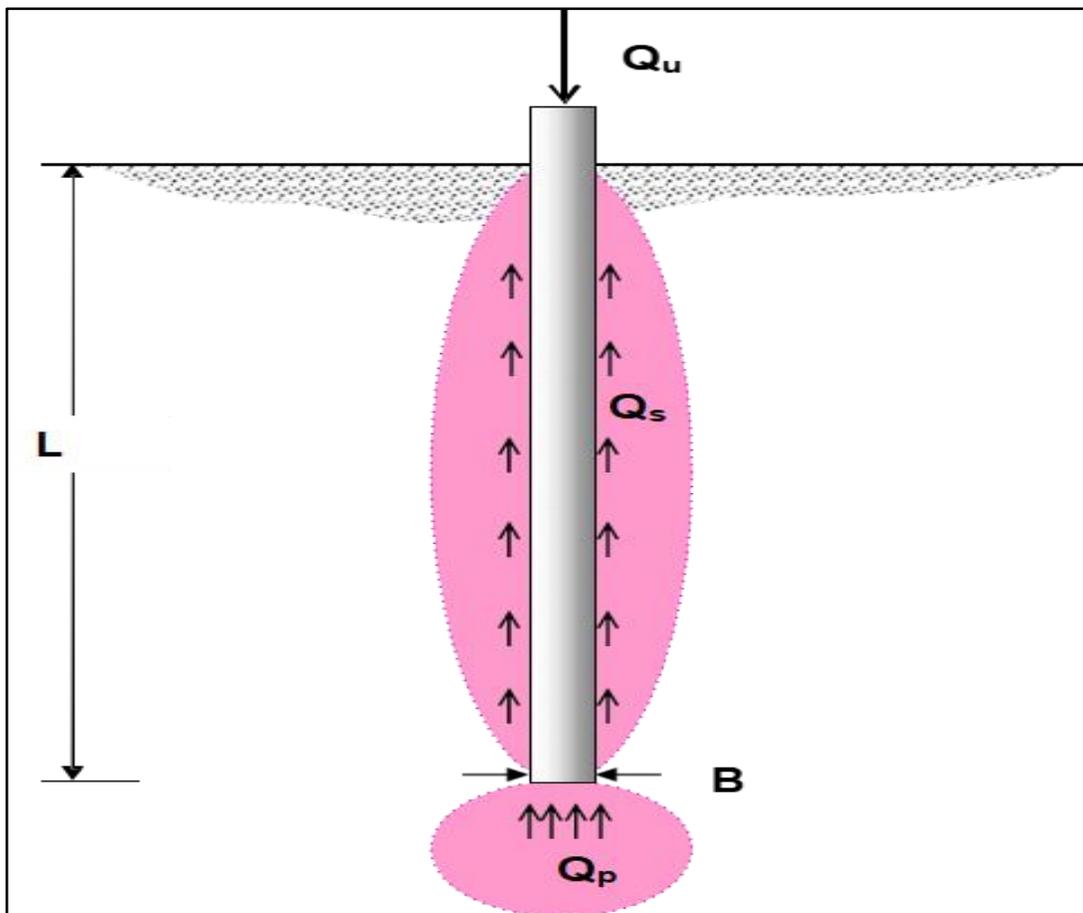
$$Q_u = Q_p + Q_s \dots \dots \dots (2.10)$$

Dengan,

Q_u = kapasitas daya dukung beban pondasi

Q_p = kapasitas daya dukung ujung (didasar) pondasi

Q_s = kapasitas daya dukung sisi (gesekan) sepanjang pondasi



Gambar 2. 7 Dimensi Dan Daya Dukung Pondasi Tiang

3. Estimasi Daya Dukung Ujung

Kapasitas daya dukung pondasi tiang dapat diestimasi dengan menggunakan persamaan sederhana sebagai penjumlahan dari daya dukung batas ujung tiang dan daya dukung sisi. Telah banyak sekali penelitian yang dilakukan untuk menghasilkan formulasi yang secara teori dapat digunakan untuk menentukan daya dukung pondasi, baik kapasitas daya dukung ujung maupun kapasitas tahanan sisi. Sejumlah teori kapasitas daya dukung dari beberapa penelitian yang secara global telah dikenal dan cukup terkemuka akan dibahas disini.

Dari sejumlah metoda yang dikembangkan untuk memprediksi daya dukung ultimit (batas) yang disumbangkan oleh ujung tiang, sebahagian besar masih mengacu pada formulasi yang dikembangkan oleh Terzaghi untuk pondasi dangkal (dan dituliskan kembali) sebagai berikut:

$$Q_u = cN_c (s_c) + q' N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma (s_\gamma) \dots \dots \dots (2.11)$$

Dari dimensi yang dimilikinya, pondasi tiang mempunyai ukuran panjang (**L**) yang relatif jauh lebih besar dibandingkan lebarnya (**B**). Apabila parameter-parameter daya dukung tersebut dimasukkan kedalam persamaan diatas, maka akan diperoleh nilai **q₁** dan **q₂** yang relatif jauh lebih besar dibandingkan dengan **q₃**. Dengan alasan tersebut maka dalam penelitian/pengembangan untuk rumusan estimasi daya dukung ujung pondasi tiang, bagian dari **q₃** diabaikan.

Selain itu, pondasi tiang mempunyai bentuk penampang yang tidak jauh berbeda antara panjang sisi satu dengan sisi yang lain, atau sering berbentuk lingkaran. Meskipun bentuk- bentuk lain seperti segitiga, segi empat, segi lima dan segi banyak lainnya telah banyak dikembangkan saat ini, namun bentuk penampang tersebut tidak banyak dipertimbangkan dalam mengestimasi daya dukung. Sehingga rumusan daya dukung menjadi lebih sederhana lagi tetapi masih memiliki pola yang mirip dengan yang dikembangkan Terzaghi. Dengan menghilangkan faktor bentuk s_c dan s_γ

selanjutnya persamaan estimasi daya dukung ujung dituliskan sebagai berikut:

$$Q_u = cN_c + q' N_q \dots \dots \dots (2.12)$$

Dengan menggunakan formulasi tersebut, selanjutnya dengan menggantikan notasi q_u menjadi q_p (subindeks p = point, berarti titik ujung tiang) untuk daya dukung ujung pondasi, serta menambahkan tanda bintang pada faktor daya dukung menjadi N_c^* dan N_q^* , maka kapasitas daya dukung ujung pondasi tiang dalam satuan gaya dapat dituliskan sebagai berikut:

$$Q_p = A_p q_p \dots \dots \dots (2.13)$$

Dengan,

$$Q_p = cN_c^* + q' N_q^* \dots \dots \dots (2.14)$$

Dimana,

C = Nilai kohesi tanah dibawah dasar (ujung) pondasi

q' = $\Sigma \gamma' L$ adalah tegangan efektif tanah akibat berat diatas ujung tiang

γ' = Berat volume tanah efektif diatas dasar pondasi

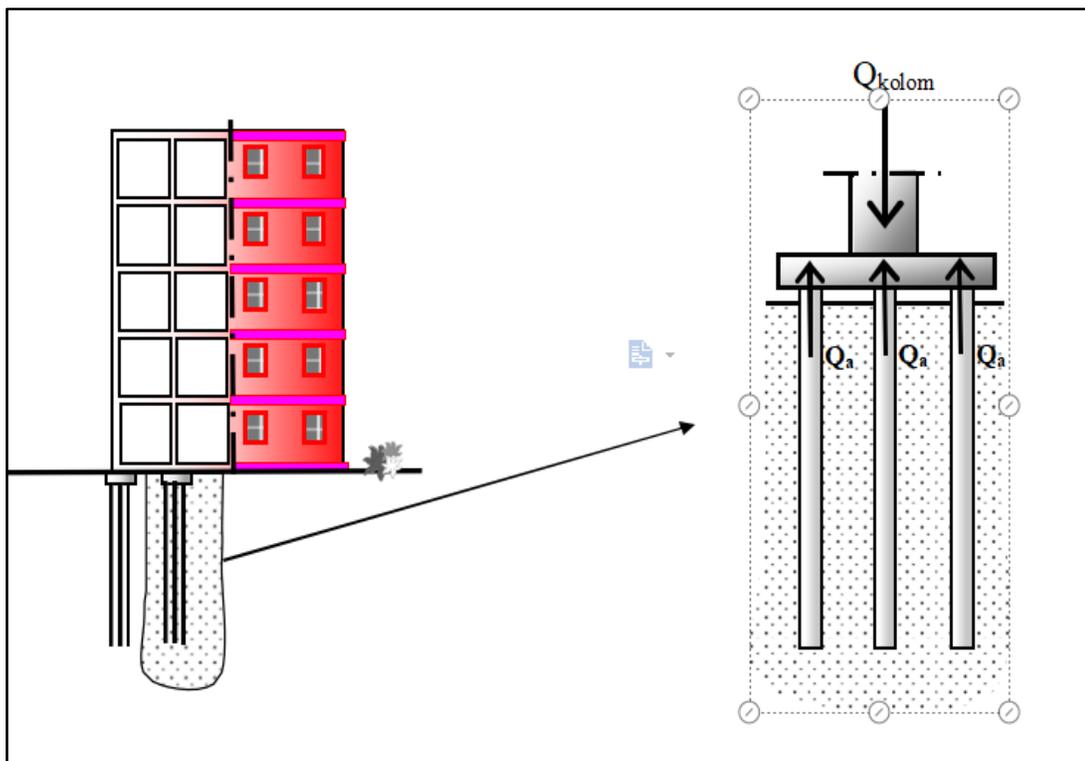
L = Panjang tiang yang tertanam dalam tanah

N_c^* dan N_q^* adalah faktor kapasitas daya dukung tanpa satuan (non-dimensional) yang didapatkan hanya dari nilai sudut geser dalam tanah, ϕ .

Rumusan diatas merupakan rumusan umum dari kapasitas daya dukung ujung pondasi tiang. Beberapa metoda yang dikembangkan para peneliti terdahulu memiliki rumusan umum yang sama seperti diatas. Perbedaan yang ada dari para peneliti tersebut adalah dalam hal menentukan besarnya faktor daya dukung N_c^* dan N_q^* .

