TUGAS AKHIR – RC14-1501

USULAN PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH DAN PONDASI PADA PROYEK PEMBANGUNAN *BASEMENT* BALAI PEMUDA SURABAYA

KUSUMA ARIFTAMA
NRP. 03111440007002

Dosen Pembimbing I
Trihanyndio Rendy Satrya, ST., MT.

Dosen Pembimbing II
Musta'in Arif, ST., MT.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2018

TUGAS AKHIR ─ RC14-1501

USULAN PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH DAN PONDASI PADA PROYEK PEMBANGUNAN *BASEMENT* BALAI PEMUDA SURABAYA

KUSUMA ARIFTAMA
NRP. 03111440007002

Dosen Pembimbing I
Trihanyndio Rendy Satrya, ST., MT.

Dosen Pembimbing II
Musta'in Arif, ST., MT.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2018

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

FINAL PROJECT ─ RC14-1501

PROPOSAL OF RETAINING WALL AND FOUNDATION DESIGN FOR BASEMENT CONSTRUCTION PROJECT AT BALAI PEMUDA SURABAYA

KUSUMA ARIFTAMA
NRP. 03111440007002

Academic Supervisor I
Trihanyndio Rendy Satrya, ST., MT.

Academic Supervisor II
Musta'in Arif, ST., MT.

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
Faculty of Civil, Environment, and Geological Engineering
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2018

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

USULAN PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH DAN PONDASI PADA PROYEK PEMBANGUNAN BASEMENT BALAI PEMUDA SURABAYA

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:
KUSUMA ARIFTAMA
NRP. 03111440007002

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Trihanyndio Rendy Satrya, ST., MT. (.....)
2. Musta'in Arif, ST., MT. (.....)

SURABAYA, JULI 2018

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

USULAN PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH DAN PONDASI PADA PROYEK PEMBANGUNAN *BASEMENT* BALAI PEMUDA SURABAYA

Nama Mahasiswa	**:**	**Kusuma Ariftama**
NRP	**:**	**031114 4000 7002**
Departemen	**:**	**Teknik Sipil**
Dosen Pembimbing	**:**	**Trihanyndio R.S., ST., MT.** **Musta'in Arif, ST., MT.**

ABSTRAK

Balai Pemuda Surabaya merupakan salah satu kompleks pergedungan peninggalan sejarah cagar budaya yang yang dilindungi oleh pemerintah kota Surabaya. Banyaknya acara yang diadakan di Balai Pemuda mengakibatkan dibutuhkannya lahan parkir yang luas untuk dapat menampung kendaraan yang akan parkir. Pemerintah kota Surabaya telah membangun lahan parkir basement 1 lantai seluas 1990 m^2, namun lahan tersebut dirasa kurang karena tidak menghitung jumlah kendaraan roda dua yang juga akan memarkirkan kendaraannya. Maka diperlukan tambahan luas lahan parkir untuk dapat mengakomodasi jumlah kendaraan roda dua dan roda empat yang parkir di Balai Pemuda Surabaya.

Tugas Akhir ini akan merencanakan struktur basement dengan tinggi 8 meter. Perencanaan dilaksanakan dengan membandingkan tiga jenis dinding penahan tanah, yaitu Sheet Pile, Dipraghm Wall, dan Tangent Wall. Perencanaan dimulai dengan menghitung kebutuhan panjang serta dimensi dan penulangan dinding penahan tanah, yang kemudian dikontrol terhadap gaya-gaya luar yang terjadi. Kemudian dilanjutkan dengan merencanakan pondasi dalam. Kedalaman pondasi ditentukan berdasarkan hasil tes boring pada tanah, sementara dimensi dan penulangan tiang pancang dihitung berdasarkan beban yang dipikul serta gaya-gaya luar yang terjadi. Terakhir akan direncanakan ketebalan pelat lantai yang cukup untuk

menahan beban dan gaya angkat air (uplift pressure). Tujuan yang ingin dicapai adalah mendapatkan perencanaan basement yang efisien dari segi biaya konstruksinya.

Hasil dari perhitungan perencanaan yaitu digunakan dinding penahan tanah jenis Diapraghm Wall dengan tebal 0.8 meter dan ditanam hingga kedalaman -14 meter dengan spun pile sebagai penopang daya dukung untuk Diapraghm Wall tersebut, defleksi maksimum yang terjadi adalah sebesar 1.51 mm, serta biaya konstruksi sebesar Rp5.618.676.624,-. Untuk pondasinya menggunakan pondasi dalam end-bearing Group Pile yang dimana tiangnya dipasang dengan metode injeksi untuk meminimalisir getaran, serta lantai basement yang digunakan yaitu memiliki ketebalan 0.5 meter. Total biaya konstruksi yang dibutuhkan untuk alternatif tersebut adalah sebesar Rp13.010.132.966,-.

Kata Kunci: Basement, Dinding Penahan Tanah, Group Pile, Gaya Angkat Air, Balai Pemuda Surabaya

PROPOSAL OF RETAINING WALL AND FOUNDATION DESIGN FOR BASEMENT CONSTRUCTION PROJECT AT BALAI PEMUDA SURABAYA

Name	**:**	**Kusuma Ariftama**
ID Numbers	**:**	**031114 4000 7002**
Department	**:**	**Civil Engineering**
Academic Supervisors	**:**	**Trihanyndio R.S., ST., MT.**
		Musta'in Arif, ST., MT.

ABSTRACT

Balai Pemuda Surabaya is one of many cultural heritage that is under conservation by Surabaya city government. The number of events held resulted in the need for a large parking lot to accommodate the vehicles that will attend events at Balai Pemuda Surabaya complex. For that reason the Surabaya city government built an one-floor basement parking lot with 1990 m^2 width , but the amount is felt less because it does not count the number of two-wheeled vehicles that will also park the vehicle within it. Because of that, additional parking area is required to be able to accommodate the number of two-wheeled vehicles and four-wheeled vehicle to parking at the Balai Pemuda Surabaya.

This Final Project will plan a basement structure with a height of 8 meters. Planning is done by comparing three types of retaining walls, i.e. Sheet Pile, Dipraghm Wall, and Tangent Wall. Planning begins by calculating the need for the length and dimension along with the needs of reinforcement bars, which is then controlled against the outside forces that occur. Then proceed with plotting the deep foundation. The depth of the foudation is determined based on the results of the boring test on the soil, while the pile dimension and rebar is calculated based on the load and the outside forces that occur. Finally, the thickness of the floor plate planned to be sufficient to withstand loads and uplift pressure. The

objective is to get an efficient basement planning in terms of construction cost.

The result of the planning calculation is using Diapraghm Wall as the retaining wall with 0.8 meters thick and installed up to -14 meters depth with spun pile as supporting system for the wall, with 1,51 mm is the maximum deflection value, and construction cost equal to Rp5.618.676.624,-. The foundation system is using the deep foundation end-bearing Group Pile type which is installed by injection method to minimize vibration, while the basement floor used is 0.5 meter thickness. Total cost of the construction required for the alternative is Rp13.010.132.966,-.

Keyword: Basement, Retaining Wall, Group Pile, Uplift Pressure, Balai Pemuda Surabaya

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur kita panjatkan kepada Allah SWT, karena atas berkah rahmat dan pertolongan-Nya lah penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul "Usulan Perencanaan Dinding Penahan Tanah Dan Pondasi Pada Proyek Pembangunan *Basement* Balai Pemuda Surabaya" ini.

Dalam penyelesaian tugas akhir ini penulis tentu mendapatkan kesulitan-kesulitan. Untuk itu penulis ingin mengucapkan terima kasih kepada pihak-pihak yang telah membantu dalam mengatasi kesulitan-kesulitan tersebut.

1. Orang tua yang telah mendidik dan dengan sabar mendukung penulis sehingga dapat mencapai posisi sekarang ini,
2. Bapak Trihanyndio Rendy Satrya, ST., MT., dan Bapak Musta'in Arif, ST., MT., selaku dosen pembimbing 1 dan 2 yang telah banyak memberikan banyak bantuan, informasi, dan saran terkait penulisan Tugas Akhir dan penyelesaian masalah yang ditemui,
3. Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, M.Sc., Ph.D., Prof. Ir. Noor Endah Mochtar, M.Sc., Ph.D., Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi, Ir. Suwarno, M.Eng., Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT., Putu Tantri Kumala Sari, ST., MT., dan segenap dosen geoteknik Departemen Teknik Sipil ITS serta segenap karyawan lab Mekanika Tanah yang telah memberikan ilmu pengetahuan dan wawasan tentang ilmu geoteknik,
4. Warkop57, sahabat-sahabat penulis yang telah banyak berbagi pahit dan manisnya kehidupan selama menjadi mahasiswa,
5. Rekan-rekan pengurus CECC HMS FTSLK-ITS, yang telah memberikan pengalaman organisasi yang tak terlupakan selama menjalani kepengurusan,
6. Teman-teman Jurusan Teknik Sipil ITS, terutama S-57, yang telah membantu dan memberikan saran serta informasi yang berguna dalam penyelesaian Tugas Akhir ini, dan,

7. Rhea Alifah Vashtiana, yang telah memberikan dorongan dan motivasi agar penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini tepat pada waktunya.

Penulis meyadari bahwa Tugas Akhir yang telah penulis buat ini masih memiliki banyak kekurangan, sehingga kritik dan saran pembaca sangat penulis apresiasi demi penyempurnaan karya-karya ilmiah selanjutnya. Semoga Tugas Akhir ini bermanfaat bagi para pembacanya.

Akhir kata, penulis memohon maaf atas segala kesalahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini. Terima kasih.

Surabaya, 30 Juli 2018

penulis

DAFTAR ISI

DAFTAR GAMBAR

DAFTAR TABEL

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB I
PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Balai Pemuda Surabaya merupakan salah satu kompleks pergedungan peninggalan sejarah dan cagar budaya yang dilindungi oleh pemerintah kota Surabaya. Kompleks tersebut sekarang digunakan untuk mewadahi kegiatan-kegiatan sosial dan sebagai pusat kegiatan apresiasi seni dan budaya para seniman di kota Surabaya. Selain itu, lapangan di Balai Pemuda juga dapat disewa oleh masyarakat juga untuk mengadakan berbagai macam acara, misalnya resepsi pernikahan, seminar, pameran, dan lain sebagainya.

Banyaknya jumlah kegiatan yang sering diadakan serta padatnya jumlah pengunjung mengakibatkan sulitnya pengunjung untuk memarkir kendaraan pribadi mereka. Oleh sebab itu, pemerintah kota Surabaya berinisiatif untuk membangun lahan parkir pada bagian bawah lapangan Balai Pemuda, agar lapangan tersebut nantinya tetap dapat digunakan. Telah dibangun lahan parkir *basement* 1 lantai setinggi 3.2 meter dengan luas 1992 m^2 yang diperkiran dapat menampung kurang lebih 100 buah kendaraan roda empat. Namun jumlah tersebut tidak memperhitungkan jumlah kendaraan roda dua sehingga luas lahan parkir tersebut dirasa kurang memadai mengingat banyaknya jumlah pengendara kendaraan roda dua yang juga akan memarkir kendaraannya di tempat tersebut. Untuk itu, diperlukan perencanaan ulang *basement* menjadi 2 lantai agar dapat menampung jumlah kendaraan yang lebih banyak.

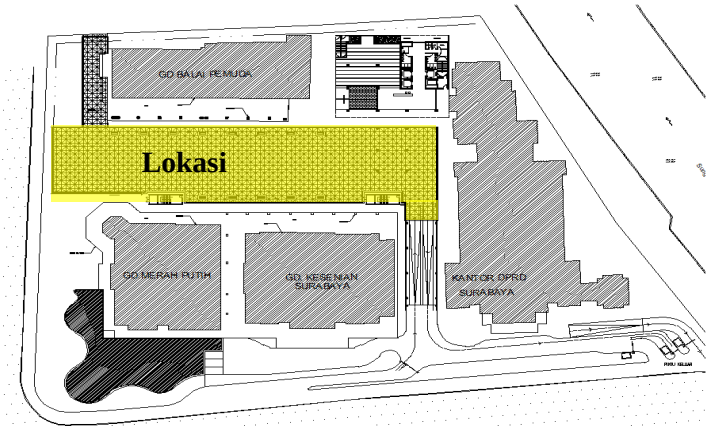
Dalam proses pembangunan *basement* juga mengalami kebocoran semen *bentonite* pada dinding *Secant Pile* nya yang terjadi di beberapa titik (Gambar 1.3). Hal tersebut mengakibatkan air tanah yang terdapat pada bagian luar dinding merembes masuk ke dalam lantai kerja yang menciptakan genangan air dan mengakibatkan terganggunya proses konstruksi. Untuk itu diperlukan alternatif dinding penahan tanah yang minim resiko

kebocoran serta sesuai untuk karakteristik tanah di lokasi proyek.

Kondisi tanah di lokasi proyek juga tergolong kurang baik sehingga memerlukan perhatian khusus dalam merencanakan pembangunan diatasnya. Kondisi tanah pada kedalaman -1.0 hingga -6.0 meter terdiri atas tanah pasir yang berkonsistensi *very loose to medium* dengan harga N-SPT berkisar antara 2 sampai dengan 15, kemudian pada kedalaman -6.0 hingga -23.0 meter didominasi oleh lempung dan lanau dengan konsistensi *very soft to soft* dan nilai N-SPT kurang dari 1. Sementara itu kedalaman diatas -21.0 meter terdiri dari tanah lempung dan pasir halus dengan konsistensi *medium to very dense/hard* dan nilai N-SPT sekitar 16 hingga 50. Kemudian tinggi muka air tanah berada di kedalaman -1.0 meter.

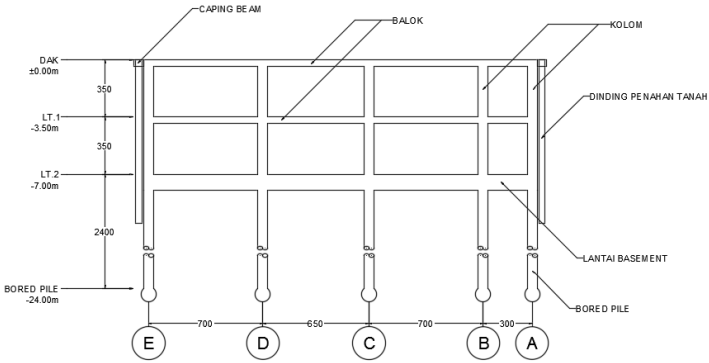
Pada tugas akhir ini akan merencanakan ulang konstruksi *basement* menjadi 2 lantai dengan tinggi masing-masing lantai sebesar 4 meter (Gambar 1.4). Selain itu pondasi yang digunakan akan ditinjau terhadap potensi gangguan terhadap lingkungan sekitar proyek yang banyak terdapat bangunan cagar alam, sekolah, serta kantor (Gambar 1.1 dan 1.2). Kemudian tugas akhir ini juga akan menggunakan 3 alternatif dinding penahan tanah, yaitu *Sheet Pile*, *Diaphragm Wall,* dan *Tangent Pile*. Dari ketiga alternatif tersebut direncanakan stabilitasnya terhadap gaya tanah lateral serta *heave*, dan akan dibandingkan dari RAB nya. Kemudian akan direncanakan dimensi lantai *basement* yang mampu menahan gaya *uplift* yang besar akibat tingginya elevasi muka air tanah.

Gambar 1.1 Lokasi Proyek



Gambar 1.2 Kondisi Sekitar Proyek

Gambar 1.3 Kebocoran Pada *Secant Pile*



Gambar 1.4 Gambar Perencanaan

1.2. Rumusan Masalah

Secara umum berdasarkan latar belakang diatas, terdapat beberapa masalah yang harus dibahas antara lain:

1. Bagaimana cara merencanakan dinding penahan tanah (*Sheet Pile*, *Diaphragm Wall*, dan *Tangent Pile*) pada tanah di lokasi Balai Pemuda Surabaya yang sebagian besar berkonsistensi lunak?

2. Bagaimana cara merencanakan pondasi di proyek Balai Pemuda Surabaya yang disekitarnya banyak terdapat bangunan penting?
3. Bagaimana merencanakan lantai *basement* yang kuat terhadap gaya *uplift* yang besar akibat M.A.T yang tinggi pada lokasi proyek Balai Pemuda Surabaya?
4. Alternatif manakah yang dipilih berdasarkan analisa rencana anggaran biaya?