2.6 Grup Tiang

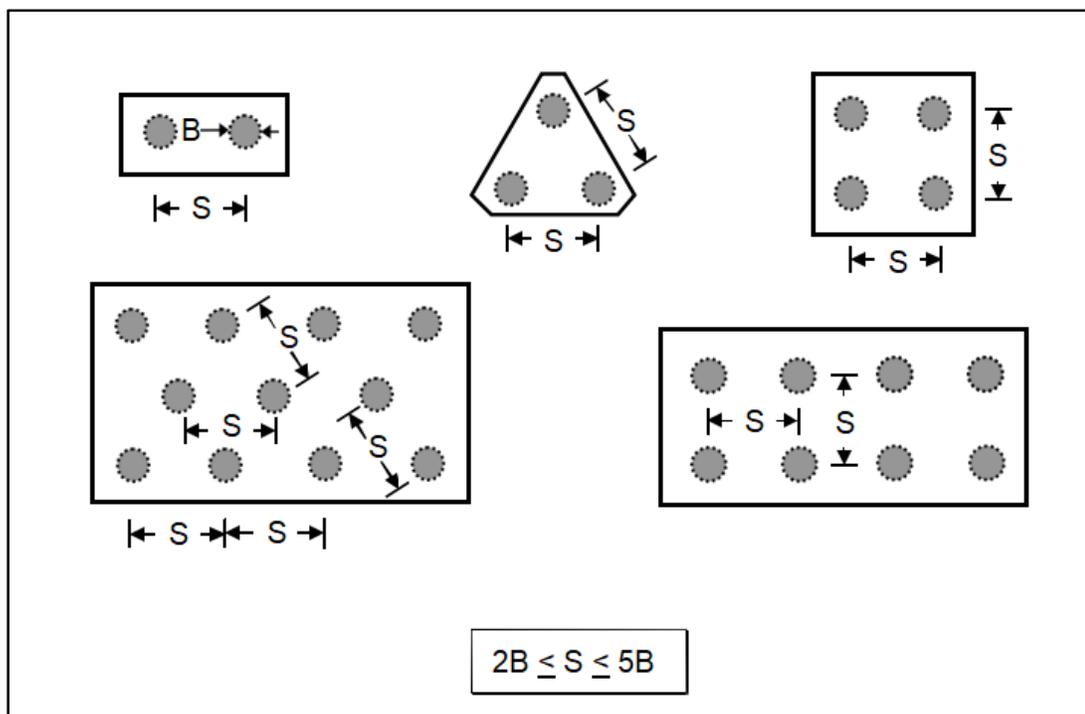
Dalam pemanfaatan sesungguhnya, pondasi tiang lebih sering direncanakan dan dibuat dalam bentuk kelompok tiang (grup tiang = pile group). Dalam satu grup tiang, sejumlah tiang (lebih dari satu) diikat dengan satu kepala tiang (pile cap). Contoh yang sangat sering dijumpai terdapat pada bangunan bertingkat yang mana pada tiap kolomnya ditopang oleh sebuah grup tiang. Gambar 5.1 menunjukkan ilustrasi kelompok tiang pada sebuah bangunan bertingkat. Pada gambar tersebut terlihat bahwa untuk menahan beban kolom Q_{kolom} , seluruh tiang menahan secara bersamaan sebagai sebuah grup yang solid. Dalam bagian ini akan dibahas mengenai tahanan masing-masing tiang dalam menahan beban luar termasuk momen dan beban vertikal serta efisiensi grup tiang.



Gambar 2. 8 Grup Tiang Dibawah Sebuah Bangunan

Pada bagian sebelumnya, telah dibahas mengenai daya dukung pondasi dangkal dan pondasi dalam (tiang). Kedua daya dukung tersebut sangat dipengaruhi oleh parameter tanahnya, disamping faktor-faktor lainnya. Pada daya dukung grup tiang, selain daya dukung masing-masing tiang dalam grup, tata letak dan dimensi dari grup sangat menentukan kapasitas daya dukung grup tersebut.

Dalam sebuah grup tiang, tiap-tiap tiang diletakkan pada posisi tertentu dan berjarak tertentu (disebut spasi, *spacing*) terhadap tiang-tiang lain didekatnya. Bentuk-bentuk susunan tiang yang sering dijumpai dalam sebuah grup tiang dan jarak antar tiang (spasi, dihitung dari pusat tiang). Dalam pekerjaan praktis, susunan tersebut sangat tergantung dari kebutuhan jumlah tiang untuk menahan beban yang dan jenis serta arah beban yang bekerja. Jarak spasi antar tiang sangat ditentukan oleh ukuran dari tiap-tiap tiang serta luas daerah yang tersedia. Namun biasanya jarak tiang dalam grup tiang ditentukan berdasarkan lebar (atau diameter) dari tiang, B yaitu antara $2B$ hingga $5B$.



Gambar 2. 9 Bentuk Tipikal Susunan (denah) Grup Tiang

1. Daya Dukung Grup Tiang

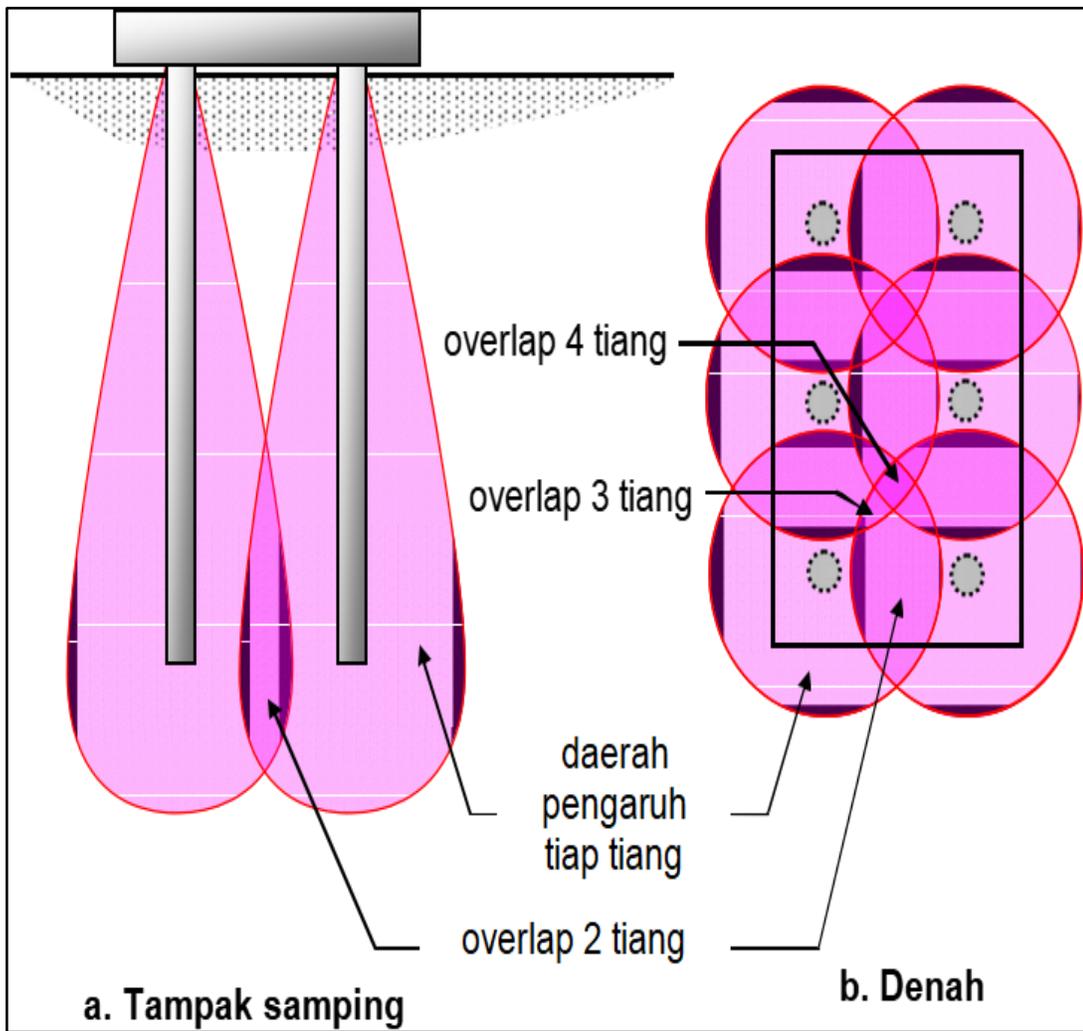
Daya dukung grup tiang ditentukan oleh daya dukung tiap-tiap tiang dan susunan tiang- tiang tersebut dalam sebuah grup. Seperti telah dijelaskan sebelumnya bahwa fungsi dari pondasi adalah mentransfer beban yang diterimanya ke tanah dibawah dan sekitarnya.

Pada saat beban luar bekerja pada sebuah grup tiang, maka tanah disekitar pondasi tiang dan dasar tiang akan menerima transfer beban dari tiang. Respon tanah yang menerima transfer beban tersebut ditunjukkan dengan terjadinya perpindahan dan meningkatnya tegangan dalam massa tanah. Pada tanah di daerah-daerah antara tiang, juga akan menerima tranfer beban dari beberapa tiang didekatnya. Hal ini ditunjukkan oleh daerah pengaruh yang overlap seperti pada Gambar 5.3.

Adanya daerah overlap ini memberikan salah satu alasan berkurangnya daya dukung grup tiang dibanding dengan penjumlahan seluruh daya dukung tiang dalam grup tersebut. Nilai yang menunjukkan perbandingan antara kapasitas daya dukung grup tiang dengan penjumlahan seluruh kapasitas daya dukung tiang-tiang tunggal dikenal dengan efisiensi grup tiang.

Untuk sebuah grup tiang yang terdiri dari sejumlah N buah tiang, nilai efisiensi grup tiangnya, E_g dapat dituliskan sebagai:

$$E_g = \frac{\text{Kapasitas Kelompok}}{\text{Jumlah dari seluruh kapasitas tiang individu}} \dots\dots\dots(2.15)$$



Gambar 2.10 Daerah Overlap Disekitar Pondasi Tiang

Dengan memfokuskan pada daya dukung grup tiang, maka rumusan diatas menjadi:

$$Q_g = E_g \Sigma Q_u \dots \dots \dots (2.16)$$

Dimana,

Q_g = Daya dukung ultimit dari grup tiang

Q_u = Daya dukung ultimit dari tiang tunggal

Dari pengertian diatas dapat dilihat bahwa kapasitas daya dukung grup tiang belum tentu sama dengan penjumlahan dari kapasitas masing-masing tiang secara individu. Apabila nilai kapasitas daya dukung dari kelompok tiang adalah sama dengan penjumlahan aritmatik dari masing-masing tiang dalam kelompok tersebut, maka efisiensi kelompok tiang tersebut E_g sama dengan 1 (atau 100%). Namun dalam perhitungannya, jarang dijumpai nilai efisiensi tiang yang bernilai 100%.

Sebagaimana perhitungan daya dukung tiang, nilai efisiensi grup tiang dapat ditentukan dari beberapa parameter disain berdasarkan jenis tanah disekitar tiang tersebut yaitu tanah kohesif dan non-kehesif.

1. Efisiensi Grup Tiang

Untuk kelompok tiang berbentuk persegi dengan ujung tiang tidak mencapai tanah keras (floating) yang memiliki jumlah tiang n pada satu arah (baris) dan m pada arah lainnya (kolom), the Bridge Specifications of AASHTO menyarankan untuk mengestimasi nilai efisiensi kelompok tiang dengan menggunakan formula:

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 mn} \dots\dots\dots(2.17)$$

dimana,

- θ = \tan^{-1} B/S dalam satuan derajat
- B** = Diameter (atau lebar) dari tiang individual, dan
- S** = Jarak antar pusat-ke-pusat tiang

Rumusan diatas diadopsi dari usulan yang dibuat oleh Converse-Labarre (Bowles, 1988), dimana pada saat awal pengusulannya (1968) rumusan tersebut sangat banyak digunakan. Walaupun dianjurkan untuk digunakan oleh AASHTO, formula tersebut kini sangat jarang digunakan. Formula tersebut diturunkan berdasarkan pengurangan area geser pada tiang yang berdekatan (Hunt, 1986). Namun propertis

tanah yang seharusnya sangat menentukan dalam interaksi tanah struktur, tidak diperhitungkan dalam penurunan rumus tersebut. Keterbatasan dari formula tersebut antara lain adalah hanya dapat dipakai untuk bentuk denah pondasi tiang yang berbentuk persegi dengan nilai **n** dan **m** yang dapat ditentukan dengan baik.

Formulasi yang lebih realistis untuk menghitung efisiensi dari sebuah grup tiang adalah dengan menganggap kelompok tiang tersebut sebagai sebuah blok solid (Lihat gambar 5.4). Dengan menganggap grup tiang sebagai sebuah blok yang solid, maka dimensi dari blok grup tiang tersebut adalah:

$$B_g = (n-1) S_n + B \dots \dots \dots (2.18)$$

Dan,

$$L_g = (m-1) S_m + B \dots \dots \dots (2.19)$$

Sedangkan kedalaman blok adalah sama dengan panjang rata-rata tiang dalam grup tiang.

Dimana,

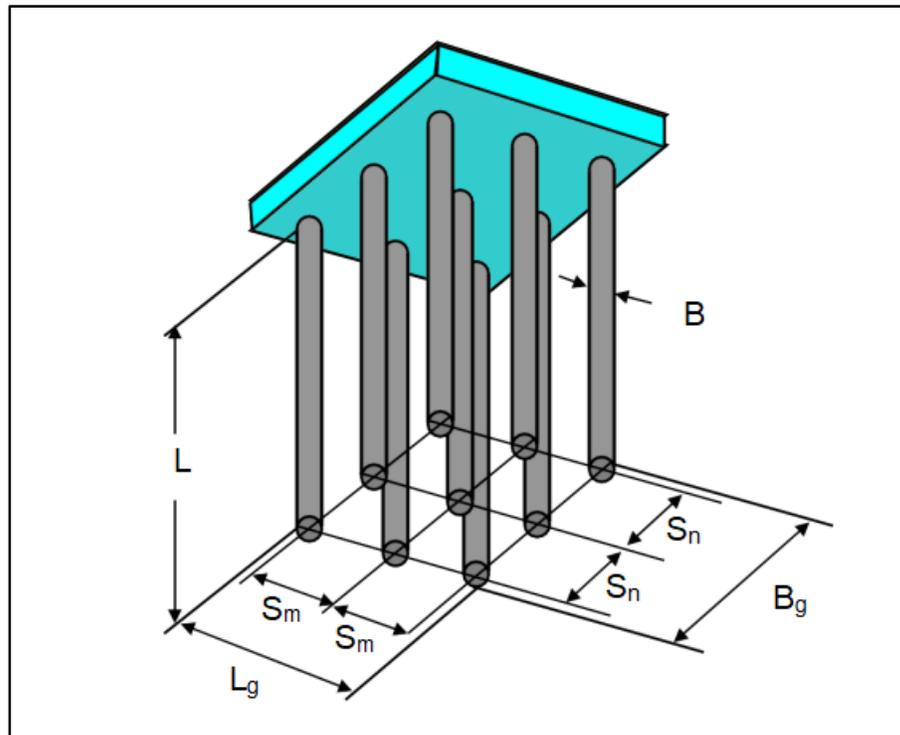
B_g = lebar dasar grup tiang, untuk lebar terluar.

L_g = panjang dasar grup tiang, untuk panjang terluar.

S_n = spasi tiang pada arah untuk menentukan nilai **B_g**

S_m = spasi tiang pada arah untuk menentukan nilai **L_g**

B = diameter (atau lebar) dari tiang individual



Gambar 2. 11 Dimensi Blok Grup Tiang (tampak prespektif bawah)

Selanjutnya dengan menganggap blok tersebut sebagai sebuah pondasi dalam, maka daya dukung grup tiang dapat ditentukan sebagai berikut:

A. Untuk grup dari end bearing piles:

$$Q_{p \text{ grup}} = (B_g L_g) q_p \dots \dots \dots (2.20)$$

Dengan,

$$q_p = cNc^* + q' Nq^* \dots \dots \dots (2.21)$$

Dimana,

c = nilai kohesi tanah dibawah dasar (ujung) pondasi

q' = $\Sigma \gamma' L$, adalah tegangan efektif tanah akibat berat diatas ujung tiang

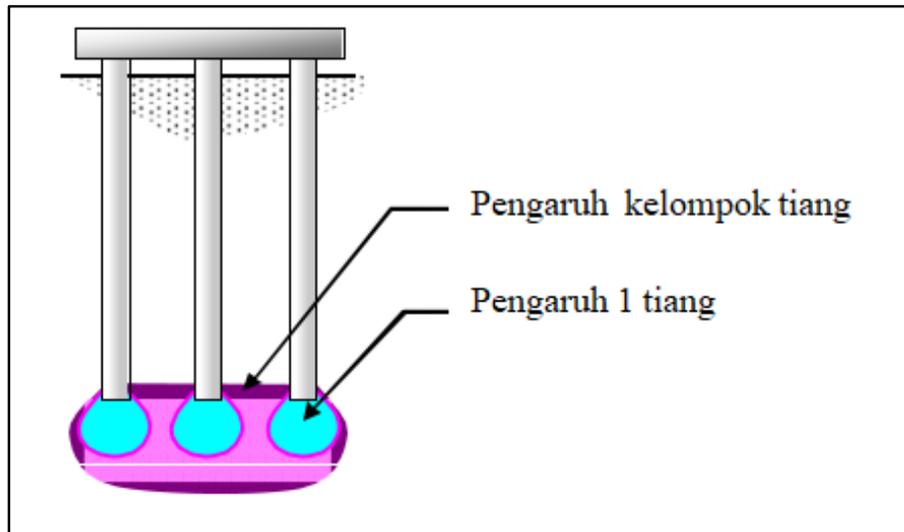
γ' = berat volume tanah efektif diatas dasar grup tiang L = panjang tiang

N_c^* dan N_q^* adalah faktor kapasitas daya dukung tanpa satuan (non-dimensional) yang tergantung nilai sudut geser dalam ϕ , nilai-nilai ini dapat ditentukan dengan menggunakan teori daya dukung pondasi dalam dai Meyerhof, Hansen, Vesic dan lainnya.

Dalam bentuk efisiensi grup tiang, maka:

$$E_{gp} = \frac{Bg Lg}{m n Ap} \dots \dots \dots (2.22)$$

Dengan menggunakan formula diatas, nilai efisiensi akan selalu diatas 100%, oleh sebab itu dalam pemakaiannya nilai daya dukung ujung grup tiang adalah sama dengan penjumlahan daya dukung ujung seluruh tiang di dalam grup tersebut



Gambar 2. 12 Konsentrasi Tegangan Dibawah Grup Tiang

B. Untuk grup dari friction piles:

Kapasitas daya dukung sisi grup tiang (untuk friction piles) merupakan penjumlahan (akumulasi = Σ) dari tahanan sisi seluruh selimut blok grup tiang yang

berinteraksi dengan tanah disekeliling blok tersebut, dituliskan sebagai berikut :

$$Q_{s \text{ grup}} = 2(B_g + L_g) \sum L_i q_s \dots\dots\dots(2.23)$$

Dimana,

L_i = panjang bagian tiang yang mempunyai nilai q_s yang sama

Rumusan diatas merupakan rumusan umum dari kapasitas daya dukung sisi grup tiang. Beberapa metoda untuk memprediksi nilai tahanan sisi tiang q_s berdasarkan jenis dan perilaku interaksi tanah-tiang tertentu telah dijelaskan pada bagian terdahulu dapat digunakan disini.

Dengan memperhatikan dimensi dari blok grup tiang, maka untuk jenis tanah yang seragam dapat ditentukan:

$$A_{sg} = 2 (B_g + L_g) L \dots\dots\dots(2.24)$$

Atau dalam bentuk efisiensi grup tiang, maka berdasarkan nilai tahanan sisinya dapat ditentukan nilai efisiensi sebagai berikut:

$$E_{gs} = \frac{2 (B_g + L_g)}{m n \Theta} \dots\dots\dots(2.25)$$

Dengan Θ adalah keliling tiang, yaitu:

$$\Theta = \pi B \dots\dots\dots(2.26)$$

(untuk pondasi lingkaran)

Dan,

$$\Theta = 4 B \dots\dots\dots(2.27)$$

(untuk pondasi persegi)

Dapat dihitung berupa keliling penampang tiang untuk pondasi bentuk lainnya.