1.3. Batasan Masalah

Pada tugas akhir ini, permasalahan dibatasi pada pokok-pokok pembahasan sebagai berikut:

1. Tidak merencanakan sistem drainase dan utilitas dari *basement*,
2. Tidak membahas tentang perencanaan *dewatering*,
3. Tidak membahas metode pelaksanaan pekerjaan,

1.4. Tujuan

Tujuan dari tugas akhir ini adalah:

1. Dapat merencanakan dinding penahan tanah (*Sheet Pile*, *Diaphragm Wall*, dan *Tangent Pile*) pada tanah di lokasi Balai Pemuda Surabaya yang sebagian besar berkonsistensi lunak,
2. Dapat merencanakan jenis pondasi yang tidak membahayakan bangunan penting di sekitar proyek Balai Pemuda Surabaya,
3. Dapat merencanakan dimensi lantai *basement* yang kuat menahan gaya *uplift* yang besar akibat M.A.T di lokasi proyek Balai Pemuda Surabaya yang tinggi,
4. Memilih alternatif perencanaan struktur *basement* dengan harga termurah berdasarkan analisa rencana anggaran biaya.

1.5. Manfaat

Manfaat dari tugas akhir ini antara lain:

1. Sebagai acuan untuk proyek serupa dalam proses konstruksinya,
2. Sebagai referensi literatur untuk pengerjaan tugas akhir dengan topik serupa di masa yang akan datang.

1.6. Lingkup Pekerjaan

Lingkup pekerjaan yang akan dikerjakan pada tugas akhir ini adalah:

1. Menghitung pembebanan akibat tekanan tanah lateral dan beban dari bangunan sekitar,
2. Menganalisa stabilitas dinding penahan tanah terhadap beban yang dipikul serta menganalisa kemungkinan penggelembungan akibat rembesan air (*heave*),
3. Menentukan dimensi (ketebalan) dinding penahan dan menghitung kebutuhan penulangan,
4. Mengontrol defleksi yang terjadi pada dinding penahan dengan menggunakan program bantu,
5. Membuat *pra-design* dari pondasi *group pile* dan menganalisa beban yang akan dipikul,
6. Menentukan kedalaman pemancangan dimana daya dukung tanah mampu menahan terhadap beban yang diterima pondasi,
7. Menghitung jumlah pondasi yang dibutuhkan dan menghitung penulangan *pilecap* nya,
8. Mengontrol defleksi pondasi *group pile*,
9. Membuat *pra-design* ketebalan lantai *basement* dan menganalisa beban diatasnya,
10. Menghitung penulangan pada plat lantai,
11. Mengontrol terhadap gaya *uplift*,
12. Menghitung rencana anggaran biaya dari setiap kombinasi perencanaan.

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

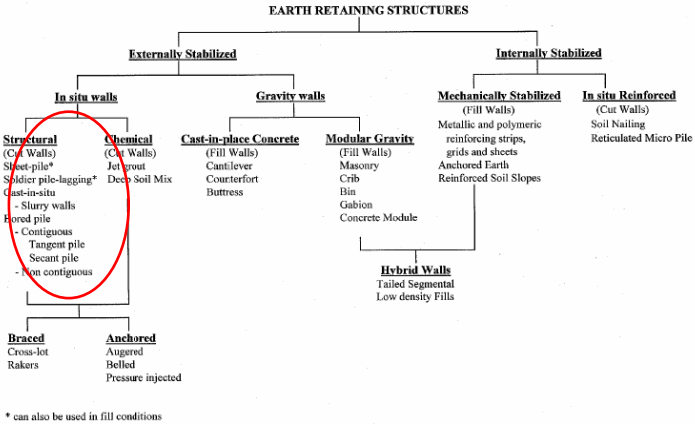
2.1. Struktur *Basement*

Basemen (*basement*) atau biasa disebut ruang bawah tanah, adalah bagian dari suatu bangunan yang terletak di bawah tanah, baik sebagian maupun seluruhnya. *Basement* biasanya difungsikan sebagai lokasi untuk menempatkan utilitas dari suatu bangunan, seperti pemanas air (*water heater*), sistem distribusi elektrik, atau tempat parkir. Pada kota tertentu dimana harga properti sangat mahal, *basement* dapat digunakan sebagai tempat tinggal.

Struktur *basement* umumnya terdiri dari dinding penahan tanah (*retaining wall*), dan pondasi, baik berupa pondasi dalam maupun pondasi dangkal. *Retaining wall* berfungsi untuk menahan tanah diluar *basement* agar tidak menimbun ruangan didalam *basement*, sedangkan pondasi berfungsi untuk menyalurkan beban yang diterima ke tanah.

2.2. Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah adalah suatu struktur yang didesain untuk menjaga dan mempertahankan dua muka elevasi tanah yang berbeda (Coduto, 2001). Dinding penahan tanah berfungsi untuk menahan dan mencegah tanah dari kelongsoran akibat gaya lateral suatu tanah maupun air. Menurut O'Rouke dan Jones (1990) (Gambar 2.1), dinding penahan tanah dapat diklasifikasikan menjadi dua kategori yaitu *externally stabilized systems* dan *internally stabilized systems* serta *hybrid system* yang merupakan gabungan dari kedua sestem tersebut. Dalam Tugas Akhir ini kategori yang digunakan adalah *externally stabilized systems.*

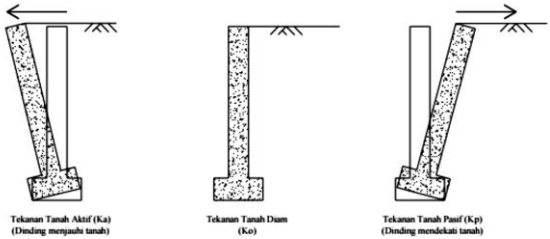


Gambar 2.1 Klasifikasi Jenis Dinding Penahan Tanah (O'Rouke dan Jones, 1990)

2.2.1. Tekanan Tanah Lateral

Tekanan tanah lateral adalah gaya yang ditimbulkan oleh dorongan tanah dibelakang struktur penahan tanah pada bidang horizontal. Tekanan tanah lateral dibagi menjadi 3 kategori (Gambar 2.2), yaitu:

1) Jika dinding menjauhi tanah hingga terjadi keruntuhan, nilai K mencapai minimum yang dinamakan tekanan tanah aktif (K_a),
2) Jika dinding bergerak menekan kearah tanah hingga runtuh, koefisien K mencapai nilai maksiumum yang dinamakan tekanan tanah pasif (K_p),
3) Jika dinding tidak bergerak, K menjadi koefisien tekanan tanah diam (K_0)



Gambar 2.2 Jenis Tekanan Tanah Berdasarkan Arah Pergerakan Dinding
(Weber, 2010)

Jenis tanah, tinggi dinding, dan tekanan lateral yang bekerja akan mempengaruhi besarnya perpindahan dinding penahan tanah. Tabel 2.1 menunjukkan hubungan jenis tanah, tinggi dinding dan perpindahan dinding untuk tekanan tanah aktif. Tabel 2.2 menunjukkan hubungan jenis tanah, tinggi dinding dan perpindahan dinding untuk tekanan tanah pasif. Gambar 2.3 menunjukkan grafik arah perpindahan dinding terhadap tekanan yang bekerja.

Tabel 2.1 Hubungan Jenis Tanah, Tinggi Dinding dan Perpindahan Dinding Untuk Tekanan Tanah Aktif

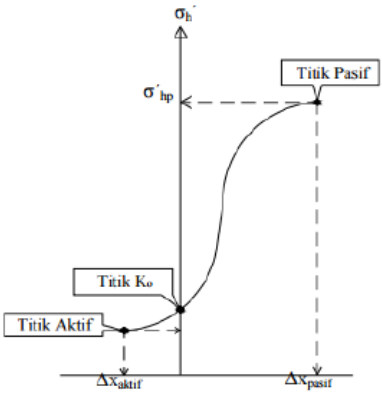
Jenis Tanah	Δx Aktif
Pasir Padat	0.001H - 0.002H
Pasir Lepas	0.002H - 0.004H
Lempung Keras	0.01H - 0.02H
Lempung Lunak	0.02H - 0.05H

(Sumber: Gouw, 2009)

Tabel 2.2 Hubungan Jenis Tanah, Tinggi Dinding dan Perpindahan Dinding Untuk Tekanan Tanah Pasif

Jenis Tanah	Δx Pasif
Pasir Padat	0.005H
Pasir Lepas	0.01H
Lempung Keras	0.01H
Lempung Lunak	0.05H

(Sumber: Gouw, 2009)



Gambar 2.3 Grafik Arah Perpindahan Dinding Terhadap Tekanan Yang Bekerja
(Gouw, 2009)

1. Tekanan tanah aktif

Suatu dinding penahan tanah dalam keseimbangan menahan tekanan tanah horizontal. Tekanan ini dapat di evaluasi dengan menggunakan koefisien tanah K_a. Jadi bila suatu tanah dengan kedalaman H, maka tekanan tanahnya adalah γH dengan γ adalah berat volume tanah, dan arah dari tekanan tanah tersebut ialah vertikal keatas. Untuk mendapatkan tekanan tanah horizontal maka harus menggunakan koefisien K_a yang berfungsi untuk mengubah

tekanan vertikal tersebut menjadi tekanan horizontal. Oleh karena itu, tekanan horizontal dapat dituliskan sebagai:

$$\sigma_a = K_a \times \gamma \times H \text{.....} (2.1)$$

Dimana harga K_a:
Untuk tanah datar:

$$K_a = \frac{1-sin\,\emptyset}{1+\sin\emptyset} = tan^2\left(45 - \frac{\emptyset}{2}\right) \text{.....} (2.2)$$

Untuk tanah miring:

$$K_a = \left(\frac{\cos\emptyset}{1+\sqrt{\frac{\sin\emptyset\sin(\emptyset-\delta)}{\cos\delta}}}\right)^2 \text{.....} (2.3)$$

Dimana:
Ø = sudut geser tanah
δ = kemiringan tanah

Selain itu, lekatan atau kohesi antara butiran tanah juga mengurangi tekanan tanah aktif yaitu sebesar $2c\sqrt{K_a}$, sehingga perumusannya menjadi:

$$\sigma_a = K_a \times \gamma \times H - 2 \times c \times \sqrt{K_a} \text{.....} (2.4)$$

Dimana:
c = kohesi tanah.

2. Tekanan tanah pasif

Dalam suatu hal tertentu dinding penahan tanah dapat terdorong kea rah tanah yang ditahan. Hal itu tersebut sebagai tekanan tanah pasif. Arah dari tekanan tanah pasif berlawanan dengan tekanan tanah aktif. Rumusan tekanan

horizontal pasif dapat dituliskan sebagai berikut:

$$\sigma_p = K_p \times \gamma \times H \text{ ..... (2.5)}$$

Dimana harga K_a:
Untuk tanah datar:

$$K_a = \frac{1-sin\,Ø}{1+\sin Ø} = tan^2\left(45 - \frac{Ø}{2}\right) \text{ ..... (2.6)}$$

Untuk tanah miring:

$$K_a = \left(\frac{\cos Ø}{1+\sqrt{\frac{\sin Ø \sin(Ø-\delta)}{\cos \delta}}}\right)^2 \text{ ..... (2.7)}$$

Dimana:
Ø = sudut geser tanah
δ = kemiringan tanah

Dalam kasus tekanan lateral pasif, kohesi (lekatan antar butiran tanah) mempunyai pengaruh memperbesar tekanan pasif tanah sebesar $2c\sqrt{K_p}$, sehingga perumusan menjadi:

$$\sigma_p = K_p \times \gamma \times H + 2 \times c \times \sqrt{K_p} \text{ ..... (2.8)}$$

Dimana:
c = kohesi tanah

3. Tekanan tanah dalam keadaan diam

Bila dinding penahan tanah berada dalam keadaan diam, yaitu tidak bergerak baik ke depan maupun belakang dari posisi awal, maka massa tanah akan berada dalam kesetimbangan elastis *(elastic equilibrium).* Rasio tekanan

arah horizontal dan tekanan arah vertikal dinamakan koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam *(coefficient of earth pressure at rest)*, disimbolkan dengan K_0.

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_{v'}} \quad (2.9)$$

Karena $\sigma_{v'} = \gamma z$, maka

$$\sigma_h = K_0(\gamma z) \quad (2.10)$$

Untuk tanah berbutir, koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam dapat diwakili oleh hubungan empirits yang diperkenalkan oleh Jaky (1944),

$$K_0 = 1 - \sin \emptyset \quad (2.11)$$

Brooker dan Ireland (1965) menyarankan agar menggunakan persamaan berikut ini utnuk menghitung harga K_0 dari tanah lempung yang terkonsolidasi normal *(normally consolidated)*:

$$K_0 = 0{,}95 - \sin \emptyset \quad (2.12)$$

Sudut Ø dalam persamaan (2.14) dan (2.15) adalah sudut geser tanah dalam keadaan air teralirkan (*drained*).

Untuk tanah lempung yang terkonsolidasi lebih (*overconsolidated*), koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam (*at rest*) dapat diperkirakan sebagai berikut:

$$K_{0\ (OC)} = K_{0\ (NC)}\sqrt{OCR} \quad (2.13)$$

Dimana:
OCR = *overconsolidation ratio*

Rasio terkonsolidasi lebih didefinisikan sebagai:

$$OCR = \frac{p_c}{p} \quad (2.14)$$

Dimana:
p_c = tekanan prakonsolidasi
p = tekanan vertikal efektif pada saat tanah itu diselidiki

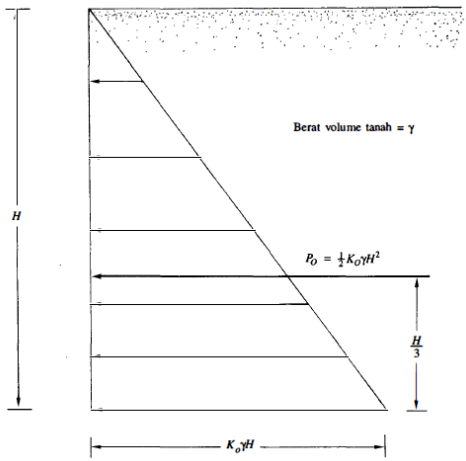
Untuk tanah lempung yang terkonsolidasi normal, persamaan empiris yang lain untuk K_0 telah diperkenalkan oleh Alpan (1967):

$$K_0 = 0{,}19 + 0{,}233 \log(PI) \quad (2.15)$$

Dengan:
PI = Indeks Plastisitas

Gambar 2.4 menunjukkan distribusa tekanan tanah dalam keadaan diam yang bekerja pada dinding setinggi H. Gaya total per satuan lebar dinding (P_o), adalah sama dengan luas dari diagram tekanan tanah yang bersangkutan. Sehingga,

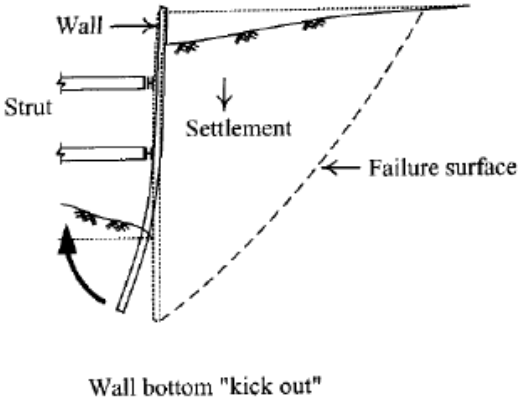
$$P_0 = {}^{1}/_{2}\, K_0 \gamma H^2 \quad (2.16)$$



Gambar 2.4 Distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam (*at rest*) pada tembok
(B.M. Das, 1995)

2.2.2. Analisa Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Ketika gaya geser suatu titik dalam tanah melenihi atau dalam kondisi seimbang dengan gaya geser tanah, titik terbut berada dalam keadaan kritis atau akan mengalami keruntuhan. Bidang keruntuhan akan terbentuk ketika titik-titik keruntuhan bersatu dan membentuk bidang keruntuhan, yang mengakibatkan galian runtuh. Hal itulah yang disebut dengan *overall shear failure*. Analisa keruntuhan dapat dilakukan dengan metode *push-in* yang akan dijelaskan melalui Gambar 2.5.