C. Untuk grup tiang secara umum:

Dalam menentukan daya dukung grup tiang secara umum, maka aturan berikut dapat dipergunakan:

1. Tentukan nilai efisiensi tahanan ujung, $E_{g,p}$ (Persamaan 5.7), bila nilainya lebih besar dari 1, maka diambil 1.
2. Tentukan nilai efisiensi tahanan sisi, $E_{g,s}$ (Persamaan 5.10), bila nilainya lebih besar dari 1, maka diambil 1.
3. Hitung tahanan ujung, Q_p untuk masing-masing tiang (Lihat Bab 4).
4. Hitung tahanan sisi, Q_s untuk masing-masing tiang (Lihat Bab 4).
5. Bila, jumlah tiang adalah $m \times n$ buah, maka tentukan tahanan ujung dan tahanan sisi sebagai berikut:

$$Q_{p,grup} = E_{g,p} \times Q_p(m \times n)$$

$$Q_{s,grup} = E_{g,s} \times Q_s(m \times n)$$

6. Nilai kapasitas daya dukung total adalah penjumlahan dari keduanya, yaitu:
 $Q_{u,grup} = Q_{p,grup} + Q_{s,grup}$

2.7 Penurunan Pondasi (*Settlement*)

Penurunan terjadi akibat perubahan volume tanah pada saat terjadi penambahan beban di atas permukaannya yang mengakibatkan gerakan titik tertentu pada suatu konstruksi terhadap titik referensi yang tetap. Pemilihan pondasi tergantung pada besarnya beban yang bekerja dan jenis tanahnya. Pondasi yang bekerja pada tanah lunak perlu dikaji ulang kemampuan daya dukung dan besarnya penurunan yang terjadi. Selanjutnya apabila pondasi tersebut menghasikan penurunan yang sangat besar, maka perlu adanya alternatif desain dan perhitungan penurunannya.

Terdapat 2 kondisi penurunan yang terjadi akibat faktor tanah yang mempengaruhinya, sebagai berikut :

1. Penurunan merata (Uniform Settlement)

Tanah disuatu lokasi memiliki kepadatan tertentu yang tergantung pada jenis tanah dan kandungan air yang ada di dalam butiran tanah atau air dilingkungannya. Bila tanah memiliki sifat yang seragam, maka akan menghasilkan penurunan akibat terkonsolidasi dengan besaran yang sama atau seragam. Kondisi ini tidak begitu mempengaruhi stabilitas struktur, namun apabila besar penurunan tidak diperhitungkan akan mempengaruhi penampilan bangunan dari segi arsitektur.

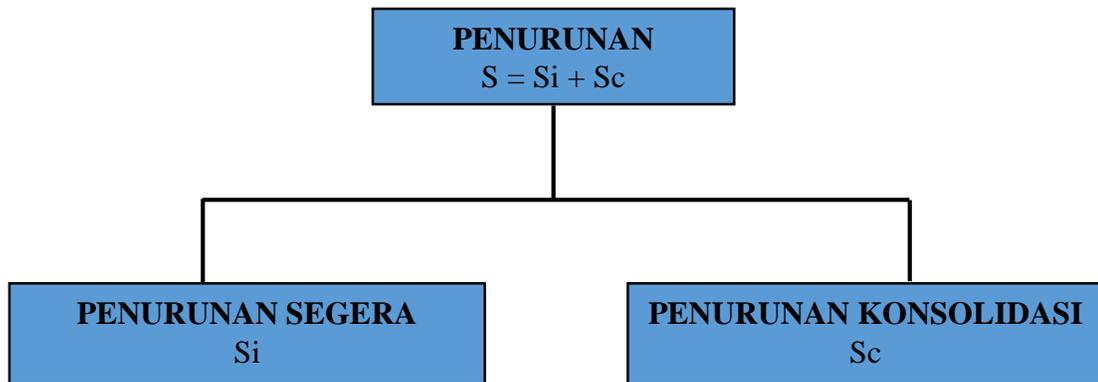
2. Penurunan yang tidak merata (Differential Settlement)

Penurunan yang tidak merata dapat terjadi apabila sifat tanah dibawah bangunan tidak homogen. Dengan demikian untuk kondisi sifat tanah yang tidak homogen, komponen pondasi harus dipasang hingga mencapai tanah keras, baik pada pondasi langsung maupun tidak langsung.

Faktor Faktor yang mempengaruhi terjadinya penurunan :

- Kegagalan atau keruntuhan geser akibat terlampauinya kapasitas dukung tanah
- Terjadi defleksi yang besar pada pondasi
- Distorsi geser dari tanah pendukungnya
- Adanya deformasi partikel tanah
- Relokasi partikel tanah
- Keluarnya air atau udara dari dalam pori

Oleh karena itu, penurunan pondasi harus diperhitungkan dengan sangat hati-hati agar tidak mengakibatkan kerusakan pada konstruksi bangunan di atasnya. Berbagai metode telah banyak digunakan dalam analisis penurunan pondasi. Hary Christady H. (2011). Menyatakan bahwa penurunan pondasi di bagi menjadi dua yaitu penurunan segera dan penurunan konsolidasi. Penurunan segera dapat di analisis dengan parameter *Immediate Settlement (Si)*, Sedangkan penurunan konsolidasi diukur dengan parameter *Consolidation Settlement (Sc)*. Dalam analisis penurunan tanah pondasi diperlukan data antara lain spesifikasi tanah, kuantitas beban, serta dimensi pondasi.



Gambar 2. 13 Bagan Penurunan

A. Penurunan Segera

Penurunan segera umumnya terjadi pada tanah berbutir kasara dan berbutir halus. Besarnya penurunan segera sangat sulit diperkirakan karena kondisi tanah yang tidak homogen dan sulitnya memperkirakan kondisi tegangan-regangan yang terjadi di lapisan tanah.

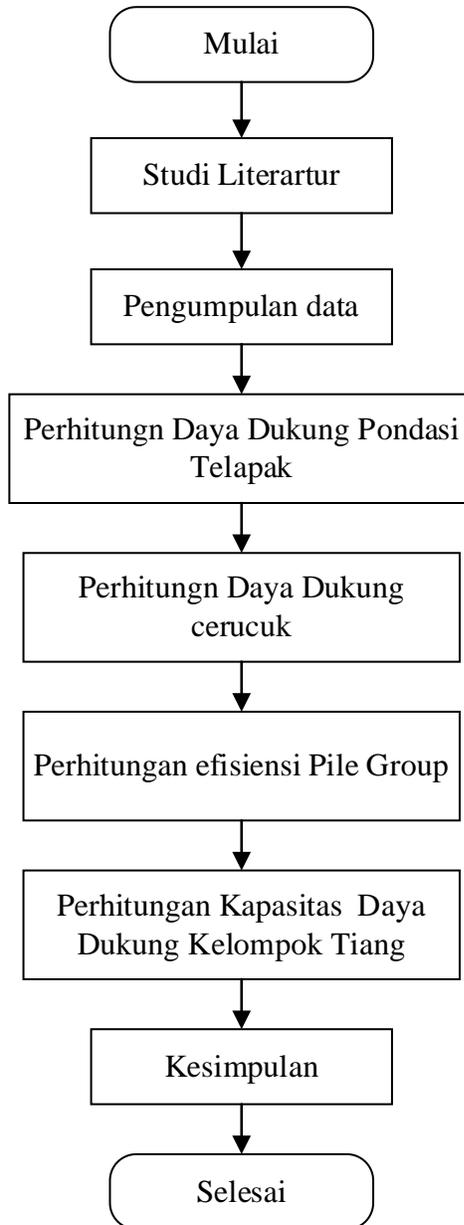
B. Penurunan Konsolidasi

Penurunan konsolidasi merupakan penurunan tanah yang terjadi pada tanah berbutir halus yang berada dibawah muka air tanah. Penurunan konsolidasi memerlukan waktu yang lamanya tergantung pada kondisi lapisan tanah.

C. Penurunan Total

Penurunan Total adalah jumlah dari dua komponen penurunan tersebut, atau dinyatakan dalam persamaan sebagai : $S = Si + Sc$

BAB III
Bagan Alir Analisis



Gambar 3. 1 Bagan Alir analisis

3.1 Studi Literatur

Bagian ini berisi tentang referensi teori-teori yang relevan dengan analisis yang akan dilakukan yaitu analisis daya dukung pondasi telapak dengan perkuatan cerucuk. Teori-teori tersebut berperan sebagai landasan dalam proses analisis dan output yang diharapkan dari studi literature ini adalah agar supaya terkorelasinya antara rumusan masalah dengan referensi yang digunakan.

3.2 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Telapak

Pada tahap ini akan dilakukan perhitungan daya dukung pondasi telapak dengan mengasumsikan dimensi telapak yang akan digunakan. adapun metode yang akan digunakan dalam analisis perhitungan daya dukung tersebut adalah metode meyerhoff.

3.3 Perhitungan Daya Dukung Cerucuk

Pada bagian ini akan dilakukan Perhitungan daya dukung cerucuk yang mana akan dilakukan trial and error pada penentuan diameter dari cerucuk hingga mendapatkan daya dukung yang diinginkan.

Berikut 3 tahap pada perhitungan daya dukung cerucuk :

1. Perhitungan Daya Dukung Cerucuk

Pada Tahap ini akan dilakukan perhitungan daya dukung tiang tunggal cerucuk yang mana untuk mengetahui daya dukung yang dihasilkan dalam memikul beban struktur.

2. Perhitungan Efisiensi Kelompok Tiang

Bagian ini membahas tentang perhitungan efisiensi kelompok tiang (Pile Group) dengan menggunakan metode Converse Labare, yang mana nilai efisiensi ini berperan sebagai factor reduksi bagi daya dukung dari kelompok tiang.

3. Perhitungan Daya Dukung Kelompok Tiang Cerucuk

Pada Tahap ini akan dilakukan perhitungan daya Dukung Kelompok tiang yang mana konfigurasi dari kelompok tiang tersebut akan di desain sedemikian rupa hingga daya dukung yang dihasilkan dapat mencukupi untuk memikul beban struktur diatasnya.

4. Kesimpulan

Setelah analisis selesai dilakukan maka akan ditarik kesimpulan mengenai daya dukung dari pondasi telapak dan pondasi dalam beserta penurunan yang terjadi pada pondasi.