Gambar 2.5 Keruntuhan Akibat *Push-In*
(Chang-Yu Oh, 2006)

Dorongan pada analisa *push-in* disebabkan oleh tekanan tanah ketika kondisi kritis, dimana hal tersebut dapat mengakibatkan dinding bergerak dalam jarak yang cukup jauh dari posisi semula, terutama pada daerah diding yang tertanam didalam tanah sehingga mengakibatkan *total collapse*.

Metode yang digunakan pada analisa *push-in* ini adalah metode *free earth support* dengan memodelkan dinding di bawah posisi *strut* terbawah sebagai *free body* dan melakukan analisis kesetimbangan gaya seperti pada Gambar 2.6b dan juga menghitung distribusi tekanan tanah baik aktif maupun pasif yang akan dijelaskan pada Gambar 2.6a. Kemudian, faktor keamanan terhadap *push in* dicari menggunakan rumusan berikut ini:

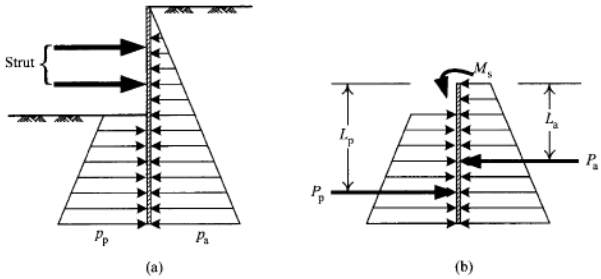
$$F_p = \frac{M_R}{M_D} = \frac{P_p L_p + M_s}{P_a L_a} \quad \text{.....} (2.17)$$

Dimana:

F_p = faktor keamanan terhadap *push-in*

M_R = momen resistan

M_D = momen pendorong
P_p = resultan gaya tekan tanah pasif
L_p = jarak dari *strut* tekanan tanah pasif ke titik tangkap gaya
M_s = momen lentur yang diijinkan pada dinding penahan tanah
P_a = resultan gaya tekan tanah aktif
L_a = jarak dari *strut* tekanan tanah aktif ke titik tangkap gaya



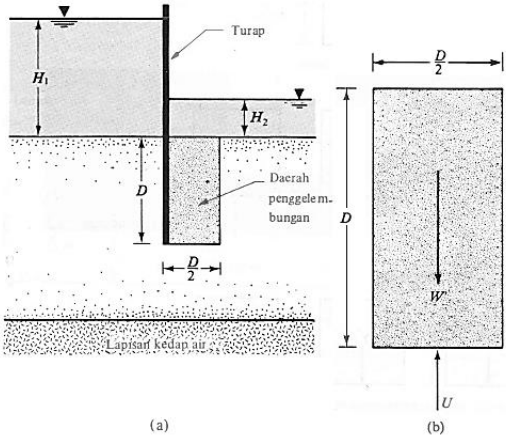
Gambar 2.6 Analisa *Push-In* Dengan Metode *Gross Pressure*: (a) *Distribusi Gross Earth Pressure* dan (b) Kesetimbangan Gaya Dinding Penahan Tanah Sebagai *Free Body* (Chang-Yu Oh, 2006)

Persamaan (2.17) biasa disebut dengan metode *gross pressure*. Faktor keamanan yang disarankan oleh JSA (1988) dan TGS (2001) adalah $F_p \geq 1{,}5$. Namun saat menggunakan asumsi $M_s = 0$, maka akan digunakan $F_p \geq 1{,}2$. Selain menghitung faktor untuk keamanan akibat *push-in*, persamaan (2.46) juga dapat digunakan untuk mencari kedalaman penetrasi dinding penahan tanah yang tertanam dengan berbagai macam nilai faktor keamanan.

2.2.3. Penggelembungan Tanah Akibat Rembesan (*Heave*)

Rembesan yang terjadi didalam tanah dapat menyebabkan penggelembungan (*heaving)* pada daerah hilir dari suatu dinding penahan tanah. Penggelembungan yang terjadi pada hilir dinding

menyebabkan kekuatan tanah melemah sehingga dapat mengakibatkan keruntuhan. Penggelembungan pada umunya terjadi pada daerah sampai sejauh $D/2$ dari turap, dimana D adalah kedalaman pemancangan turap (Terzaghi, 1922). Oleh karena itu diperlikan penyelidikan kestabilan tanah di daerah luasan $D \times D/2$ di depan turap seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.7.



Gambar 2.7 (a) Pemeriksaan Terhadap Penggelembungan Yang Terjadi Pada Bagian Hilir Dari Turap Yang Dipancang Sampai Dengan Lapisan Tanah Tembus Air, (b) Pembesaran Daerah Penggelembungan
(B.M. Das, 1995)

Faktor keamanan untuk mencegah terjadi penggelembungan dapat dituliskan sebagai berikut):

$$FS = \frac{W\prime}{U} \quad \text{.....} \quad (2.18)$$

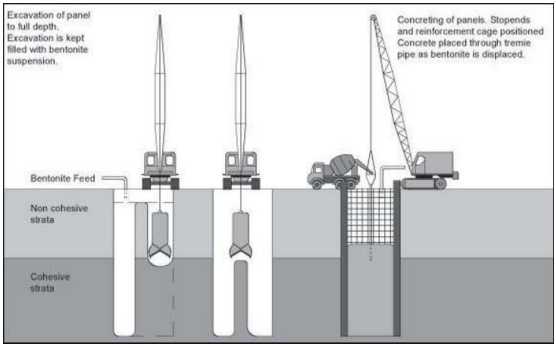
Dimana:
FS = faktor keamanan
W' = berat tanah basah di daerah gelembung per satuan lebar turap =

$$D\frac{D}{2}(\gamma_{sat} - \gamma_w) = \frac{1}{2}D^2\gamma' \text{.....} (2.19)$$

U = gaya angkat disebabkan oleh rembesan pada tanah dengan volume yang sama

2.2.4. *Diaphragm Wall*

Diapraghm Wall adalah salah satu jenis dinding penahan tanah yang umu digunakan untuk konstruksi dinding *basement* pada bangunan dengan struktur bawah tanah (*substructure*). Metode pekerjaannya yaitu dengan melakukan penggalian dengan alat berat *clamshell*, kemudian pemasangan tulangan dan diakhiri dengan pengecoran seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.8. Dinding penahan tanah ini cocok dengan metode *top-down*.



Gambar 2.8 Konstruksi Diapraghm Wall
(Sumber: http://websterequipment.com/)

Beberapa kelebihan konstruksi *Diaphragm Wall* antara lain:

1. Penggalian tanah bisa lebih dalam dibandingkan dengan jenis dinding penahan tanah konvensional,
2. Pengerjaan konstruksi lebih cepat,
3. Dapat digunakan sebagai sarana untuk melaksanakan struktur sistem *top-down method*, yaitu struktur atas

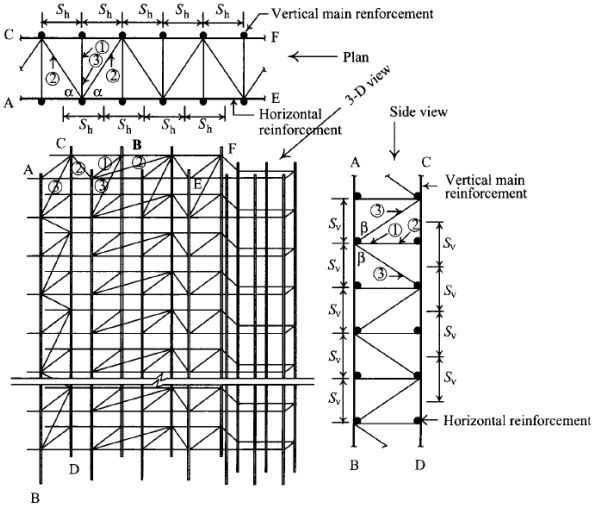
bisa dilaksanakan tanpa harus menunggu struktur bawah selesai,

4. Menggunakan alat yang minim getaran dan kebisingan yang dapat mengganggu kegiatan disekitar lokasi proyek,

Sementara kekurangan konstruksi *Diaphragm Wall* antara lain:

1. Biaya pekerjaan yang lebih mahal,
2. Dinding sisi dalam rawan tidak rata akibat pekerjaan galian yang kurang baik, sehingga harus di *finishing* lagi,
3. Pada sambungan rawan terjadi kebocoran sehingga perlu pekerjaan *injection grouting.*

Desain *Diapraghm Wall* terdiri atas perencanaan ketebalan dinding dan penulangannya. Ketebalan dinding dapat ditentukan melalui analisa tegangan, deformasi, dan studi kelayakan detailing penulangan dinding. Menurut Chang Yu-Ou (2006), ketebalan *Diapraghm Wall* dapat diasumsikan sebesar 5% dari H_e (kedalaman galian) pada saat *preliminary design*. Perhitungan penulangan *Diaphragm Wall* secara umum menggunakan metode LRFD (*Load and Resistance Factor Design*). Desain utama penulangannya meliputi tulangan vertikal, horizontal, dan tulangan geser seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.9. Perhitungan penulangan didasarkan pada momen lentur dan gaya geser terbesar yang didapat dari hasil analisa program bantu Plaxis 8.2.



Gambar 2.9 Penulangan *Diaphragm Wall*
(Chang-Yu Oh, 2006)

Berikut adalah dasar teori yang digunakan untuk merencanakan penulangan pada dinding penahan tanah *Diaphragm Wall*:

1. Tulangan vertikal utama

   Nilai momen penahan lentur nominal dapat dicari melalui rumusan berikut ini:

$$M_R = \frac{1}{\emptyset}\left[\rho_{max} f_y \left(1 - 0.59\frac{\rho_{max} f_y}{f'_c}\right)\right] bd^2 \text{ ..... (2.20)}$$

Dimana:

d = jarak dari sisi tertekan ke as tulangan tarik (m)
ρ_{max} = rasio penulangan maksimum = $0{,}75\rho_b$
f'_c = mutu beton (kg/m^2)
f_y = mutu tulangan (kg/m^2)

Rasio tulangan dalam keadaan *balanced* dapat dihitung

menggunakan rumusan:

$$\rho_b = \frac{0.85f'_c}{f_y}\beta_1\left(\frac{6120}{6120+f_y}\right) \text{ ..... (2.21)}$$

Harga β_1 tergantung oleh kuat mutu betonnya, dimana pada umumnya kuat mutu beton yaitu dibawah 280 kg/cm^2. Jadi rumusan untuk mendapatkan harga β_1 adalah:

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85 & f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.85 - 0.05\left(\frac{f'_c - 280}{70}\right) \geq 0.65 & f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \text{ ..... (2.22)}$$

Ketika $M_U \leq ØM_R$, maka perencanaan yang dibutuhkan hanya berupa tulangan tarik dengan langkah sebagai berikut:

- Menentukan rasio kekuatan material:

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} \text{ ..... (2.23)}$$

- Menentukan rasio penulangan:

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mM_n}{f_y bd^2}}\right) \text{ ..... (2.24)}$$

- Menentukan luas penampang tulangan tarik perlu:

$$A_S = \rho bd \text{ ..... (2.25)}$$

Ketika $M_U \geq ØM_R$, tulangan tarik telah mencapai tegangan maksimumnya, dimana momen penahan nominal masih lebih kecil daripada momen lenturnya. Kondisi ini mengakibatkan perlunya perencanaan penulangan tekan sebagai berikut:

- Rasio tulangan tekan yaitu $\rho_1 = 0.75\rho_b$, sehingga:

$$A_{s1} = \rho_1 bd \text{ ..... } (2.26)$$
$$T_1 = A_{s1} f_y \text{ ..... } (2.27)$$
$$C_C = T_1 = 0.85 f'_c ba \text{ ..... } (2.28)$$

- Mencari nilai a:

$$a = \frac{T_1}{0.85 f'_c b} \text{ ..... } (2.29)$$

- Menghitung momen lentur tulangan tekan:

$$M_2 = M_n - M_1 = M_n - T_1 \left(d - \frac{a}{2}\right) \text{ ..... } (2.30)$$

- Luas penampang tulangan tekan perlu:

$$A_{s2} = \frac{M_2}{f_y (d - d')} \text{ ..... } (2.31)$$

Dimana:
d’ = jarak dari sisi tertekan ke as tulangan tekan

Sehingga luas penampang tulangan tekan:

$$A_S = A_{s1} + A_{s2} \text{ ..... } (2.32)$$

2. Tulangan horizontal utama

Dinding penahan tanah dengan deformasi satu arah tidak memerlukan tulangan horizontal. Namun jika penyusutan dan pengaruh temperatur diikutsertakan, maka tulangan horizontal menjadi diperlukan karena adanya efek susut beton oleh temperatur dan perhitungannya menggunakan persamaan berikut ini:

$$A_s = \begin{cases} 0.002 A_g (f_y < 4200 \text{ kg/cm}^2) \\ 0.0018 A_g (f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2) \\ 0.0018(4200/f_y) A_g \geq 0.0014 A_g (f_y > 4200 \text{ kg/cm}^2) \end{cases} \text{ ..... } (2.33)$$

Dimana:
A_g = ketebalan dinding x lebar unit

Penulangan untuk pengaruh susut dan pengaruh temperatur harus dipasang di kedua sisi dinding.

3. Tulangan geser

Secara teoritis, apabila $V_u \leq ØV_c$, maka tulangan geser tidak diperlukan. Namun pada prakteknya tulangan geser tetap harus direncanakan agar kerangkang besi dapat digantungkan. Gambar 2.5 menujukkan bahwa terdapat tiga jenis tulangan geser yang digunakan, yaitu satu tulangan geser utama (tipe 1) dan dua tulangan geser miring (tipe 2 dan 3). Hasilnya, rumusan gaya geser nominal per lebar unit adalah:

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{.....} \quad (2.34)$$

Dimana Vs adalah gaya geser nominal dari tulangan geser.

Dikarenakan jarak horizontal antara dua tulangan geser ialah sama, kebutuhan luasan penampang tulangan per lebar unit (b = 100 cm) adalah:

$$A_v = \frac{100A_b}{S_h} \quad \text{.....} \quad (2.35)$$

Dimana:
A_v = total luasan penampang perlu tulangan geser per lebar unit (cm)
A_b = luasan tulangan dari tulangan geser tunggal (cm)
S_b = jarak horizontal antar tulangan geser (cm)

Gaya geser nominal dari tulangan geser utama (tipe 1):

$$V_{s1} = \frac{A_b f_y d}{S_v} \quad \text{.....} \quad (2.36)$$

Dimana:
S_v = jarak vertikal antara tulangan geser utama.

Gaya geser nominal dari tulangan geser miring (tipe 2 dan 3):

$$V_{s2} = \frac{A_b f_y d}{S_v} \sin \alpha \quad \text{..... (2.37)}$$

$$V_{s3} = \frac{A_b f_y d}{S_v} \sin \beta \quad \text{..... (2.38)}$$

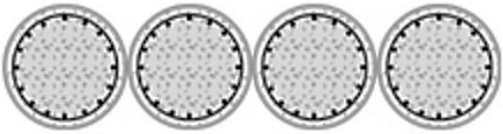
Dimana:
α dan β = sudut antara tulangan geser miring dengan tulangan vertikal

Gaya geser nominal total per lebar unit adalah:

$$V_s = V_{s1} + V_{s2} + V_{s3} \quad \text{..... (2.39)}$$

2.2.5. *Tangent Pile*

Tangent Pile merupakan salah satu jenis dinding penahan tanah yang sering digunakan pada area yang sempit karena jenis dinding ini tidak membutuhkan area yang luas untuk melaksanakan konstruksinya. *Tangent pile* dapat diterapkan pada tanah sulit dengan level muka air tanah yang tinggi. Struktur *tangent pile* terdiri atas *bored pile* yang saling berdempetan sehingga membentuk barisan *pile* yang berfungsi sebagai dinding (lihat Gambar 2.10).



Gambar 2.10 Konstruksi *Tangent Pile*
(Sumber: https://www.finesoftware.eu)

Beberapa kelebihan konstruksi *tangent pile* antara lain:

1. Tidak membutuhkan area yang luas untuk proses konstruksinya,
2. Dapat digunakan pada tanah dengan kondisi tanah sulit dan muka air tanah yang tinggi
3. Pelaksanaan lebih efisien karena tidak banyak membutuhkan alat berat pada saat proses konstruksinya,
4. Biaya pekerjaan lebih murah dibandingkan *Diapraghm Wall*

Sementara kekurangan konstruksi *Tangent pile* antara lain:

1. Waktu pengerjaan lebih lama dibandingkan dengan konstruksi dinding penahan tanah lainnya,
2. Jika ingin digunakan sebagai dinding *basement*, maka harus di *finishing* lagi karena bentuknya yang tidak rata.

Perencanaan *Tangent pile* terdiri atas perencanaan diameter *pile* dan perencanaan penulangannya. Untuk menentukan diameter *pile* nya dapat menggunakan rumusan berikut:

$$D_s = \sqrt{\frac{Q_w}{\left(\frac{\pi}{4}\right)0{,}25f'_c}} \quad \text{..... (2.40)}$$

Dimana:

D_s = diameter *pile*

Q_w = beban kerja dari tiang pondasi

f'c = mutu beton

Untuk tulangan utama, perencanaan merujuk kepada SNI 2847:2013 lampiran B (8.4.2):

$$\rho_b = \frac{0{,}85\beta_1 f'_c}{f_y}\left(\frac{600}{600+f_y}\right) \quad \text{..... (2.41)}$$

Dimana:

ρ_b = rasio tulangan berimbang

f'_c = kuat tekan beton yang disyaratkan
f_y = tegangan leleh baja

Faktor harus diambil sebesar 0,85 untuk beton dengan nilai kuat tekan f'c lebih kecil daripada atau sama dengan 30 MPa. Untuk beton dengan kuat tekan diatas 30 MPa harus direduksi sebesar 0,05 untuk setiap kelebihan 7 MPa, namun tidak boleh diambil lebih kecil dari 0,65.

Rasio tulangan maksimum menurut SNI 2847:2013 lampiran B (10.3.3) dibatasi sebesar:

$$\rho_{max} = 0{,}75\rho_b \quad (2.42)$$

Atau menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1:

$$\rho_{max} = 0{,}025 \quad (2.43)$$

Luasan penampang tulangan minimum menurut SNI 2847:2013 pasal 10.5.1 tidak boleh kurang dari nilai yang diberikan oleh:

$$A_{s,min} = \frac{0{,}25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (2.44)$$

Dan tidak boleh lebih kecil dari nilai yang diberikan oleh:

$$\frac{1{,}4 b_w d}{f_y} \quad (2.45)$$

Penulangan geser direncanakan dengan kriteria perencanaan lentur yang mengacu kepada SNI 2847:2013 pasal 11.1.1 yaitu $\emptyset V_n \geq V_u$, dimana $\emptyset V_n$ adalah kuat geser penampang dan V_u adalah geser *ultimate* yang ditahan oleh penampang.

Kuat geser nominal dari penampang merupakan merupakan gabungan dari kuat geser beton (V_c) dan tulangan (V_s) sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.2.1.1. dan pasal 11.4.5.3.

$$V_c = 0{,}17\sqrt{f'_c b_w d} \quad \text{.....} \quad (2.46)$$

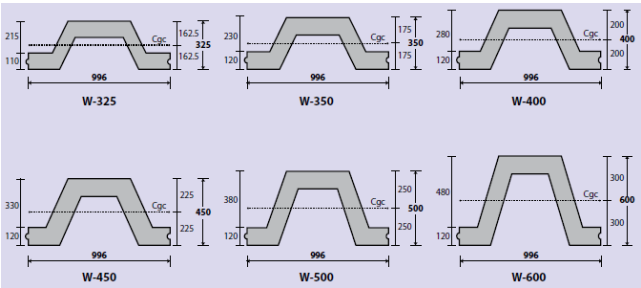
$$V_s = 0{,}33\sqrt{f'_c b_w d} \quad \text{.....} \quad (2.47)$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 11.5.6.2, jarak maksimum antar sengkang yang tidak memerlukan sengkang tertutup tidak boleh melebihi $s = d2 \ \leq 300mm$.

2.2.6. *PC Sheet Pile*

Sheet Pile adalah dinding vertikal yang relatif tipis, yang berfungsi sebagaimana fungsi dinding penahan tanah pada umumnya, yaitu menahan tanah dan air masuk kedalam lubang galian. *Sheet Pile* dapat dibedakan menurut bahan yang digunakan, yaitu kayu, baja, dan beton bertulang.

Precast Concrete Sheet Pile merupakan balok-balok beton yang telah dicetak sebelum dipasang dengan bentuk tertentu (lihat Gambar 2.11). Balok-balok *sheet pile* beton dibuat saling mengait satu sama lain. Umumnya *sheet pile* jenis ini digunakan dalam konstruksi berat yang dirancang dengan tulangan untuk menahan tegangan selama masa konstruksi beban permanen setelah masa konstruksi.



Gambar 2.11 Bentuk Penampang *Sheet Pile*
(Sumber: Brosur Produk Beton Pracetak WIKA)

Beberapa kelebihan konstruksi *Sheet Pile* antara lain:

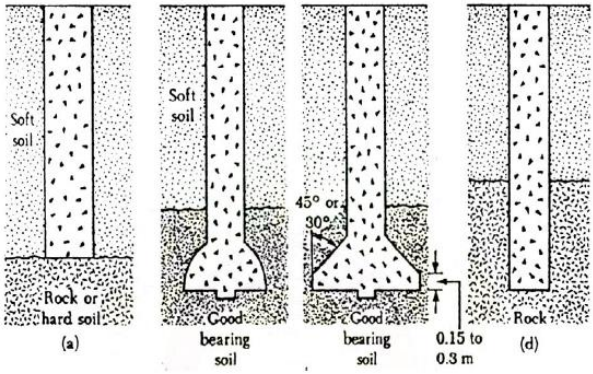
1. Dapat digunakan untuk konstruksi berat,
2. Waktu untuk pemasangan lebih cepat dan efisien,
3. Biaya konstruksi yang relatif lebih terjangkau.

Sementara kekurangan konstruksi *Sheet Pile* antara lain:

1. Kurang cocok digunakan pada tanah berbatu karena akan menyulitkan proses injeksi,
2. Transportasi balok *sheet pile* panjang akan lebih sulit.

2.3. Pondasi Bored Pile

Bored Pile adalah salah satu jenis pondasi dalam yang menggunakan metode konstruksi *in situ.* Pondasi ini umunya digunakan apabila kedalaman tanah berdaya dukung besar terletak lebih dari 15 meter. Jenis pondasi ini juga biasanya digunakan pada tanah yang stabil dan kaku, sehingga lubang dapat dibuat dengan mudah menggunakan alat bor. Namun apabila tanah mengandung air, maka dibutuhkan pipa besi (*casing*) untuk menahan dinding lubang agar tidak runtuh. Jika tanah yang menjadi tumpuan pondasi berupa tanah *semi-rock*, maka dasar pondasi dapat dibesarkan untuk menambah tahanan daya dukung ujung tiang (Gambar 2.12).



Gambar 2.12 Jenis-Jenis *End Bearing* Bored Pile
(Sumber: http://www.supri.info)

Beberapa kelebihan konstruksi pondasi *Bored Pile* antara lain:

1. Kedalaman tiang dapat divariasikan,
2. Proses konstruksi yang minim getaran sehingga tidak banyak merusak bangunan di sekitar lokasi proyek,
3. Tidak menimbulkan kebisingan yang ditimbulkan oleh alat pancang seperti yang terjadi pada konstruksi tiang pancang,
4. Dasar pondasi *bored pile* dapat diperbesar sehingga memberikan ketahanan daya dukung yang lebih besar,
5. Memiliki ketahanan yang tinggi terhadap beban lateral.

Sementara kekurangan konstruksi pondasi *Bored Pile* antara lain:

1. Pengeboran dapat mengakibatkan gangguan kepadatan, bila tanah berupa pasir atau tanah berkerikil maka dibutuhkan *bentonite* untuk menahan longsor
2. Pada kondisi muka air tanah tinggi, air harus dipompa secara konstan
3. Apabila tidak berhati-hati dalam proses pengeboran, maka dinding galian bisa runtuh
4. Diameter tiang yang cukup besar memerlukan lebih banyak beton, sehingga biaya untuk kebutuhan beton relatif lebih mahal.

Perhitungan daya dukung pondasi *bored pile* berdasarkan data SPT terdiri dari gabungan antara tahanan ujung serta lekatan lokal (Meyerhof, 1956). Rumusan untuk menentukan daya dukung ultimate ujung tiang adalah:

Untuk tanah lempung atau lanau:

$$Q_u = 40N_{av}A_p + \sum_{i=1}^{n} \frac{N_i}{2} A_{si} \quad \text{.....} \quad (2.48)$$

Untuk tanah pasir:

$$Q_u = 40N_{av}A_p + \sum_{i=1}^{n} \frac{N_i}{5} A_{si} \quad \text{.....} \quad (2.49)$$

Dimana:

N_{av} = harga rata-rata N_2 (4D dibawah ujung sampai dengan 8D diatas ujung tiang)

A_p = luas area ujung tiang

N_i = harga N pada segmen ke-i

A_{si} = luas selimut tiang pada segmen ke-i

Mendesain pondasi *bored pile* terdiri dari perencanaan daimeter bored pile serta penulangannya. Menentukan diameter dan peraturan penulangan *bored pile* dapat dihitung dengan perumusan yang telah dijelaskan pada bagian *Tangent Pile*. Perhitungan juga dapat dilakukan dengan menggunakan program bantu seperti PCAColumn.

2.3.1. Standart Penetration Test (SPT)

Standart Penetration Test (selanjutnya disebut SPT), adalah salah satu metode yang umum digunakan bersama dengan *Cone Penetration Test* (CPT) untuk mengetahui kedalaman lapisan tanah keras serta sifat daya dukung untuk tiap kedalaman. Peraturan pelaksanaan uji SPT diatur pada SNI 4153:2008, yang mengacu kepada ASTM D 1586-84. Pengujian SPT dilaksanakan dengan memukul tabung belah dinding tebal ke dalam tanah dan mengukur jumlah pukulan untuk memasukkan tabung sedalam 300 mm secara vertikal. Pemukul tabung berupa palu seberat 63,5 kg yang dijatuhkan dari ketinggian 75 mm. Pengujian dibagi menjadi tiga tahap, yaitu masing-masing setebal 150 mm untuk masing-masing tahap. Tahap pertama untuk menentukan dudukan, sementara jumlah pukulan untuk tahap kedua dan ketiga dijumlahkan untuk memperoleh nilai N atau perlawanan SPT (dinyatakan dalam pukulan/0,3 m).

Hasil dari uji SPT yang berupa jumlah pukulan N tidak dapat langsung digunakan. Nilai N harus di analisa dan dikoreksi terlebih dahulu untuk dapat digunakan di dalam perencanaan.

1. Koreksi terhadap muka air tanah

Untuk jenis tanah pasir halus, pasir berlempung, maupun pasir berlanau yang memiliki nilai N-SPT > 15 dan berada di bawah muka air tanah, maka harus dilakukan koreksi terhadapt muka air tanah karena pada saat tabung belah menembus tanah akan timbul tegangan air pori yang cukup besar sehingga harga N yang diperoleh lebih tinggi dari yang seharusnya. Koreksi dilakukan dengan memilih harga N_1 terkecil dari dua rumus berikut:

$$N_1 = 15 + {}^{1}/_{2}\,(N - 15) \quad \text{.....(2.50)}$$

$$N_1 = 0.6N \quad \text{.....(2.51)}$$

Dimana:
N = N-SPT lapangan
N_1 = N-SPT hasil koreksi M.A.T

Untuk jenis tanah lempung, lanau, dan pasir kasar dan bila harga N ≤ 15, tidak diperlukan koreksi sehingga N_1 = N.

2. Koreksi terhadap *overburden pressure* dari tanah

Hasil koreksi terhadap muka air tanah (N_1) dikoreksi kembali untuk pengaruh *overburden pressure* (tekanan vertikal efektif) pada lapisan tanah dimana harga N tersebut diperoleh. Rumusan yang digunakan adalah sebagai berikut:
Untuk $p_o \leq 7{,}5$ ton/m^2

$$N_2 = \frac{4N_1}{1+0.4p_o} \quad \text{..... (2.52)}$$

Untuk $p_o > 7{,}5$ ton/m^2

$$N_2 = \frac{4N_1}{3.25+0.1p_o} \quad \text{..... (2.53)}$$

Dimana;
N_2 = N-SPT hasil koreksi *Overburden Pressure*
p_o = tekanan tanah vertikal pada kedalaman yang ditinjau

Harga N_2 harus lebih kecil atau sama dengan $2N_1$. Apabila diperoleh hasil koreksi $N_2 > 2N_1$, maka diambil harga $N_2 = 2N_1$.

2.3.2. Korelasi Data Tanah

Dalam suatu perencanaan, diperlukan data parameter tanah diantaranya kohesi (C), berat volume tanah baik *saturated* (γ_{sat}) maupun *dry* (γ_d), dan sudut geser tanah (Ø) dari harga N-SPT yang diperoleh. Sumber utama data parameter tanah adalah hasil uji laboratorium. Apabila tidak dimungkinkan untuk melakukan uji laboratorium maka data parameter tanah dapat diperoleh dengan mengkorelasikan nilai N-SPT dengan table korelasi yang di teliti oleh para ahli untuk kasus-kasus sebelumnya.

Tabel 2.3 Korelasi Nilai N-SPT Terhadap Nilai C_u dan q_c

Konsistensi Tanah	Taksiran harga kekuatan geser undrained, C_u		Taksiran harga SPT, harga N	Taksiran harga tahanan conus, q_c (dari sondir)	
	kPa	ton/m^2		kg/cm^2	kPa
Sangat lunak (very soft)	0 - 12.5	0 - 1.25	0 - 2.5	0 - 10.	0 - 1000
Lunak (soft)	12.5 - 25	1.25 - 2.5	2.5 - 5.	10. - 20.	1000 - 2000
Menengah (medium)	25 - 50	2.5 - 5.	5. - 10.	20. - 40.	2000 - 4000
Kaku (stiff)	50 - 100	5.0 - 10.	10. - 20.	40. - 75.	4000 - 7500
Sangat kaku (very stiff)	100 - 200	10. - 20.	20. - 40.	75. - 150.	7500 - 15000
Keras (hard)	> 200	> 20.	> 40.	> 150	> 15000

(Sumber: Mochtar, 2012)

Tabel 2.4 Korelasi Nilai N-SPT Terhadap Nilai Ø

Kondisi Kepadatan	Relative Density (kepadatan relatif), R_d	Perkiraan Harga N-SPT	Perkiraan Harga Ø	Perkiraan berat volume jenuh, γ_{sat}
			(°)	ton/m^3
very loose (sangat renggang)	0% s/d 15%	0 s/d 4	0 s/d 28	<1.60
loose (renggang)	15% s/d 35%	4 s/d 10	28 s/d 30	1.50 - 2.0
medium (menengah)	35% s/d 65%	10 s/d 30	30 s/d 36	1.75 - 2.10
dense (rapat)	65% s/d 85%	30 s/d 50	36 s/d 41	1.75 - 2.25
very dense (sangat rapat)	85% s/d 100%	>50	41	

(Sumber: Mochtar, 2012)

2.3.3. Pembebanan

Beban – beban pada struktur gedung dapat terdiri dari beban mati, beban hidup, beban angin, beban gempa, beban air dan beban khusus lainnya seperti beban getaran mesin, beban kejut listrik dan lain – lain. Beban – beban yang direncanakan akan bekerja dalam struktur gedung tergantung dari fungsi ruangan, lokasi, bentuk, kekakuan, massa dan ketinggian gedung itu sendiri. Jenis beban yang akan dipakai dalam perencanaan ini adalah beban hidup (LL), beban mati (DL).

1. Beban hidup (*live load*)

   Beban hidup merupakan beban yang dapat berpindah tempat, dapat bekerja penuh atau tidak sama sekali. Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu bangunan, dan didalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin, serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari bangunan dan dapat diganti selama masa hidup dari bangunan itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap bangunan tersebut.

   Beban hidup berdasarkan fungsi ruangan dari Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983) :

   1. Parkir = 400 kg/m^2
   2. Parkir lantai bawah = 800 kg/m^2
   3. Lantai kantor = 250 kg/m^2
   4. Lantai sekolah = 250 kg/m^2
   5. Ruang pertemuan = 400 kg/m^2
   6. Ruang dansa = 500 kg/m^2
   7. Lantai olahraga = 400 kg/m^2
   8. Tangga dan bordes = 300 kg/m^2

2. Beban mati (*dead load*)

   Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu bangunan yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, mesin-mesin serta peralatan tetap yang

merupakan bagian yang tak terpisahkan dari bangunan itu.