BAB IV

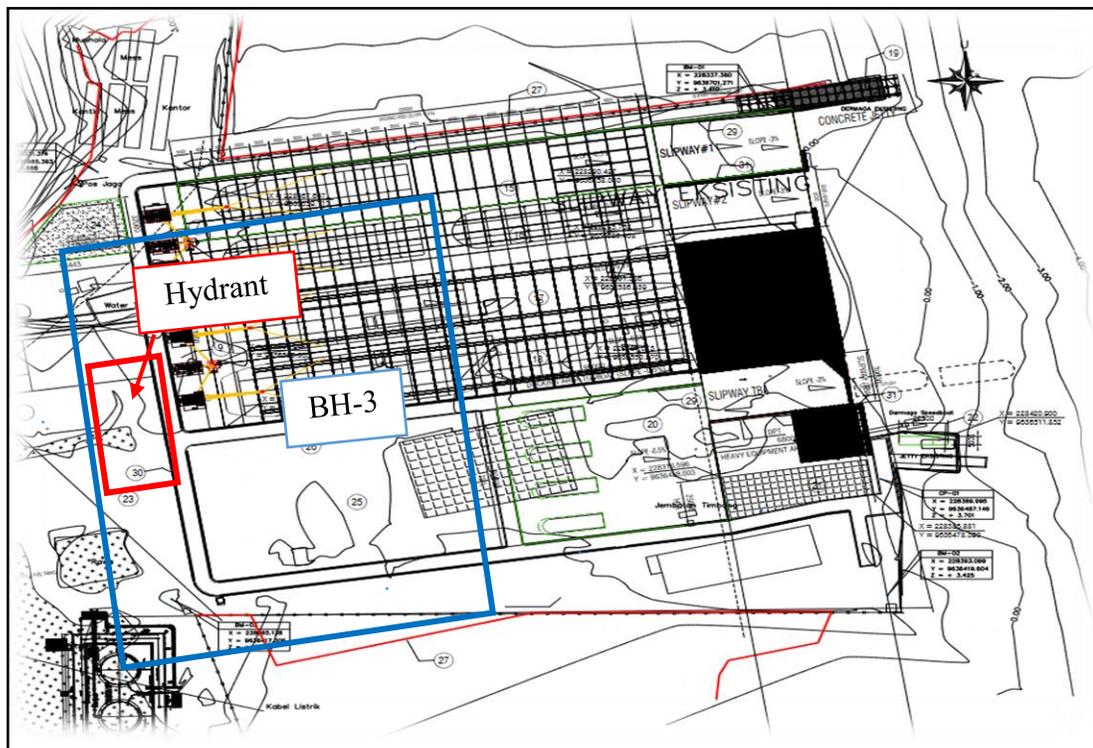
Analisis Daya Dukung Pondasi

4.1 Deskripsi Keterangan Denah Lokasi

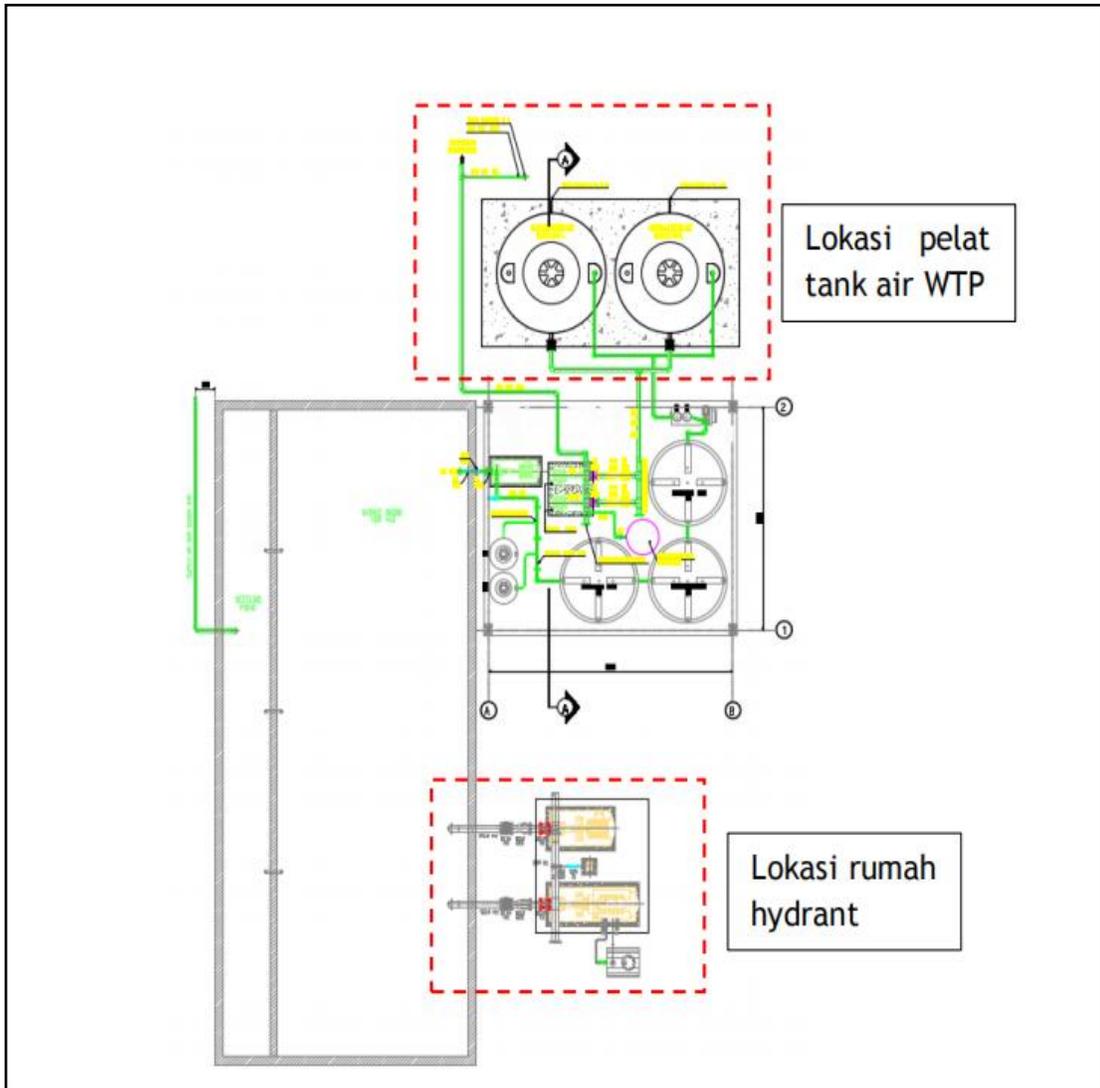
Informasi Pekerjaan :

- Pekerjaan : Proyek Pembangunan Dockyard
- Lokasi : Kabupaten Barito Kuala, Provinsi Kalimantan Selatan

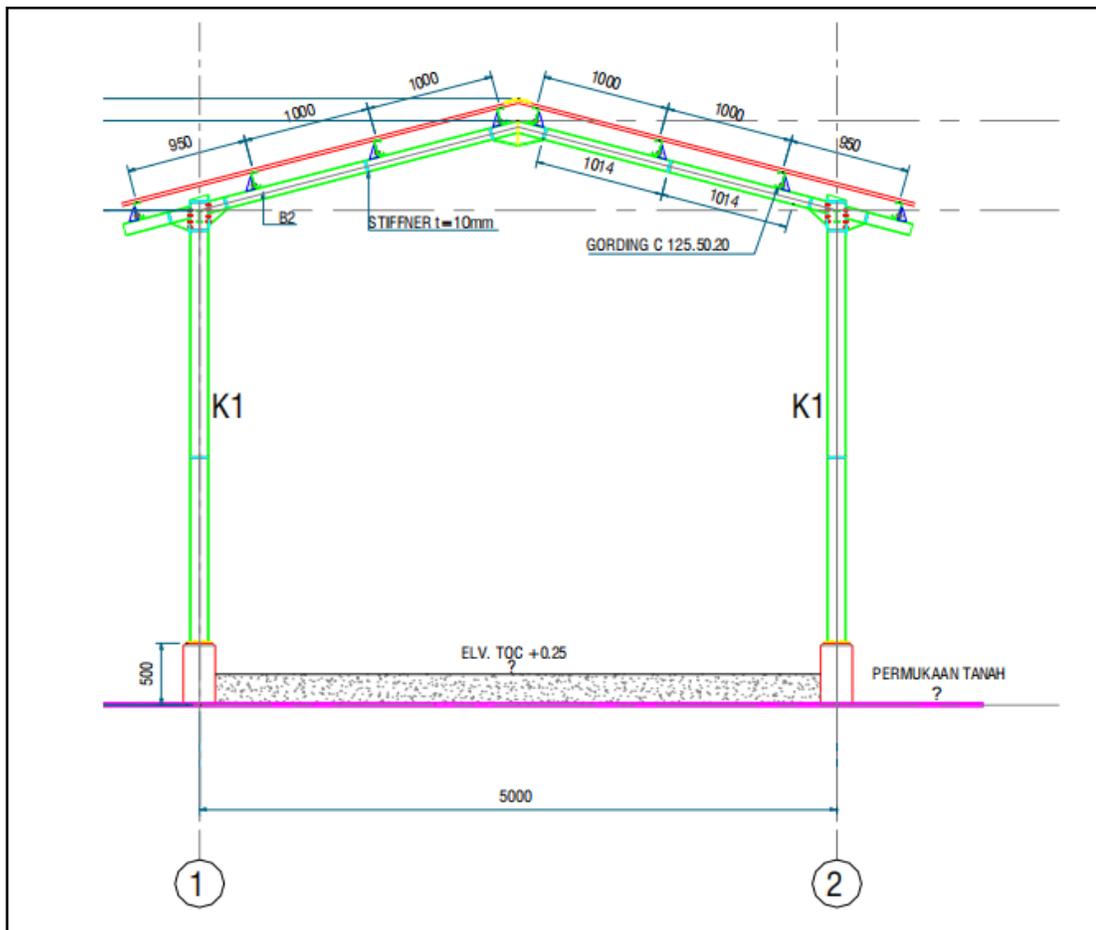
Laporan ini merupakan bagian dari laporan perencanaan pembangunan dockyard serta fasilitas pendukung pada proyek. Laporan mencakup hasil perhitungan desain daya dukung pondasi yang digunakan untuk bangunan Rumah Hydrant. Untuk mendapatkan penampang elemen yang paling optimal pada struktur rumah hydrant, maka analisis didasarkan pada beberapa faktor keamanan yang disesuaikan dengan kriteria desain.



Gambar 4. 1 Denah Lokasi Penyelidikan



Gambar 4. 2 Lokasi Rumah Hydrant WTP



Gambar 4. 3 Potongan Rumah Hydrant

KRITERIA DESAIN

Kriteria desain dalam perhitungan merujuk pada beberapa peraturan di bawah ini :

- SNI-1729:2015 Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural
- SNI-2847:2019 Persyaratan beton struktural untuk bangunan Gedung
- SNI-1726:2019 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan nongedung
- SNI-1727:2013 Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lainnya.