Beban mati merupakan beban yang intensitasnya tetap dan posisinya tidak berubah selam usia penggunaan bangunan. Biasanya beban mati merupakan dari berat sendiri bangunan itu sendiri sehingga besarnya dapat di hitung sesui bentuk, ukuran dan berat jenis materialnya.

Beban mati tambahan adalah beban yang berasal dari finishing lantai (keramik, plester), beban dinding dan beban tambahan lainnya. Sebagai contoh, berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983) :

1. Beban Finishing (Keramik) = 24 kg/m^2
2. Plester 2,5 cm (2,5 x 21 kg.m2) = 53 kg/m^2
3. Beban ME = 25 kg/m^2
4. Beban plafon dan penggantung = 18 kg/m^2
5. Beban dinding = 250 kg/m^2

3. Beban gempa

Beban gempa adalah beban yang bekerja pada suatu struktur akibat dari pergerakan tanah yang disebabkan karena adanya gempa bumi (baik itu gempa tektonik atau vulkanik) yang mempengaruhi struktur tersebut. Gempa mengakibatkan beban pada struktur karena interaksi tanah dengan struktur dan karakteristik respons struktur. Beban gempa adalah beban yang merupakan fungsi dari waktu, sehingga respons yang terjadi pada suatu struktur juga tergantung dari riwayat waktu pembebanan tersebut. Beban gempa adalah beban percepatan tanah yang berupa suatu rekaman percepatan tanah untuk suatu gempa tertentu, sehingga untuk setiap waktu tertentu akan mempunyai harga percepatan tanah tertentu.

Perhitungan beban gempa yang terjadi pada struktur mengacu pada peraturan pembebanan gempa SNI 1726:2012 tentang Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung.

2.4. Lantai B*asement*

Kontrol akibat *uplift pressure* dilakukan pada bagian lantai basement yang bersentuhan langsung dengan tanah pada lapisan terdalam galian struktur bawah tanah. Kestabilan terhadap gaya uplift pressure diperlukan agar struktur tidak terangkat ke atas. Dalam perencanaan kali ini pondasi bored pile selain sebagai penahan gaya lateral kebawah yang di sebabkan oleh berat struktur, juga akan berfungsi sebagai penahan gaya lateral ke atas akibat gaya angkat air. Kontrol terhadap gaya *uplift* dapat dihitung menggunakan persamaan berikut ini:

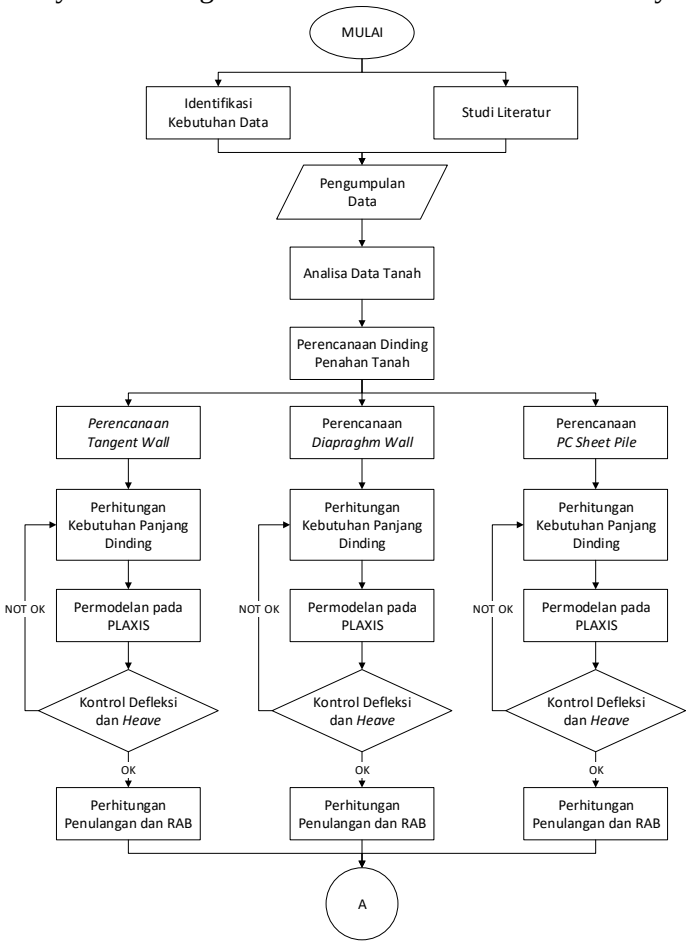
$$F_b = \frac{W + \sum \gamma_t h_t + {}^{Q_s}/_{3}}{H_w \gamma_w A} \quad \text{..... (2.54)}$$

Dimana:

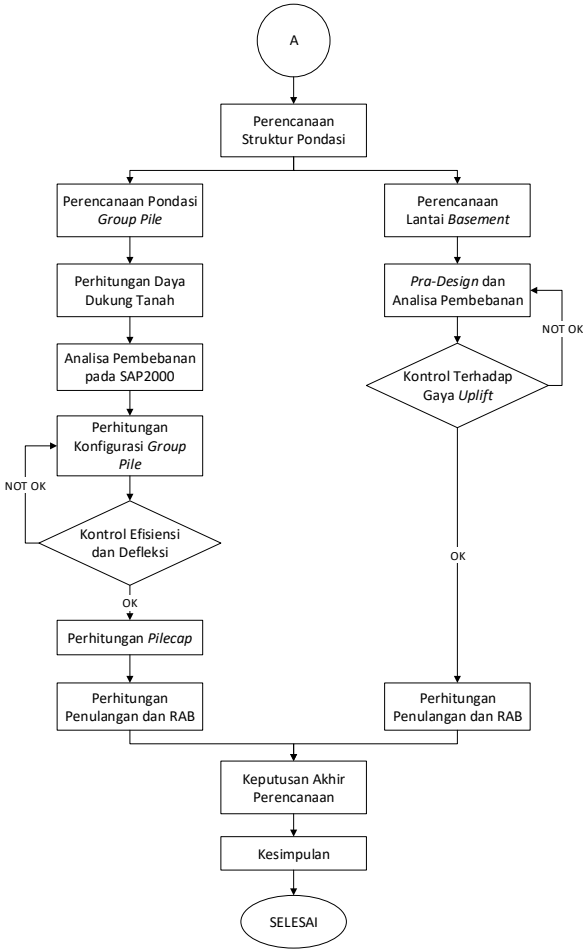
F_b = faktor keamanan terhadap *uplift pressure* ($F_b \geq 1{,}2$)
W = berat struktur
γ_t = berat jenis tanah kedap air
h_t = tebal lapisan tanah kedap air
Q_s = *skin friction* dari *bored pile*
H_w = tinggi muka air tanah
γ_w = berat jenis air
A = luasan lantai *basement*

BAB III
METODOLOGI

Gambar 3.1 merupakan bagan alir dalam penulisan Tugas Akhir Usulan Perencanaan Dinding Penahan Tanah Dan Pondasi Pada Proyek Pembangunan Basement Balai Pemuda Surabaya.



Gambar 3.1 Bagan Alir Tugas Akhir



Gambar 3.2 Bagan Alir Tugas Akhir (lanjutan)

Berikut adalah penjelasan mengenai Gambar 3.1 Bagan Alir Tugas Akhir:

3.1. Identifikasi Kebutuhan Data

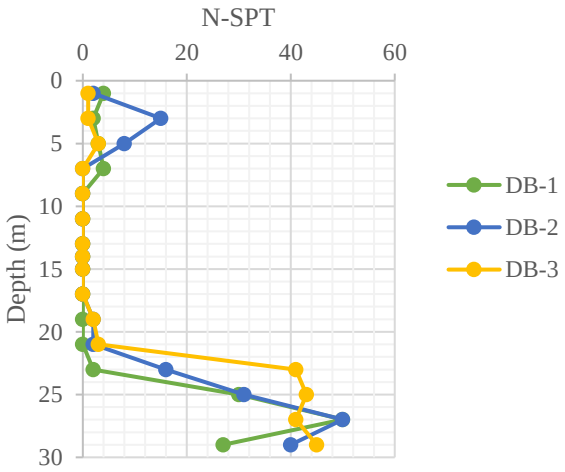
Identifikasi Kebutuhan Data adalah sebuah proses untuk menentukan sekiranya data apa saja yang diperlukan untuk memecahkan masalah yang terjadi. Dalam prakteknya, perlu dilakukan juga konsultasi dengan ahli atau orang yang berpengalaman dengan topik permasalahan supaya mempermudah dan mempercepat proses pengerjaan Tugas Akhir.

3.2. Studi Literatur

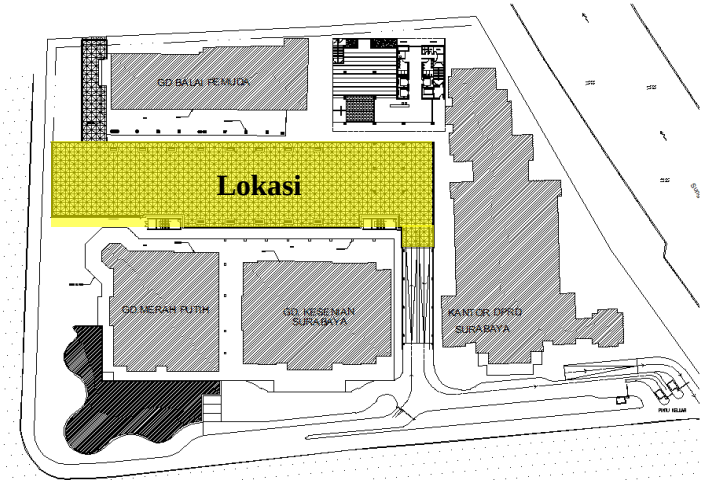
Studi Literatur yang dimaksud adalah mengumpulkan materi – materi yang akan digunakan sebagai pedoman dalam perencanaan. Bisa dari jurnal, *text book*, catatan kuliah, maupun Tugas Akhir dengan topik serupa.

3.3. Pengumpulan Data

Pengumpulan Data adalah proses pengambilan data – data yang diperlukan untuk memecahkan masalah yang terjadi. Data – data yang dimaksud pada Tugas Akhir ini adalah data tanah (Gambar 3.3) dan gambar layout (Gambar 3.4).



Gambar 3.3 Nilai SPT Tanah



Gambar 3.4 *Loyout* Lokasi Proyek

3.4. Analisa Data Tanah

Dalam pelaksanaannya data tanah tidak bisa langsung digunakan dalam perencanaan, tetapi harus dilakukan koreksi terhadap beberapa faktor. Selain itu, dalam Analisa Data Tanah juga dilakukan analisa parameter tanah untuk mengetahui karakter dan klasifikasi tanah yang didapat dari data tanah dengan cara melakukan korelasi dari data yang ada terhadap parameter data tanah yang dibutuhkan.

3.5. Perencanaan Dinding Penahan Tanah

Perencanaan dinding penahan tanah adalah perencanaan secara rinci untuk setiap jenis dinding penahan tanah yang dibandingkan. Perencanaan yang dimaksud adalah *preliminary design*, pembebanan akibat tekanan tanah dan bangunan sekitar, analisa stabilitas dinding dan *heave*, perhitungan dimensi dan penulangan, serta kontrol dinding terhadap momen defleksi

3.5.1. *Preliminary Design*

Perencanaan awal atau *preliminary design* merupakan penentuan rancangan kedalaman turap awal yang bertujuan untuk mempermudah proses perhitungan. Parameter – parameter perencanaan awal ini dapat diperoleh dari perencanaan sebelumnya atau dari sumber – sumber literatur yang sumbernya dapat dipercaya.

3.5.2. Pembebanan Akibat Tekanan Tanah dan Bangunan Sekitar

Adalah pemberian beban-beban yang nantinya akan ditahan oleh turap. Beban-beban yang dimaksud antara lain beban tanah lateral, tekanan air tanah, serta beban akibat bangunan-bangunan yang berada di sebelah dinding penahan.

3.5.3. Analisa Stabilitas Dinding dan *Heave*

Analisa stabilitas dinding dan *heave* merupakan tahap perencanaan yang bertujuan untuk mendapatkan hasil analisa dari perencanaan kedalaman turap awal yang dilakukan. Apabila didapat hasil tidak memenuhi syarat, maka harus dilakukan perbaikan atau modifikasi terhadap perencanaan awal sehingga didapatkan hasil analisa yang memenuhi syarat.

3.5.4. Perhitungan Dimensi dan Penulangan

Berdasarkan hasil dari perhitungan stabilitas dinding, maka dapat dihitung kebutuhan dimensi (ketebalan) dan penulangan untuk setiap jenis dinding penahan tanah yang dibandingkan.

3.5.5. Kontrol Defleksi

Defleksi dinding penahan tanah perlu diperhitungkan karena apabila defleksi melewati dari batas izin maka akan menyebabkan kegagalan struktural. Dalam perencanaa ini delfeksi dari dinding penahan tanah dikontrol dengan menggunakan program bantu Plaxis v8.2 maupun SAP2000.

3.6. Perencanaan Struktur Bawah

Perencanaan struktur bawah adalah perencanaan secara rinci untuk pondasi yang digunakan dan lantai *basement*. Perencanaan yang dimaksud adalah analisa pembebanan, penentuan dimensi, perhitungan penulangan, serta kontrol terhadap gaya luar dan *uplift.*

3.6.1. *Pra-Design* dan Analisa Pembebanan

Pra-design yaitu menentukan desain awal dari pondasi yang nantinya akan di analisa terhadap gaya yang bekerja. Analisa pembebanan merupakan tahap perencanaan yang bertujuan untuk mendapatkan gambaran beban yang akan dipikul oleh struktur bawah sehingga dapat menentukan dimensi yang dibutuhkan.

3.6.2. Analisa Stabilitas dan *Settlement*

Adalah penentuan kedalaman pondasi agar mencapai tanah keras serta memperhitungkan kemungkinan terjadinya penurunan tanah (*settlement*).

3.6.3. Penentuan Jumlah dan Penulangan

Adalah tahap dimana dimensi dan penulangan pondasi ditentukan berdasarkan beban *ultimate* dari struktur atas yang didapatkan. Penentuan dimensi dan penulangan menganut paham efisiensi, yaitu murah namun tetap kuat. Perhitungan dimensi dapat menggunakan program bantu PCAColumn.

3.6.4. Kontrol Terhadap Defleksi

Adalah kontrol *bored pile* terhadap kemungkinan defleksi pada *bored pile* nya, dimana tidak boleh melewati batas defleksi maksimum.

3.6.5. Kontrol Terhadap Gaya *Uplift*

Ketebalan lantai *basement* yang telah direncanakan akan di kontrol terhadap gaya *uplift* di bawahnya dimana lantai harus

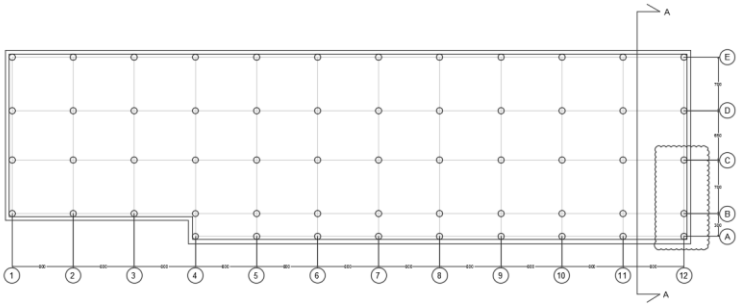
kuat menahan tekanan air agar air tidak mendorong struktur *basement* keatas.

3.7. Perencanaan Anggaran Biaya

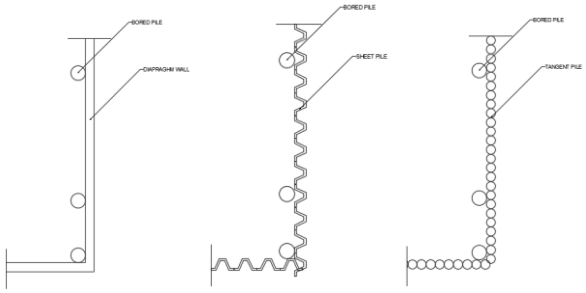
Setelah semua perhitungan selesai, maka akan dilakukan perhitungan rencana anggaran biaya untuk masing-masing alternatif perencanaan yang akan digunakan. Rencana Anggaran Biaya dihitung berdasarkan volume material yang digunakan.

3.8. Keputusan Akhir Perencanaan

Keputusan Akhir Perencanaan adalah pemilihan dinding penahan tanah yang telah dihitung sebelumnya melalui perbandingan dari segi stabilitas, efektifitas dan segi ekonomis dari segi material tiap alternatif. Keluaran atau *output* dari sub bab ini adalah hasil dan gambar perencanaan menggunakan dinding penahan tanah yang terpilih. Hasil perencanaan pada Tugas Akhir ini digambarkan seperti pada Gambar 3.5., 3.6., 3.7. berikut:

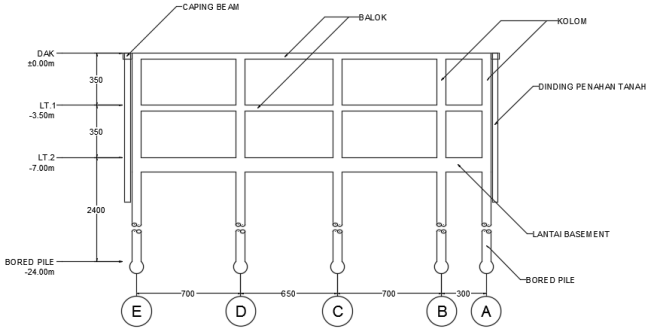


Gambar 3.5 Gambar Layout Rencana Konstruksi



(a) (b) (c)

Gambar 3.6 Gambar Rencana Dinding Penahan Tanah
(a) *Diapraghm Wall* (b) *Sheet Pile* (c) *Tangent Pile*



Gambar 3.7 Potongan A-A

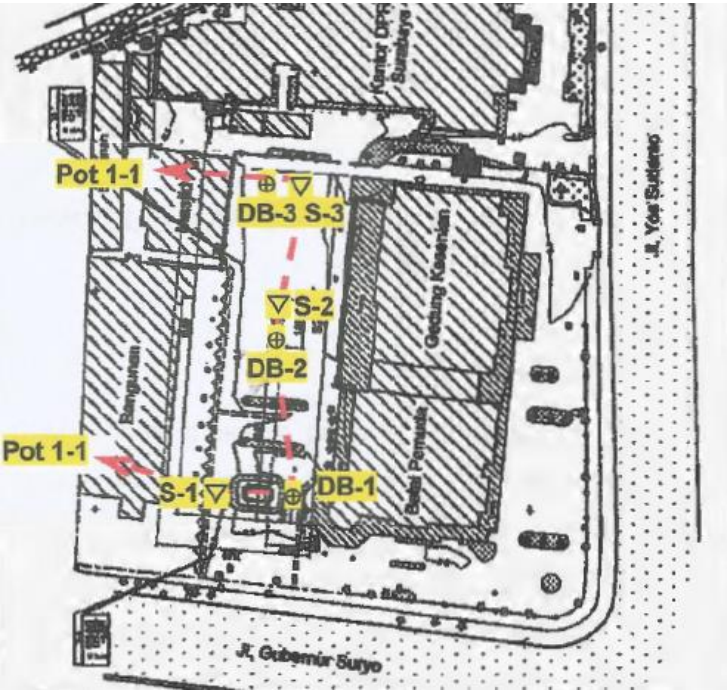
3.9. Kesimpulan

Pada bab ini terdapat kesimpulan dari perencanaan yang telah dilakukan sebelumnya. Selain itu terdapat pula saran – saran yang didapatkan oleh penulis selama proses pengerjaan tugas akhir, supaya pembaca dapat menghindari kesalahan – kesalahan atau bahkan melakukan penelitian lebih lanjut mengenai topik yang serupa.

BAB IV
ANALISA DATA TANAH

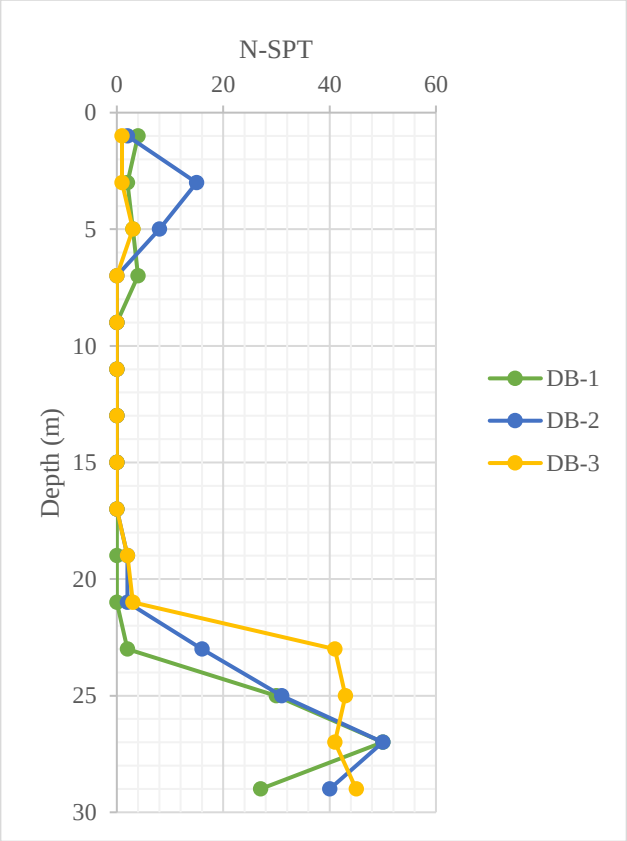
4.1. Lokasi Pengambilan Sampel

Data tanah yang digunakan dalam Tugas Akhir ini adalah data tanah yang diselidiki oleh Testana Engineering, inc., yang dilakukan pada proyek pembangunan basement di Balai Pemuda Surabaya. Data-data tersebut berupa data *Standart Penetration Test* (SPT). Data SPT yang diperoleh yaitu sebanyak 3 (tiga) titik dengan kedalaman bor masing-masing 30.0 meter, yang dapat dilihat selengkapnya pada Lampiran 1 pada halaman 131. Titik-titik lokasi pengambilan sampel tanah dapat dilihat pada Gambar 4.1.



Gambar 4.1 Lokasi Pengambilan Sampel Tanah

Jarak antara tiga titik bor (DB-1, DB-2, dan DB-3), yaitu sama-sama berjarak 38 m. Dari data yang diperoleh, maka digambarkan gabungan grafik N-SPT seperti pada Gambar 4.2. Selain itu dicari juga nilai konsistensi berdasarkan Standar Deviasi dan nilai CV, dimana nilai CV adalah pembagian dari nilai standar deviasi dan nilai NSPT rata-rata. Lapisan dianggap memiliki konsistensi yang sama apabila nilai CV nya < 30%. Tabel analisa STDEV dan CV dapat dilihat pada Lampiran 2 pada halaman 134.



Gambar 4.2 Grafik Nilai N-SPT vs Kedalaman

Dari hasil analisa STDEV dan CV, didapatkan bahwa tanah pada lokasi DB-1 terdiri atas 9 lapis, DB-2 terdiri atas 12 lapis, dan DB-3 terdiri atas 8 lapis, dimana sebagian besar tanahnya berkonsistensi *soft* untuk tanah kohesif dan *loose* untuk tanah non kohesif. Dapat disimpulkan pula tanah dilokasi proyek adalah homogen pada setiap titik bor nya, sehingga dalam perencanaan dinding penahan tanah dapat diambil 1 titik bor yang paling kritis, dalam hal ini adalah titik DB-1, sementara untuk perencanaan pondasi, tetap digunakan data dari 3 titik bor untuk menentukan kedalaman tiap tiang.

4.2. Korelasi Data Tanah

Korelasi diperlukan untuk mengetahui nilai parameter tanah yang dibutuhkan untuk perencanaan dikarenakan tidak tersedianya data tes laboratorium. Parameter-parameter tersebut meliputi γ_t (berat jenis tanah), ϕ (sudut geser tanah), serta c (kohesi tanah). Parameter tersebut dapat ditentukan melalui pendekatan nilai N-SPT dan konsistensi tanah dengan tabel korelasi yang diperoleh dari penelitian para ahli, dalam hal ini digunakan tabel korelasi N-SPT (Mochtar, 2012) sesuai dengan Tabel 2.3 dan Tabel 2.4. Digunakan pula nilai koreksi γ yang dirumuskan oleh Herman Wahyudi dan Yudhi Lastiasih (2007) untuk tanah dengan nilai NSPT < 4. Sehingga diperoleh nilai tiap parameter tanah seperti pada Tabel 4.1 berikut;

Tabel 4.1 Rekapitulasi Korelasi Data Tanah

No. Bor	Lapisan (m)	N-SPT rata-rata	Konsistensi	γ (t/m^3)	ϕ (^{o})	Cu (t/m^2)
DB-1	1 - 3	3	Soft	1.71	2	2.5
	3 - 4	2	Very soft	1.63	2	1
	4 - 6	3	Soft	1.71	2	2.5
	6 - 8.5	3	Very loose	1.5	21	0
	8.5 - 23.5	1	Very soft	1.55	1	0.5
	23.5 - 25	19	Medium	1.91	32.7	0
	25 - 26	37	Dense	1.93	37.25	0
	26 - 29	42	Hard	2	9	20
	29 - 30	27	Very stiff	2	5	13.5
DB-2	1 - 1.5	2	Very soft	1.63	0	1
	1.5 - 2.5	7	Medium	1.62	0	3.5
	2.5 - 3.5	13	Stiff	1.76	0	6.5
	3.5 - 5	12	Medium	1.79	30.6	0
	5 - 6	7	Loose	1.75	29	0
	6 - 7	4	Soft	1.60	0	2
	7 - 18	1	Very soft	1.55	0	0.5
	18 - 21.5	2	Very soft	1.63	0	1
	21.5 - 22.5	7	Medium	1.62	0	3.5
	22.5 - 25	20	Medium	1.93	33	0
	25 - 27.5	41	Dense	2.03	38.75	0
	27.5 - 30	43	Hard	2.00	0	20
DB-3	1 - 4.5	1	Very soft	1.55	0	0.5
	4.5 - 7	2	Very loose	1.50	14	0
	7 - 18	1	Very soft	1.55	0	0.5
	18 - 21.5	2	Very soft	1.63	0	1
	21.5 - 22	13	Stiff	1.76	0	6.5
	22 - 23	27	Very stiff	2.00	0	13.5
	23 - 25.5	42	Dense	2.05	39	0
	25.5 - 30	43	Hard	2.00	0	20

4.3. Koreksi Nilai N-SPT

Untuk perencanaan pondasi dalam, nilai N-SPT yang didapatkan dari hasil tes dilapangan tidak dapat langsung digunakan. Data tersebut harus dikoreksi terlebih dahulu. Terzaghi & Peck (1960) serta Bazaraa (1967) merumuskan koreksi nilai N-SPT terhadap muka air tanah dan *overburden pressure*.

Tanah yang dikoreksi terhadap muka air tanah adalah tanah berjenis pasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung dengan nilai N-SPT > 15. Apabila nilai N-SPT < 15 maka koreksi terhadap muka air tidak perlu dilakukan. Pada tanah di lokasi proyek, muka air berada di kedalaman -1 meter, sehingga semua tanah berjenis pasir harus dikoreksi. Berikut merupakan contoh perhitungan koreksi N_1 dan N_2 dan penentuan N pakai pada kedalaman 24 meter dari permukaan tanah pada titik DB-1.

Jenis tanah = Sand
N-SPT = 19
M.A.T = -1 m

Koreksi terhadap muka air tanah:

a. Terzaghi & Peck (1960)

N_1 = 15 + ½ (N-15)
= 15 + ½ (19-15)
= 16.75

b. Bazaraa (1967)

N_1 = 0.6*N
= 0.6*(19)
= 11.1

Dipilih nilai N_1 terkecil yaitu 11.1

Koreksi terhadap *overburden pressure:*

p_o = 13.06 t/m^3

karena p_o > 7.5 t/m^3, maka digunakan rumusan;

$$N_2 = \frac{4N_1}{3.25+0.1p_o}$$

$$N_2 = \frac{4(11.1)}{3.25+0.1(13.06)} = 9.745$$

Apabila nilai N_2 lebih besar dari $2N_1$, maka yang menjadi N pakai adalah nilai $2N_1$. Dalam hal ini N pakai adalah N_2. Berikut adalah perhitungan N pakai sampai kedalaman 10 meter dari permukaan tanah untuk titik DB-1 yang disajikan pada Tabel 4.2. Perhitungan secara keseluruhan dapat dilihat pada Lampiran 3 pada halaman 137.

Tabel 4.2 Perhitungan N_{pakai} pada Titik DB-1

Depth	Jenis tanah	N	N1		N1 pakai	Ysat	Y'	po	N2	N2 pakai
m		lapangan	Terzaghi	Bazaraa		t/m3	t/m3	t/m3		
0	Start of Boring									
0.5										
1	Lempung	**4**	4	4	4	1.7	0.7	0.35	14.03509	8
1.5	Lempung	4	3.5	3.5	3.5	1.7	0.7	0.7	10.9375	7
2	Lempung	3	3	3	3	1.7	0.7	1.05	8.450704	6
2.5	Lempung	3	2.5	2.5	2.5	1.7	0.7	1.4	6.410256	5
3	Lempung	**2**	2	2	2	1.6	0.6	1.7	4.761905	4
3.5	Lempung	2	2.25	2.25	2.25	1.6	0.6	2	5	4.5
4	Lempung	3	2.5	2.5	2.5	1.7	0.7	2.35	5.154639	5
4.5	Lempung	3	2.75	2.75	2.75	1.7	0.7	2.7	5.288462	5.288462
5	Lempung	**3**	3	3	3	1.7	0.7	3.05	5.405405	5.405405
5.5	Lempung	3	3.25	3.25	3.25	1.7	0.7	3.4	5.508475	5.508475
6	Pasir	4	3.5	3.5	3.5	1.5	0.5	3.65	5.691057	5.691057
6.5	Pasir	4	3.75	3.75	3.75	1.5	0.5	3.9	5.859375	5.859375
7	Pasir	**4**	4	4	4	1.5	0.5	4.15	6.015038	6.015038
7.5	Pasir	3	3.25	3.25	3.25	1.5	0.5	4.4	4.710145	4.710145
8	Pasir	3	2.5	2.5	2.5	1.5	0.5	4.65	3.496503	3.496503
8.5	Lempung	2	1.75	1.75	1.75	1.5	0.5	4.9	2.364865	2.364865
9	Lempung	**1**	1	1	1	1.5	0.5	5.15	1.30719	1.30719
9.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	5.4	1.265823	1.265823
10	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	5.65	1.226994	1.226994
10.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	5.9	1.190476	1.190476
11	Lempung	**1**	1	1	1	1.5	0.5	6.15	1.156069	1.156069

BAB V
PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH

5.1. Perencanaan Panjang Dinding

Dalam perencanaan kali ini, perhitungan kedalaman dinding dilakukan dengan menggunakan konsep *push in*. Metode yang digunakan pada analisa *push in* adalah metode *free earth support* dengan memodelkan dinding di bawah posisi *strut* terbawah sebagai *free body* dan melakukan analisa kesetimbangan gaya, seperti yang telah dibahas pada Sub bab 2.3.