4.2 Hasil Penyelidikan Tanah

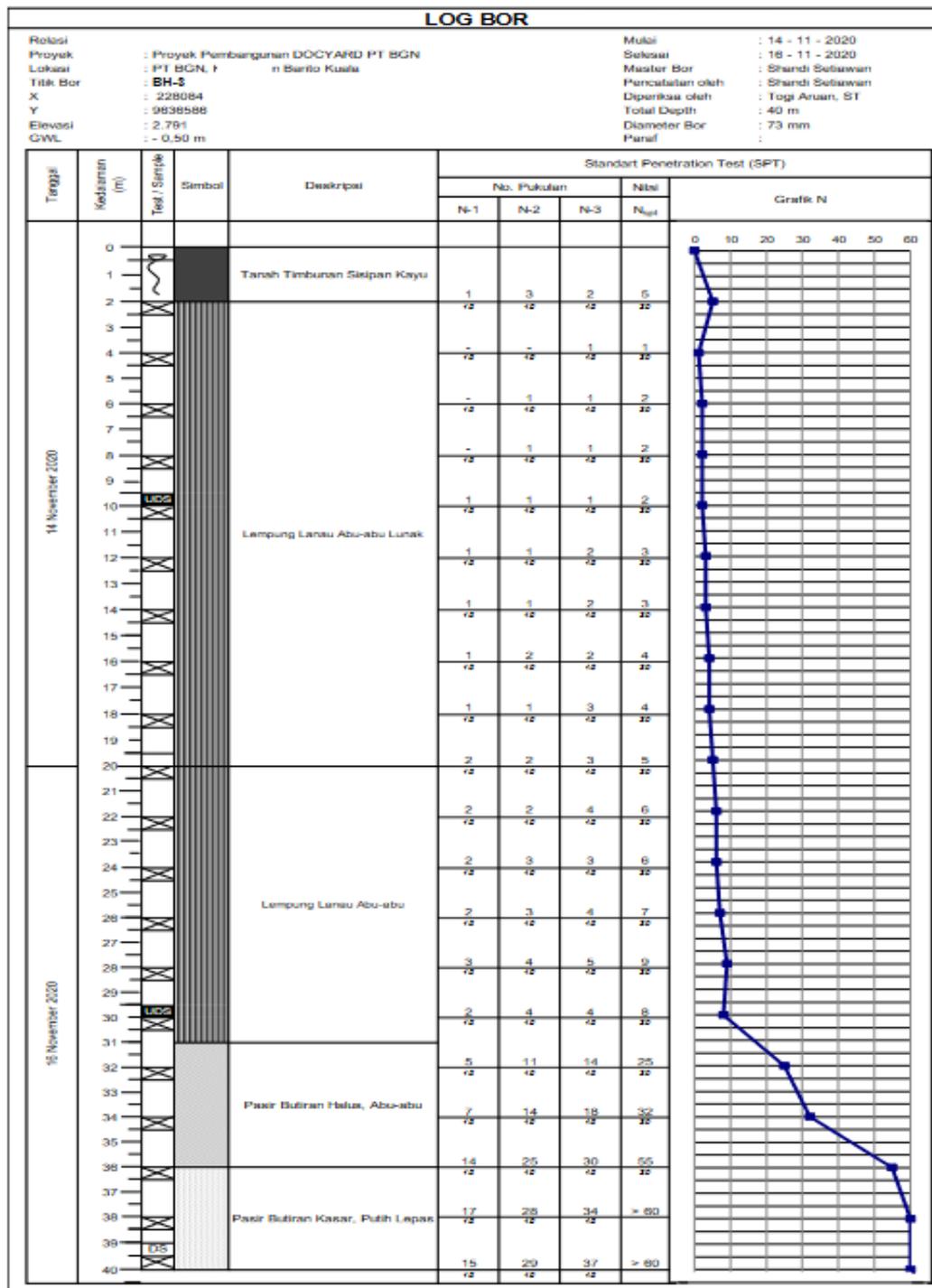
Untuk mengetahui konsistensi (kekerasan) sub lapisan tanah dapat ditentukan berdasarkan nilai-nilai SPT yang didapat selama pengeboran, SPT dilakukan dengan interval kedalaman 2,0 m pada masing - masing titik bor. Dari pengujian ini, konsistensi sub lapisan tanah dapat dikuantifikasikan dengan jumlah pukulan untuk menembus alat SPT sedalam 12 inci (± 300 mm), berdasarkan jumlah pukulan pada 2 tahapan terakhir (N2 dan N3) dari total 3 tahapan pengujian per 6 inci.

Berikut data hasil boring titik **BH-03** dapat di deskripsikan sebagai berikut:

Tabel 4. 1 Deskripsi Lapisan Tanah

Kedalaman (m)	Deskripsi Tanah	NSPT	Konsistensi
0,0 – 2,0	Tanah Timbunan Sisipan Kayu	5	Sedang
2,0 – 20,0	Lempung Lanau Abu-abu Lunak	1 - 5	Sangat Lunak - Sedang
20,0 – 31,0	Lempung Lanau Abu-abu	6 - 8	Sedang - Kaku
31,0 – 36,0	Pasir Butiran Halus, Abu-abu	25 - 55	Kepadatan Sedang - Sangat Padat
36,0 – 40,0	Pasir Butiran Kasar, Putih Lepas	> 60	Sangat Padat

Berikut Analisis daya dukung tanah meliputi analisis berdasarkan data boring Berikut Data Hasil Log Bor yang didapat selama pengeboran :



Tabel 4. 2 Data Log Bor

Berikut Data Rekapitulasi Hasil Pengujian Laboratorium :

Tabel 4. 3 Rekapitulasi Pengujian Laboratorium

Lokasi : Kabupaten Barito Kuala				
No. Bor :		BH-03		
JENIS PENGUJIAN		9.5 - 10.0	29.5 - 30.0	39.5 - 40.0
Berat Volume dan Specific Gravity	Kadar Air (Wc), %	82.36	84.47	20.01
	Berat Jenis (Gs)	2.58	2.58	2.61
	Berat Volume (γ_t), gr/cc	1.38	1.41	1.90
	Berat Volume Kering (γ_d), gr/cc	0.76	0.77	1.58
	Angka Pori (e)	2.41	2.37	0.65
	Porositas (n)	0.71	0.70	0.40
	Derajat Kejenuhan, %	88.07	91.96	79.94
Atterberg Limit	Batas Cair (LL), %	46.74	45.36	-
	Batas Plastis (PL), %	20.36	18.28	-
	Plastic Index (PI), %	26.38	27.08	-
Grain Size Distribution	Gravel, %	-	-	0.62
	Coarse (%)	-	-	54.48
	Medium (%)	-	-	34.28
	Sand, %	2.24	1.68	9.84
	Silt + Clay %	97.76	98.32	0.78
Kuat Tekan / Kuat Geser	Tekanan puncak deviator (q_u), kg/cm ²	0.15	0.17	-
	Kohesi (c), kg/cm ²	0.08	0.17	-
	Sudut geser dalam (Φ) derajat	6.27	5.96	29.85
TRIAKSIAL UU	Kohesi (c), kg/cm ²	0.080	0.212	-
	Sudut geser dalam (Φ) derajat	1.196	2.316	-
KONSOLIDASI	Koefisien Konsolidasi (C_v), cm ² /sec x 10 ⁻³	0.524	0.587	-
	UNIFIED & ASTM	CL	CL	SP
	AASHTO	A-7-6	A-7-6	A-3

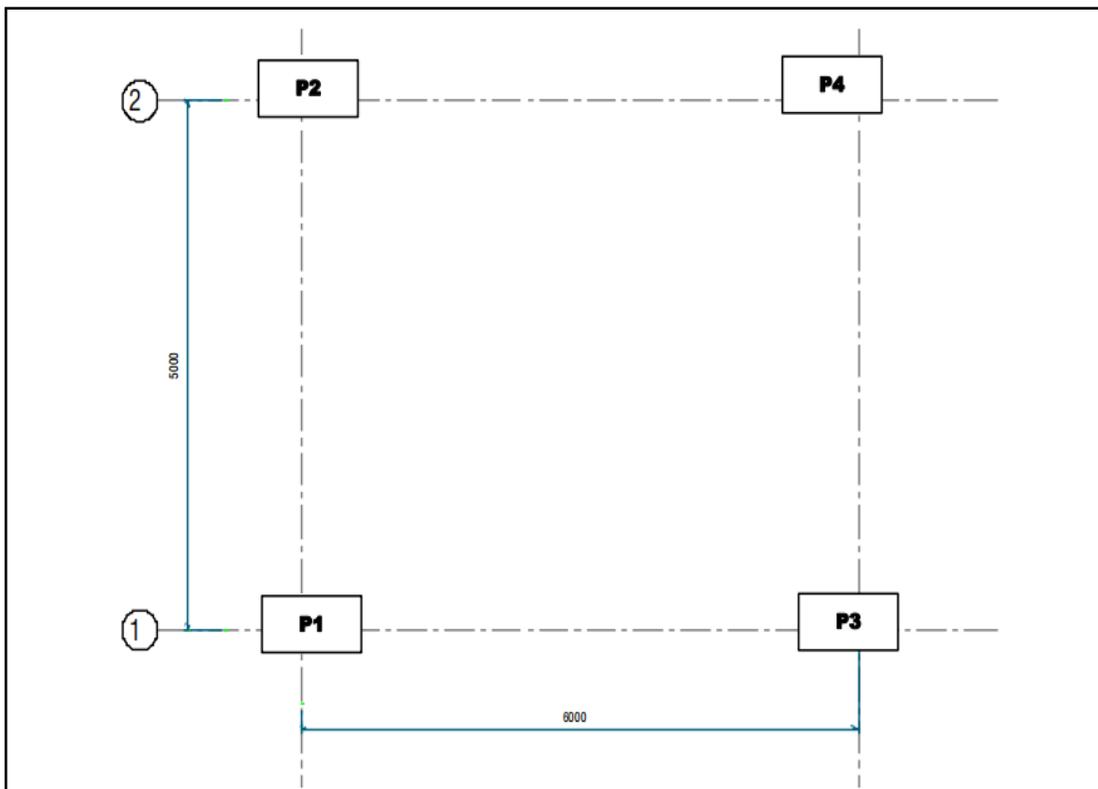
KLASIFIKASI TANAH	JENIS TANAH	Lempung berlanau	Lempung berlanau	Pasir
-------------------	-------------	------------------	------------------	-------

4.3 Analisa Pondasi

Analisis daya dukung tanah meliputi analisis berdasarkan data boring dan data hasil laboratorium. Tujuan analisis daya dukung tanah dari hasil penyelidikan tanah adalah untuk mendapatkan daya dukung tanah untuk keperluan desain konstruksi bawah (pondasi). Dengan adanya data tanah yang memadai dan analisis yang tepat, sehingga dapat direncanakan dengan optimal.