Dalam perhitungan kedalaman dinding, terdapat langkah – langkah perhitungan yang perlu dilakukan yaitu sebagai berikut:

1. Perhitungan K_a dan K_p
2. Perhitungan tegangan horizontal (σ_h)
3. Perhitungan gaya horizontal (P)
4. Analisia kesetimbangan gaya
5. Panjang dinding total
6. Kontrol *hidrodynamic*

5.1.1. Perhitungan Nilai K_a dan K_p

Nilai koefisien tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif dapat diperoleh dengan menggunakan persamaan (2.x) dan (2.x). Berikut contoh perhitungan nilai K_a dan K_p dari tanah lapis 1.

$$\phi_1' = 2/3*\phi_1 = 2/3*2 = 1.33$$
$$K_{a1} = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$$
$$= \tan^2 (45^\circ - 1.33/2) = 0.955$$
$$K_{p1} = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$
$$= \tan^2 (45^\circ + 1.33/2) = 1.048$$

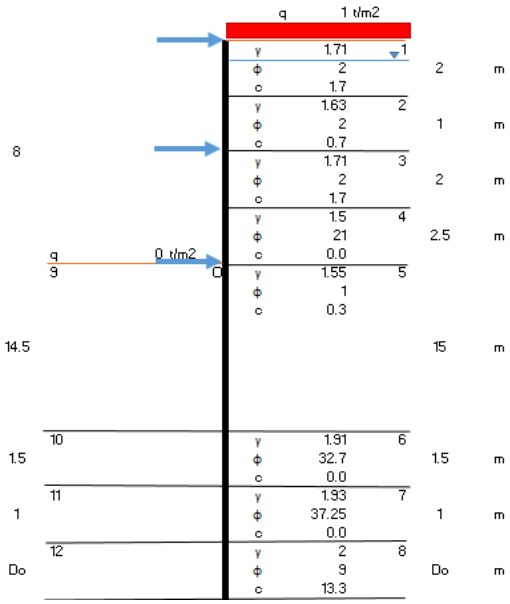
Hasil perhitungan nilai koefisien tekanan tanah aktif dan pasif pada tiap-tiap lapisan tanah dapat dilihat pada Tabel 5.1.

Tabel 5.1 Rekapitulasi Perhitungan K_a dan K_p

No. Bor	Lapisan (m)	N-SPT rata-rata	Konsistensi	ϕ' (°)	Ka	Kp
DB-1	1 - 3	3	Soft	1.333	0.955	1.048
	3 - 4	2	Very soft	1.333	0.955	1.048
	4 - 6	3	Soft	1.333	0.955	1.048
	6 - 8.5	3	Very loose	14	0.610	1.638
	8.5 - 23.5	1	Very soft	0.667	0.977	1.024
	23.5 - 25	19	Medium	21.8	0.458	2.182
	25 - 26	37	Dense	24.833	0.408	2.448
	26 - 29	42	Hard	6	0.811	1.233
	29 - 30	27	Very stiff	3.333	0.890	1.123

5.1.2. Perhitungan Tegangan Horizontal (σ_h)

Perhitungan tegangan horizontal yang terjadi dianalisa pada titik atas dan titik bawah pada tiap lapisan tanah. Tegangan horizontal yang terjadi akan diuraikan berdasarkan jenis beban yang terjadi, yaitu tegangan akibat beban tanah (*overburden pressure*), tegangan akibat beban air dalam tanah (*water pressure*), serta tegangan akibat beban luar, dalam hal ini beban bangunan disamping dinding. Gambar 5.1 mengilustrasikan pembagian titik lapisan tanah dan posisi titik putar O. Diasumsikan pula kedalaman pemancangan (D_o) berada dibawah -25 meter. Dalam perhitungan kali ini, dicoba nilai D_o yaitu 1.5 meter.



Gambar 5.1 Sketsa Penanaman Dinding

Berikut adalah perhitungan tegangan tanah horizontal (σ_h) untuk lapisan 1.

Tebal = 2 m

γ' = $\gamma_t - \gamma_w = 1.71 - 1 = 0.71$ t/m^3

ϕ' = $2/3\phi = 2/3*2 = 1.33$

c' = $2/3C_u = 2/3*2.5 = 1.67$

Tegangan vertikal

$\sigma_v'_1$ = qu = 1 t/m^2

$\sigma_v'_2$ = $\sigma_v'_1 + (\gamma'*h) = 1 + (0.71*2) = 2.42$

Tegangan horizontal

- Lapis 1 atas

σ_{ha} = $\sigma_v'_1 * K_a - 2c'\sqrt{K_a}$

= $1*0.955 - 2*1.67*\sqrt{0.955}$

= -2.308 t/m^2

- Lapis 1 bawah

σ_{hb} $= \sigma_v'_2 * K_a - 2c'\sqrt{K_a}$

$= 2.42*0.955 - 2*1.67*\sqrt{0.955}$

$= -0.953\ t/m^2$

Karena nilai σ_{ha} dan $\sigma_{hb} < 0$, maka diambil nilai 0, karena tanah tidak memiliki gaya tarik, tanah hanya memiliki gaya tekan.

Untuk perhitungan tegangan tanah horizontal akibat beban air adalah:

- Lapis 1 atas

σ_{wa} $= \gamma_w * H_w$

$= 1*0$

$= 0\ t/m^2$

- Lapis 1 bawah

σ_{wb} $= \gamma_w * H_w$

$= 1*2$

$= 2\ t/m^2$

Rekapitulasi perhitungan selengkapnya untuk tiap lapisan tanah aktif dan tanah pasif disajikan pada Tabel 5.2 dan Tabel 5.3.

Tabel 5.2 Hasil Perhitungan Tegangan Horizontal Tanah Aktif

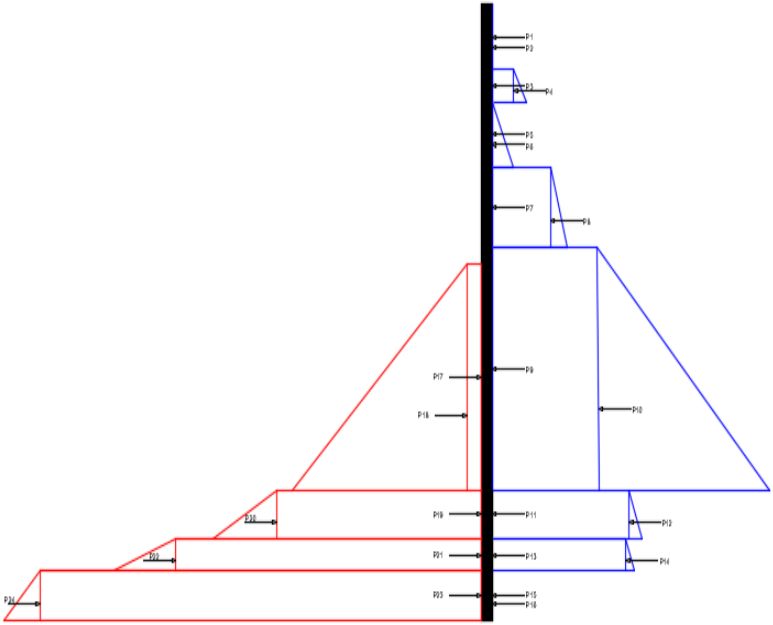
Lapis	Tebal	Titik	H	γ'	σv'	ϕ'	c'	Ka	σha	γw	σhidro
	m		m	t/m3	t/m2	°			t/m2	t/m3	ton
1	2	1a	0	0.71	2.42	1.333333	1.666667	0.95452	0	1	0
		1b	2	0.71	2.42	1.333333	1.666667	0.95452	0	1	2
2	1	2a	2	0.63	3.05	1.333333	0.666667	0.95452	1.007278	1	2
		2b	3	0.63	3.05	1.333333	0.666667	0.95452	1.608626	1	3
3	2	3a	3	0.71	4.47	1.333333	1.666667	0.95452	0	1	3
		3b	5	0.71	4.47	1.333333	1.666667	0.95452	1.010054	1	5
4	2.5	4a	5	0.5	5.72	14	0	0.610407	2.72852	1	5
		4b	7.5	0.5	5.72	14	0	0.610407	3.491529	1	7.5
5	15	5a	7.5	0.55	13.97	0.666667	0.333333	0.976997	4.929469	1	7.5
		5b	22.5	0.55	13.97	0.666667	0.333333	0.976997	12.9897	1	22.5
6	1.5	6a	22.5	0.91	15.335	21.8	0	0.458398	6.403819	1	22.5
		6b	24	0.91	15.335	21.8	0	0.458398	7.029532	1	24
7	1	7a	24	0.93	16.265	24.83333	0	0.40847	6.263894	1	24
		7b	25	0.93	16.265	24.83333	0	0.40847	6.643771	1	25
8	1.5	8a	25	1	17.765	6	13.33333	0.810727	0	1	25
		8b	26.5	1	17.765	6	13.33333	0.810727	0	1	26.5

Tabel 5.3 Hasil Perhitungan Tegangan Horizontal Tanah Pasif

Lapis	Tebal	Titik	H	γ'	σv'	ϕ'	c'	Ka	σha	γw	σhidro
	m		m	t/m3	t/m2	°			t/m2	t/m3	ton
9	14.5	9a	8	0.55	7.975	0.666667	0.333333	1.023544	0.674469	1	0.5
		9b	22.5	0.55	7.975	0.666667	0.333333	1.023544	8.837236	1	15
10	1.5	10a	22.5	0.91	9.34	21.8	0	2.181511	17.39755	1	15
		10b	24	0.91	9.34	21.8	0	2.181511	20.37531	1	16.5
11	1	11a	24	0.93	10.27	24.83333	0	2.448158	22.86579	1	16.5
		11b	25	0.93	10.27	24.83333	0	2.448158	25.14258	1	17.5
12	1.5	12a	25	1	11.77	6	13.33333	1.23346	42.28397	1	17.5
		12b	26.5	1	11.77	6	13.33333	1.23346	44.13416	1	19

5.1.3. Perhitungan Gaya Horizontal (P)

Setelah mendapatkan tegangan horizontal pada setiap titik, maka selanjutnya dibuat diagram tegangan untuk kemudian dicari nilai gaya horizontalnya. Besaran gaya horizontal yang terjadi pada dinding dapat diperoleh dengan menghitung luasan bangun setiap diagram. Diagram tegangan horizontal dapat dilihat pada Gambar 5.2.



Gambar 5.2 Diagram Tegangan Horizontal Tanah

Pada Tabel 5.4 dan Tabel 5.5 disajikan rekapitulasi perhitungan gaya horizontal (P) dengan membagi antara luasan persegi dan luasan segitiga tiap diagram. Contoh perhitungan untuk mencari gaya berdasarkan luasan diagram dari Gambar 5.2 adalah sebagai berikut:

$P_1 = \sigma_{ha} * h_1$
$= 0 * 2 = 0$ ton
$P_2 = ½ * \sigma_{ha} * h_1$
$= ½ * 0 * 2 = 0$ ton
$P_3 = \sigma_{ha} * h_2$
$= 1.0073 * 1 = 1.01$ ton
$P_4 = ½ * \sigma_{ha} * h_2$
$= ½ * (1.01 – 1.61) * 1 = 0.301$ ton

Tabel 5.4 Hasil Perhitungan Gaya Horizontal Tanah Aktif

Lapis	Tebal	Titik	P□	PΔ
	m		ton	ton
1	2	1a	0	0
		1b		
2	1	2a	1.007278	0.300674
		2b		
3	2	3a	0	1.010054
		3b		
4	2.5	4a	6.821301	0.953761
		4b		
5	15	5a	73.94204	60.4517
		5b		
6	1.5	6a	9.605728	0.469285
		6b		
7	1	7a	6.263894	0.189939
		7b		
8	1.5	8a	0	0
		8b		

Tabel 5.5 Hasil Perhitungan Gaya Horizontal Tanah Pasif

Lapis	Tebal	Titik	P□	PΔ
	m		ton	ton
9	14.5	9a	9.779803	59.18006
		9b		
10	1.5	10a	26.09632	2.233322
		10b		
11	1	11a	22.86579	1.138393
		11b		
12	1.5	12a	63.42595	1.387643
		12b		

Diagram tegangan akibat beban air selalu berbentuk segitiga, sehingga perhitungan gaya horizontal akibat beban air dilakukan dengan cara menghitung luasan bidang segitiga tersebut, dimana nilai alas segitiganya adalah γ_w dikalikan dengan tinggi air dari permukaan ke titik dasar.

$$P_{w\ aktif} = \tfrac{1}{2} * \gamma_w * h_a^2$$
$$= \tfrac{1}{2} * 1 * 26.5^2 = 351.125 \text{ ton}$$
$$P_{w\ pasif} = \tfrac{1}{2} * \gamma_w * h_p^2$$
$$= \tfrac{1}{2} * 1 * 19^2 = 180.5 \text{ ton}$$

5.1.4. Analisa Kesetimbangan Gaya

Setelah mengetahui gaya-gaya horizontal yang bekerja pada dinding penahan tanah, kemudian dilakukan analisa kesetimbangan gaya. Dalam perencanaan kali ini, gaya-gaya yang digunakan dalam perhitungan kesetimbangan hanyalah gaya-gaya yang berada dibawah *strut* terbawah seperti yang terlihat pada Gambar 5.1. Hal tersebut disebabkan karena gaya diatas *strut* terbawah dianggap sudah tertahan oleh *strut* sehingga tidak akan mempengaruhi kesetimbangan dinding penahan tanah.

Momen yang terjadi adalah gaya horizontal (P) dikalikan dengan jarak antara titik tangkap bidang horizontal ke titik putar. Berikut contoh perhitungannya:

MP_{17} = P_{17} * ½ * h_9
= 9.77 * ½ * 14.5 = 70.8325 tm
MP_{18} = P_{18} * 2/3 * h_9
= 59.18 * 2/3 * 14.5 = 572.07 tm
MP_{19} = P_{19} * (½ * h_{10} + h_9)
= 26.1 * (½ * 1.5 + 14.5) = 398.025 tm
MP_{20} = P_{20} * (2/3 * h_{10} + h_9)
= 2.23 * (2/3 * 1.5 + 14.5) = 34.565 tm

Langkah selanjutnya yaitu menghitung kesetimbangan gaya momen aktif dan momen pasif, dimana jumlah momen aktif dikurangi jumlah momen pasif adalah nol. Tabel 5.6 menyajikan hasil perhitungan kesetimbangan antara momen aktif dan momen pasif.

Tabel 5.6 Hasil Perhitungan Kesetimbangan Momen (D_o = 1.5 m)

ΣMaktif		ΣMpasif	
Lapisan	**Momen**	**Lapisan**	**Momen**
1	0	9	642.9775
2	0	10	432.5854
3	0	11	396.2588
4	0	12	1150.788
5	1159.082		
6	158.7988	Air	2253.146
7	109.7468		
8	0		
Air	3544.292		
Total	4971.919		4875.756
Kesetimbangan			
-96.16367086			

Dari hasil perhitungan, dapat dilihat bahwa kesetimbangan belum menunjukkan angka nol. Untuk itu dicoba mencari nilai kesetimbangan nol dengan menggunakan fitur "*Goal Seek*" pada

program Microsoft Excel. Diperoleh nilai D_o adalah 1.6408 meter, seperti yang ditampilkan dalam Tabel 5.7.

Tabel 5.7 Hasil Perhitungan Kesetimbangan Momen (D_o = 1.6408 m)

ΣMaktif		ΣMpasif	
Lapisan	**Momen**	**Lapisan**	**Momen**
1	0	9	642.9775
2	0	10	432.5854
3	0	11	396.2588
4	0	12	1266.414
5	1159.082		
6	158.7988	Air	2303.881
7	109.7468		
8	0		
Air	3614.477		
Total	5042.105		5042.117
Kesetimbangan			
0.0			

5.1.5. Panjang Dinding Total

Panjang dinding total dapat diperoleh dengan menjumlahkan kedalaman penetrasi dinding (D) dengan tinggi galian. Kedalaman penetrasi diperoleh dengan menjumlahkan kedalaman dinding dibawah tanah, yaitu 17 m, dengan nilai D_o, yang kemudian dikalikan dengan faktor keamanan (SF) sebesar 1.2.

$$D = (17+D_o)*SF$$
$$= (17+1.6408)*1.2 \quad = 22.36 \text{ m}$$
$$= 22.5 \text{ m}$$
$$D_{total} = H + D$$
$$= 8 + 22.5 \quad = 30.5 \text{ m}$$

5.1.6. Kontrol Terhadap *Hydrodinamic*

Untuk mengatasi kemungkinan air merembes kedalam area kerja saat dilakukan pengeringan, maka dibutuhkan kedalaman penurapan (D_c) yang memadai. Kedalaman penurapan dapat dihitung dengan mengkontrol rasio antara nilai gradient hidrolis (i) dengan gradient hidro kritis (i_w).

$i * SF$	<	i_w
$\Delta h/D_c * SF$	<	γ'/γ_w
$(8-1)/D_c * 1.2$	<	$0.55/1$
8.4	<	$0.55D_c$
15.27	<	D_c

Maka disimpulkan bahwa dinding aman terhadap kemungkinan *hydrodynamic* karena $D > D_c$, yaitu 22.5 m.