A. Layout Bangunan Rumah Hydrant

Berikut ini adalah layout bangunan rumah hydrant WTP :



Gambar 4. 4 Layout Pondasi bangunan Rumah Hydrant

B. Pembebanan Pondasi

Reaksi struktur bangunan atap di bawah ini akan menjadi *input* bagi seluruh pemodelan pondasi telapak pada lokasi rumah hydrant WTP dengan bantuan program Microsoft Excel.

Tabel 4. 4 Reaksi Perletakan P1 SLS

REKAP GAYA DALAM (SENDI-STR.EXISTING)							
LC	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz(kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)	LC
Fx MIN	-0.09	-0.51	-4.87	0.38	-0.06	0.00	ULS1A
Fx MAX	0.11	-0.67	-3.48	0.49	0.08	0.00	ULS5A
Fy MAX	0.00	-1.72	-8.27	1.28	0.00	0.00	ULS3D
Fy MIN	-0.05	-0.32	-3.03	0.24	-0.04	0.00	ULS7A
Fz MIN	0.00	-1.72	-8.27	1.28	0.00	0.00	ULS3D
Fz MAX	-0.05	-0.32	-3.03	0.24	-0.04	0.00	ULS7A
Mx MAX	-0.05	-0.32	-3.03	0.24	-0.04	0.00	ULS7A
Mx MIN	0.00	-1.72	-8.27	1.28	0.00	0.00	ULS3D
My MIN	-0.09	-0.51	-4.87	0.38	-0.06	0.00	ULS1A
My MAX	0.11	-0.67	-3.48	0.49	0.08	0.00	ULS5A
Mz MIN	-0.08	-1.55	-8.10	1.16	-0.06	0.00	ULS3C
Mz MAX	0.09	-0.78	-4.53	0.57	0.06	0.00	ULS4A

Tabel 4. 5 Reaksi Perletakan P2 SLS

REKAP GAYA DALAM (SENDI-STR.EXISTING)							
LC	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz(kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)	LC
Fx MIN	-0.09	0.51	-4.87	-0.38	-0.06	0.00	ULS1A
Fx MAX	0.11	0.73	-6.46	-0.54	0.08	0.00	ULS5A
Fy MAX	-0.05	0.32	-3.03	-0.24	-0.04	0.00	ULS7A
Fy MIN	0.02	1.74	-11.52	-1.29	0.01	0.00	ULS3D
Fz MIN	0.02	1.74	-11.52	-1.29	0.01	0.00	ULS3D
Fz MAX	-0.05	0.32	-3.03	-0.24	-0.04	0.00	ULS7A
Mx MAX	0.02	1.74	-11.52	-1.29	0.01	0.00	ULS3D
Mx MIN	-0.05	0.32	-3.03	-0.24	-0.04	0.00	ULS7A
My MIN	-0.09	0.51	-4.87	-0.38	-0.06	0.00	ULS1A
My MAX	0.11	0.73	-6.46	-0.54	0.08	0.00	ULS5A
Mz MIN	0.02	1.74	-11.52	-1.29	0.01	0.00	ULS3D
Mz MAX	-0.05	0.32	-3.03	-0.24	-0.04	0.00	ULS7A

Tabel 4. 6 Reaksi Perletakan P3 SLS

REKAP GAYA DALAM (SENDI-STR.EXISTING)							
LC	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz(kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)	LC
Fx MIN	0.05	-0.32	-3.03	0.24	0.04	0.00	ULS7A
Fx MAX	0.43	-0.78	-4.70	0.57	0.28	0.00	ULS4A
Fy MAX	0.24	-1.63	-10.02	1.22	0.16	0.00	ULS3D
Fy MIN	0.05	-0.32	-3.03	0.24	0.04	0.00	ULS7A
Fz MIN	0.24	-1.63	-10.02	1.22	0.16	0.00	ULS3D
Fz MAX	0.05	-0.32	-3.03	0.24	0.04	0.00	ULS7A
Mx MAX	0.05	-0.32	-3.03	0.24	0.04	0.00	ULS7A
Mx MIN	0.24	-1.63	-10.02	1.22	0.16	0.00	ULS3D
My MIN	0.05	-0.32	-3.03	0.24	0.04	0.00	ULS7A
My MAX	0.43	-0.78	-4.70	0.57	0.28	0.00	ULS4A
Mz MIN	0.07	-1.46	-9.77	1.10	0.05	0.00	ULS2A
Mz MAX	0.41	-0.67	-3.65	0.49	0.27	0.00	ULS5A

Tabel 4. 7 Reaksi Perletakan P4 SLS

REKAP GAYA DALAM (SENDI-STR.EXISTING)							
LC	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz(kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)	LC
Fx MIN	0.05	0.32	-3.03	-0.24	0.04	0.00	ULS7A
Fx MAX	0.43	1.17	-9.93	-0.86	0.28	0.00	ULS4B
Fy MAX	0.05	0.32	-3.03	-0.24	0.04	0.00	ULS7A
Fy MIN	0.26	1.68	-13.14	-1.25	0.17	0.00	ULS3D
Fz MIN	0.26	1.68	-13.14	-1.25	0.17	0.00	ULS3D
Fz MAX	0.05	0.32	-3.03	-0.24	0.04	0.00	ULS7A
Mx MAX	0.26	1.68	-13.14	-1.25	0.17	0.00	ULS3D
Mx MIN	0.05	0.32	-3.03	-0.24	0.04	0.00	ULS7A
My MIN	0.05	0.32	-3.03	-0.24	0.04	0.00	ULS7A
My MAX	0.43	1.17	-9.93	-0.86	0.28	0.00	ULS4B
Mz MIN	0.41	0.73	-6.63	-0.54	0.27	0.00	ULS5A
Mz MAX	0.09	0.51	-4.87	-0.38	0.06	0.00	ULS1A

C. Spesifikasi Cerucuk

Berikut ini parameter cerucuk yang digunakan :

Parameter	Unit	Pile
Type	[-]	Cerucuk Kayu
	[-]	Kelas II
Diameter	[cm]	7-10
Panjang	[m]	5
Spasi	[cm]	16-32
Modulus Elastisitas	[kN/m ²]	120000

Tabel 4. 8 Parameter Spesifikasi Cerucuk

4.4 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Telapak

Analisis Perhitungan Pada Titik P4

Angle of shearing resistance (ϕ) = 1°

Soil cohesion (c) = 5 kN/m²

Angle of load (from vertical) (Ψ) = 0°

Depth of foundation (Df) = 0,8 m

Width (short) of foundation (B) = 1 m

Length (long) of foundation (L) = 1 m

Structural Ultimate Load Capacity = 13,14 kN/m²

Momen Load = 0,20 kNm

$$\begin{aligned}
 Nq &= \left[\tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \right]^2 (e^{\pi \tan \phi}) \\
 &= \left[\tan\left(45 + \frac{1}{2}\right) \right]^2 (e^{\pi \tan 1}) \\
 &= 1,09
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Nc &= \frac{(Nq-1)}{\tan \phi} \\
 &= \frac{(1,09-1)}{\tan 1} \\
 &= 5,38
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_y &= 2(Nq + 1) \tan \phi \\
 &= 2(1,09 + 1) \tan 1 \\
 &= 0,07
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{cs} &= 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{Nq}{Nc}\right) \\
 &= 1 + \left(\frac{1}{1}\right) \left(\frac{1,09}{5,38}\right) \\
 &= 1,20
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{qs} &= 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi \\
 &= 1 + \left(\frac{1}{1}\right) \tan 1 \\
 &= 1,02
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{ys} &= 1 - 0,4 \left(\frac{B}{L}\right) \\
 &= 1 - 0,4 \left(\frac{1}{1}\right) \\
 &= 0,60
 \end{aligned}$$

$$F_{cd} = 1 + 0,4 \left(\frac{Df}{B}\right)$$

$$= 1 + 0,4 \left(\frac{0,8}{1} \right)$$

$$= 1,32$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan\phi (1 - \sin\phi)^2 \left(\frac{Df}{B} \right)$$

$$= 1 + 2 \tan 1 (1 - \sin 1)^2 \left(\frac{0,8}{1} \right)$$

$$= 1,03$$

$$F_{Yd} = 1$$

$$F_{ci} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ} \right)^2$$

$$= \left(1 - \frac{0^\circ}{90^\circ} \right)^2$$

$$= 1,00$$

$$F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ} \right)^2$$

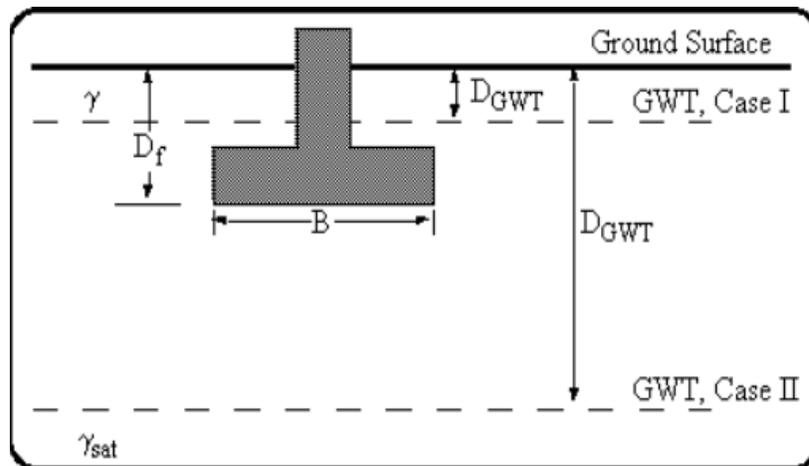
$$= \left(1 - \frac{0^\circ}{90^\circ} \right)^2$$

$$= 1,00$$

$$F_{Yi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\phi^\circ} \right)^2$$

$$= \left(1 - \frac{0^\circ}{1^\circ} \right)^2$$

$$= 1,00$$



Gambar 4.5 Pondasi Telapak

CALCULATION OF BEARING CAPACITY OF SOIL

Structural Ultimate Load Capacity	= 13,14 kN/m ²
Momen Load	= 0,20 kNm
GWT from ground surface	= 0,5 m
Soil dry unit weight (γ)	= 14 kN/m ³
Soil wet unit weight (γ_w)	= 10 kN/m ³
Soil saturated unit weight (γ_{sat})	= 15 kN/m ³
Unit weight below foundation (γ')	= 5,0 kN/m ³
Width (short) of foundation (B)	= 1 m
Depth of foundation (Df)	= 0,8 m
(Df + B)	= 1,8 m
Factor of Safety (FoS)	= 3

$$\begin{aligned}
 q &= \gamma D_{\text{GWT}} + (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) (D_f - D_{\text{GWT}}) \\
 &= 14 \times 0,5 + (15 - 10) (0,8 - 0,5) \\
 &= 8,50 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_u &= C N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \\
 &= 5 \times 5,38 \times 1,20 \times 1,32 \times 1,00 + 8,50 \times 1,09 \times 1,02 \times 1,03 \times 1,00 + \frac{1}{2} \times 5 \times 1,5 \\
 &\quad \times 0,07 \times 0,60 \times 1,00 \times 1,00 \\
 &= 40,55 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{all(Layan)}} &= \frac{q_u}{FS} \\
 &= \frac{40,55}{3} \\
 &= 13,52 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{all(nett)}} &= \frac{(q_u - q)}{FS} \\
 &= \frac{(40,55 - 8,50)}{3} \\
 &= 10,683 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{all(Gempa)}} &= \frac{(q_u - q)}{FS} \\
 &= \frac{(40,55 - 8,50)}{2} \\
 &= 16,025 \text{ kN/m}^{0032}
 \end{aligned}$$

CALCULATION OF LATERAL CAPACITY OF FOUNDATION

$$\begin{aligned}\text{Vertical Loads} &= \text{Ultimate Load} + (B \times L \times q) \\ &= 13,14 + (1 \times 1 \times 8,50) \\ &= 21,64 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Friction Coefficient} = 0,30 \text{ Clay}$$

$$\text{Horizontal Force} = 0,63 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\text{Horizontal Resistance} &= \text{Vertical Load} \times \text{Friction Coefficient} \\ &= 21,64 \times 0,30 \\ &= 6,49 \text{ kN}\end{aligned}$$

(The depth of the foundation is sufficient)

4.5 Perhitungan Daya Dukung Cerucuk

$$\begin{aligned}\text{Diameter Cerucuk} &= 10 \text{ cm} \\ &= 0,10 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\text{Kedalaman} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Nilai } N_{spt} \text{ Pada Elevasi dasar tiang (Nb)} = 2$$

$$\begin{aligned}\text{Luas Penampang Pondasi (A}_p\text{)} &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= \frac{1}{4} \pi 0,10^2 \\ &= 0,00785 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas Sekimut Tiang (A}_s\text{)} &= \pi D \text{ (kedalaman tiang)} \\ &= \pi \times 0,10\end{aligned}$$

$$= 0,314 \text{ m}^2$$

$$\text{Nilai } N_{spt} \text{ rata-rata sepanjang tiang (N)} = 2$$

$$Q_u = 400 \times N_b \times A_p + N \times A_s$$

$$= 400 \times 2 \times 0,00785 + 2 \times 0,314$$

$$= 6,908 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{all(Layan)} = \frac{q_u}{f_s}$$

$$= \frac{6,908}{3}$$

$$= 2,307 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{all(Gempa)} = \frac{q_u}{f_s}$$

$$= \frac{6,908}{2}$$

$$= 3,454 \text{ kN/m}^2$$

4.6 Efisiensi Kelompok Cerucuk

$$\text{Jumlah tiang dalam arah Horizontal (N}_1\text{)} = 2$$

$$\text{Jumlah tiang dalam arah Vertikal (N}_2\text{)} = 2$$

$$\text{Jarak tiang ke tiang (S)} = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Diameter tiang (d)} = 0,10 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
\eta &= 1 - \frac{(n1-1) \times n2 + (n1-1)}{90 \times n1 \times n2} \times \tan^{-1} \frac{d}{s} \\
&= 1 - \frac{(3-1) \times 3 + (3-1)}{90 \times 3 \times 3} \times \tan^{-1} \frac{0,10}{0,25} \\
&= 0,818
\end{aligned}$$

4.7 Perhitungan Daya Dukung Kelompok Cerucuk

$$\text{Daya dukung tiang (qu)} = 2,307 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Effisiensi } (\eta) = 0,818$$

$$\text{Jumlah tiang dalam satu pilecap (n)} = 4$$

$$\begin{aligned}
Q_{u_{\text{grup}}} &= q_{\text{all tiang}} \times n \times \eta \\
&= 2,307 \times 4 \times 0,818 \\
&= 7,548 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Q_{u_{\text{total}}} &= q_{u \text{ grup}} + q_{\text{all(telapak)}} \\
&= 7,548 + 10,683 \\
&= 18,231 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

4.8 Rekapitulasi Hasil Perhitungan

Berdasarkan hasil analisis sebelumnya didapat Q_u total sebesar $18,231 \text{ kN/m}^2$, berikut ini adalah rekapitulasi hasil analisis perhitungan Daya Dukung Pondasi Telapak dan Cerucuk:

Tabel 4. 9 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Daya Dukung

	Pondasi Telapak	Cerucuk
Daya Dukung (q_u)	40,55 kN/m ²	6,908 kN/m ²
Daya Dukung Izin (q_{all})	10,683 kN/m ²	2,307 kN/m ²
Daya Dukung Grup (Q_u grup)	-	7,548 kN/m ²
Daya Dukung Total (Q_u Total)	18,231 kN/m ²	
Ultimate Load (Beban Aksial)	13,14 kN/m ²	
Keterangan (Ok/Not Ok)	OK	OK

Berdasarkan Hasil Analisis Perhitungan Daya dukung yang sudah dibagi dengan faktor Safety (3) maka Pondasi Telapak dengan perkuatan cerucuk yang sudah di analisis mampu menahan Ultimate Load yang diberikan sehingga dinyatakan layak dan aman.

BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil pengujian lapangan dan laboratorium dapat ditarik beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Bor dalam di Titik BH-03
 - a. Dari hasil pengujian pekerjaan lapangan yaitu boring di titik BH-03 lapisan tanahnya adalah tanah timbunan sisipan kayu sampai kedalaman 2,0 meter dengan nilai N-SPT 5, dan konsistensi tanahnya sedang. Setelah kedalaman 2,0 meter hingga kedalaman 31,0 meter lapisan tanah rata-ratanya adalah tanah lempung lanau abu-abu lunak – tanah lempung abu-abu dengan nilai N-SPT 1 – 9 dengan konsistensi tanah sangat lunak – kaku. Selanjutnya dari kedalaman 31,0 meter sampai kedalaman 36,0 meter lapisan tanahnya adalah pasir butiran halus abu-abu dengan nilai N-SPT 25 – 55 dengan kondisi tanahnya kepadatan sedang – sangat padat. Pada kedalaman 40,0 meter kekuatan tanah sudah sangat padat dengan nilai N-SPT > 60 dan lapisan tanahnya adalah pasir. Dengan melihat nilai N-SPT pada boring BH-03 ini, maka disarankan struktur pondasi harus menggunakan pondasi dalam seperti tiang pancang dengan ukuran dan bentuk pondasi sesuai dengan beban rencana kerja.
 - b. Dari hasil pengujian laboratorium pada titikBH-03 diperoleh hasil untuk jenistanah yaitu lempung berlanau dan adanya lapisan pasir yang dalam pengelompokan klasifikasi tanah menurut AASHTO termasuk dalam Group A-7-6 dan A-3, sedangkan menurut UNIFIED & ASTM termasuk dalam kelompok CL dan SP.

2. Berdaarkan hasil perhitungan didapat nilai daya dukung pondasi telapak sebesar 10,683 kN/m² (sudah dibagi dengan nilai SF)

3. Berdasarkan hasil perhitungan didapat nilai daya dukung cerucuk sebesar 2,307 kN/m² dan daya dukung pada grup sebesar 7,548 kN/m² (sudah dibagi dengan nilai SF)
4. Nilai efisiensi yang digunakan dalam desain kelompok tiang adalah sebesar 0,818
5. Nilai daya dukung total dari pondasi telapak dengan perkuatan cerucuk adalah sebesar 18,231 kN/m²
6. Berdasarkan Hasil Analisis Perhitungan Daya dukung yang sudah dibagi dengan faktor Safety Layan maka Pondasi Telapak dengan perkuatan cerucuk yang sudah di analisis mampu menahan Ultimate Load ($Q_u > \text{Ultimate Load}$) yang diberikan sehingga dinyatakan layak dan aman.

DAFTAR PUSTAKA

Standar Nasional Indonesia 1726:2019, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Nongedung.

ASTM D 2607-69., 2012. Classification of Peats, Mosses, Humus, and Related Product, Google.

G. GENDARME, Practical Problems In Soil Mechanics And Engineering 2.

Das, B. M., 2006. Principles of Geotechnical Engineering: Sixth Edition. Chris Carson, Canada.

Hariato, T., M. I. Maricar. dkk, 2014. Studi Perbandingan Kapasitas Dukung Embankment dengan Perkuatan Cerucuk Tegak dan Cerucuk Miring Kayu Galam. Jurnal Teknik Sipil, Universitas Hasanuddin : 1-9.

LAMPIRAN

FORMULIR BIMBINGAN/ASISTENSI (TA)			
		ANALISIS PERHITUNGAN DAYA DUKUNG PONDASI TELAPAK DENGAN PERKUATAN CERUCUK PADA PROYEK PEMBANGUNAN DOCKYARD KABUPATEN BARITO KUALA PROVINSI KALIMANTAN SELATAN	
			
Mahasiswa: Desrizal Ramanda 2112217010	Dosen Pembimbing: Chandra Afriade Siregar, ST., MT NIK 432 200 167	TA 2022 - 2023	
NO	Tanggal Pertemuan	Uraian Kegiatan, Catatan Perbaikan	Paraf Pembimbing
1.	26.06.2023	<ul style="list-style-type: none"> ↳ Datanya dikumpulkan ! ↳ Cek titik uji ! 	
2.	07.07.23	<ul style="list-style-type: none"> ↳ Gambarkan titik uji dan tempelkan datanya ! 	
3.	24.07.23	<ul style="list-style-type: none"> ↳ Revisi analisis DD ? ↳ Tentukan parameter yg dipakai ! 	
4.	02.08.23	<ul style="list-style-type: none"> ↳ Rekap hd analisis 	
5.	08.08.23	<ul style="list-style-type: none"> ↳ Laporan TA selesai ! ↳ Printout ! ↳ Siap Sidang ! 	
			
Bandung, 08 Agustus 2023 Pembimbing  Chandra Afriade Siregar, ST., MT NIK 432 200 167			