5.2. Perencanaan *Tangent Pile*

Sub-bab ini akan merencanakan dinding penahan tanah jenis *Tangent pile*. *Output* dari sub-bab ini berupa nilai deformasi total struktur, defleksi dinding penahan tanah, serta penulangannya.

5.2.1. *Preliminary Design*

Sebelum melakukan perhitungan, terlebih dahulu di tentukan data apa saja yang akan digunakan dalam perhitungan, seperti data tanah dan dimensi dinding yang kemudian akan di control stabilitasnya.

a. Data tanah

Data tanah yang digunakan dalam perencanaan *Tangent pile* ini adalah data tanah dari titik bor DB-1.

b. *Tangent pile*

Berdasarkan perhitungan panjang kedalaman dinding penahan tanah diatas, digunakan kedalaman instalasi *tangent pile* ini yaitu 30.5 meter. Kemudian *preliminary design* untuk jenis dinding ini adalah sebagai berikut:

Diameter *tangent pile* = 0.6 m

Luas penampang (A) = 0.2827 m^2

Inersia penampang (I) = 0.0064 m^4
Mutu beton (f'_c) = 40 MPa
Butu baja (f_y) = 290 MPa
Modulus elastisitas (E) = $4700\sqrt{f'_c}$
= 29725.41 MPa
= 29725410.01 kN/m^2
EA = 8404661.673 kN
EI = 189104.89 kNm^2
Berat (W) = 6.7858 kN/m

c. Pengaku lateral

Pada perencanaan ini, pengaku lateral yang dimaksud ialah pelat-pelat lantai *basement*. Selain berfungsi sebagai lantai *basement*, pelat-pelat lantai tersebut juga berfungsi untuk menahan tekanan lateral yang terjadi pada dinding *basement*.

- Pelat lantai 1
  Tebal pelat = 0.2 m
  Luas penampang (A) = 0.2 m^2
  Inersia penampang (I) = 0.0007 m^4
  Mutu beton (f'_c) = 40 MPa
  Mutu baja (f_y) = 290 MPa
  Modulus elastisitas (E) = $4700\sqrt{f'_c}$
  = 29725410.01 kN/m^2
  EA = 5945082.001 kN
  EI = 19816.94 kNm^2
  W = 4.8 kN/m
- Pelat lantai 2
  Tebal pelat = 0.3 m
  Luas penampang (A) = 0.3 m^2
  Inersia penampang (I) = 0.0023 m^4
  Mutu beton (f'_c) = 40 MPa
  Mutu baja (f_y) = 290 MPa
  Modulus elastisitas (E) = $4700\sqrt{f'_c}$
  = 29725410.01 kN/m^2

EA	= 8917263.002 kN
EI	= 66882.17 kNm^2
W	= 7.2 kN/m

- Pelat lantai 3

Tebal pelat	= 0.5 m
Luas penampang (A)	= 0.5 m^2
Inersia penampang (I)	= 0.0104 m^4
Mutu beton (f'_c)	= 40 MPa
Mutu baja (f_y)	= 290 MPa
Modulus elastisitas (E)	= $4700\sqrt{f'_c}$
	= 29725410.01 kN/m^2
EA	= 14862705 kN
EI	= 309639.69 kNm^2
W	= 12 kN/m

d. Pembebanan

Beban-beban yang terjadi adalah beban mati dari struktur serta beban akibat bangunan di sekitar galian dinding. Beban hidup berupa berat gedung 1 lantai yang di ekivalensikan sebesar 1 t/m atau 10 kN/m.

5.2.2. Analisa Stabilitas

Analisa stabilitas akan dilakukan dengan menggunakan program bantu PLAXIS v8.2. Hasil analisa stabilitas berupa deformasi tanah maksimal serta defleksi dinding penahan tanah. Berikut langkah-langkah penggunaan program bantu PLAXIS:

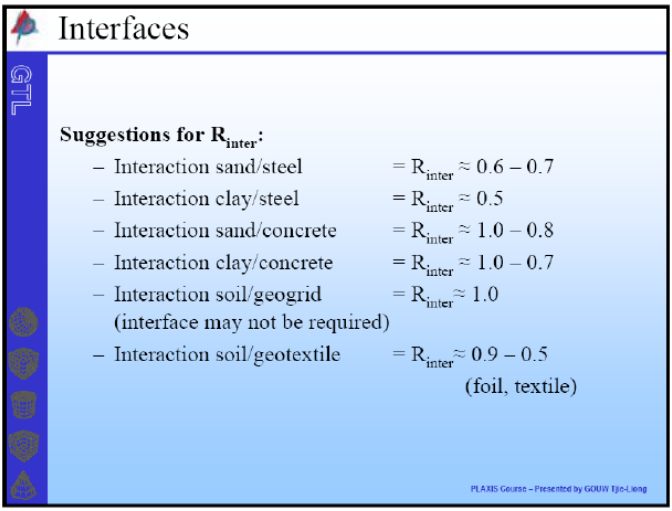
a. *Input* atau masukan

PLAXIS adalah sebuah program bantu berbasis 2D atau garis. Jadi, secara garis besar, *input* di program bantu ini adalah berupa garis-garis geometri untuk membuat lapisan tanah serta model strukturalnya dan mendefiniskan material tanah dan strukturnya. Langkah-langkah memodelkan geometri tanah dan struktur adalah sebagai berikut:

- Buka aplikasi PLAXIS v8.2,

- Pilih "*new project*", akan muncul jendela *General Setting*,
- Pada tab *Project* bagian *General*, pilih *Plane strain* untuk *Model* nya dan *15-Node* untuk *Elements* nya.
- Pada tab *Dimensions* bagian *Units*, pilih jenis unit yang akan digunakan, dalam perencanaan kali ini digunakan satuan meter (m) untuk *length*, kilonewton (kN) untuk *force*, dan hari (day) untuk *time*. Untuk bagian *Geometry dimensions*, digunakan untuk menentukan luasan bidang gambar yang akan dikerjakan. Dalam perencanaan ini digunakan ukuran-ukuran batas kiri, kanan, bawah, dan atas secara berurutan 0 m, 75 m, -10 m, dan 30 m. Sementara untuk *Grid*, digunakan jarak antar titik yaitu 0.5 m.
- Selanjutnya akan digambar geometri tanah menggunakan alat *Geomtery Line* dengan cara menarik garis dari titik-titik koordinat yang membentuk lapisan tanah sesuai kondisi pada lapangan.
- Kemudian membuat struktur yang akan ditinjau kemudian menggunakan alat *Plate*. Struktur berupa dinding penahan tanah, balok, kolom, dan pondasi bangunan.
- Setelah bentuk bangunan selesai, dimasukkan beban luar menggunakan alat *Distributed Load* dengan cara menarik garis ke samping selebar beban yang terjadi. Untuk memasukkan nilai bebannya, pilih alat *Selection*, kemudian klik 2 kali pada bagian bawah gambar beban yang telah dibuat tadi, masukkan besar beban sebesar 10 kN/m^2.
- Selanjutnya adalah menambahkan interaksi antara dinding penahan tanah dan tanah dengan menggunakan alat *Interfaces*. Tarik garis *interfaces* dari ujung atas dinding menuju kebawah, kemudian kembali ke ujung atas.

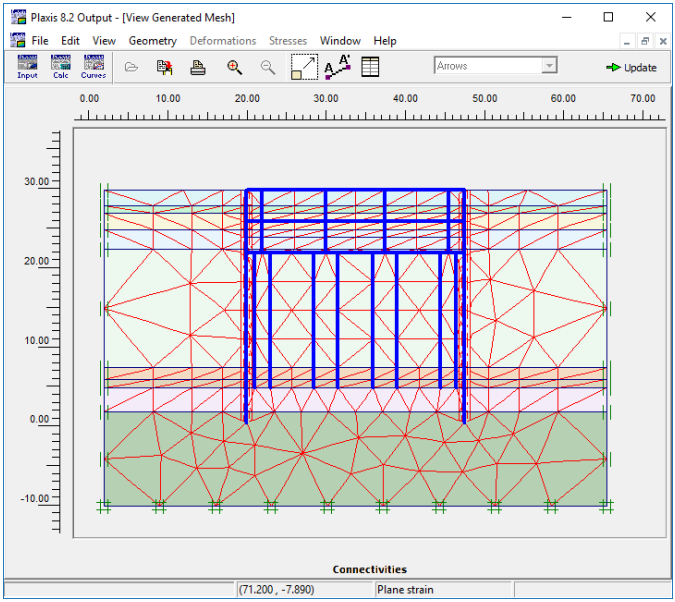
- Berikutnya adalah mendefinisikan parameter tiap lapisan tanah dan parameter struktural yang dapat dilakukan dengan membuka jendela *Material.*
- Pada bagian *Soil & Interfaces,* klik *New*, kemudian pada tab *General* bagian *Material Set,* diisi dengan *Mohr-Coulomb* untuk *Material model,* dan *Undrained* untuk *Material type.* Untuk bagian *General properties,* diisi dengan nilai γ_{sat} dan γ_{unsat} sesuai dengan parameter tanahnnya. Pada bagian *Permeability* tidak perlu diisi karena perencanaan ini tidak memperhitungkan permeabilitas tanah.
- Untuk tab *Parameters,* bagian *Stiffness* diisi dengan nilai elastisitas tanah (E) dan nilai *Poisson's Ratio* (ν) sesuai parameter tanahnya. Bagian *Strength* juga diisi sesuai dengan c dan ϕ sesuai parameter tanah, sementara bagian *Alternatives* akan secara otomatis terisi dengan sendirinya setelah menginput semua parameter tanah sebelumnya.
- Pada tab *Parameters,* diisi nilai R_{inter} dengan merujuk kepada nilai interaksi antara material dinding dan material tanah yang disarankan oleh buku manual PLAXIS seperti pada Gambar 5.3.
- Ulangi langkah-langkah diatas untuk setiap lapisan tanah yang akan digunakan dalam perencanaan.
- Untuk *input* material struktural, terdapat pada jendela *Material* bagian *Plates*. Klik *New* dan pada bagian *Material type* gunakan tipe material *Elastic*.



Gambar 5.3 Saran untuk Nilai R_{inter}

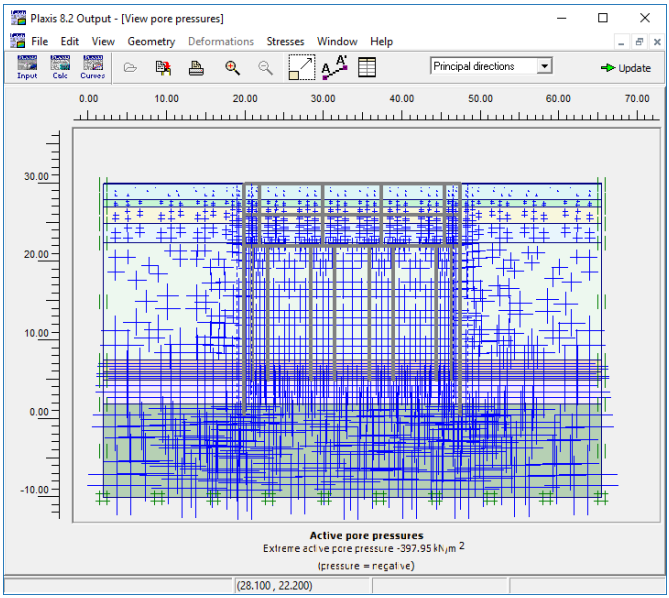
- Pada bagian *Properties*, masukkan nilai EA, EI, dan W sesuai parameter struktur yang telah dipaparkan diatas. Untuk nilai *Poisson's Ratio* serta *Rayleigh* α dan *Rayleigh* β dibiarkan *default* saja.
- Ulangi langkah-langkah diatas untuk setiap jenis material struktur yang akan digunakan dalam perencanaan.
- Setelah semua material tanah dan struktur didefinisikan, selanjutnya tekan dan tarik setiap jenis material kedalam bidang geometri, kemudian lepaskan diatas bidang yang dipilih. Bidang akan berubah warna mengikuti warna dari material yang telah didefinisikan tadi. Untuk bidang *plate* akan berkedip warna merah ketika berhasil memasukkan materialnya.
- Setelah itu, definisikan kekuan pada setiap ujung geometri dengan menggunakan alat *Standart Fixities.* Akan muncul garis putus-putus warna hijau jika telah melakukan definisi kekakuan.

- Langkah berikutnya adalah membuat pola titik-jaring dengan menggunakan alat *Generate Mesh*. Kemudian klik *Update* ketika telah muncul jendela baru seperti pada Gambar 5.4 untuk kembali ke ruang kerja PLAXIS.



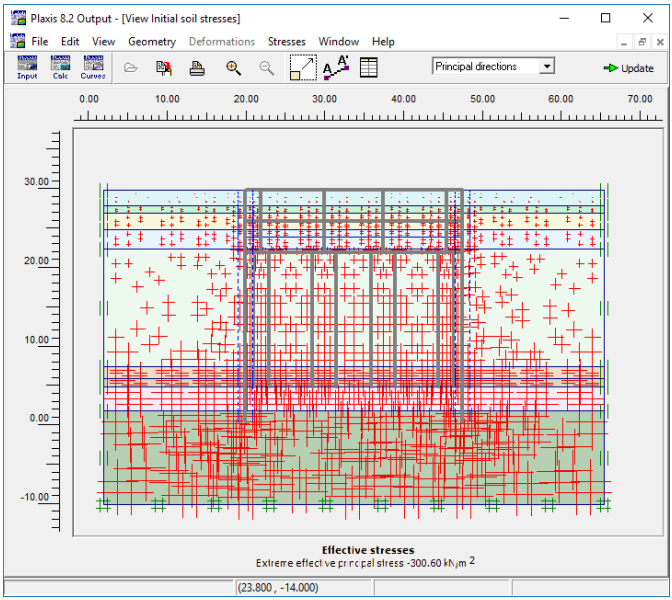
Gambar 5.4 *Generate Mesh*

- Selanjutnya klik *Initial Condition*, lalu klik alat *Phreatic Level* untuk memasukkan elevasi M.A.T, tarik garis dari ujung kiri ke ujung kanan geometri. Kemudian klik alat *Generate water pressure* dan pilih *Generate by phreatic level* hingga muncul gambar tegangan air pori seperti yang terdapat pada Gambar 5.5.



Gambar 5.5 *Generate Water Pressure*

- Selanjutnya klik alat *Initial pore pressure* bagian kanan, lalu klik *Generate initial stress.* Atur nilai ΣM-Weight sebesar 1, lalu klik *OK* hingga muncul seperti pada Gambar 5.6. Kemudian klik *Update* untuk kembali ke bidang kerja.
- Setelah semua telah dilakukan, langkah selanjutnya adalah klik *Calculate* untuk masuk ke tahapan kalkulasi atau perhitungan. Setelah mengklik *Calculate*, PLAXIS akan meminta untuk meng-*save file* nya di direktori yang diinginkan. PLAXIS akan tertutup dan akan membuka jendela baru yaitu jendela *Calculations.*



Gambar 5.6 *Generate Initial Stress*

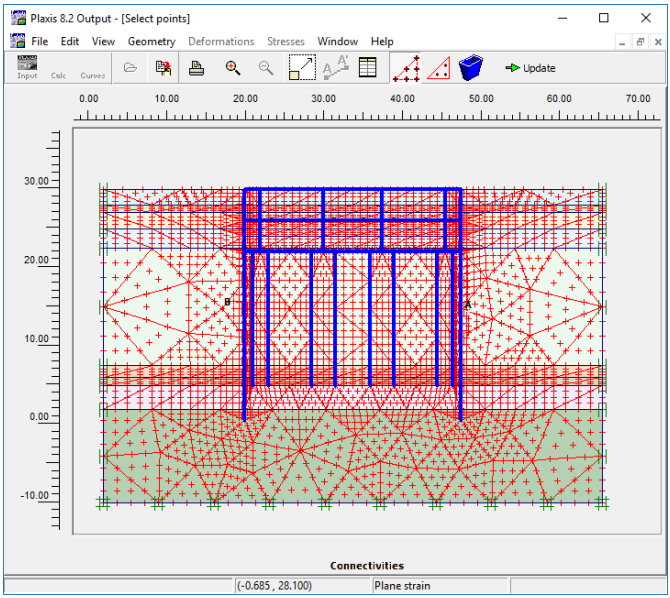
b. *Calculation* atau perhitungan

Tahap ini merupakan tahapan bagi program bantu PLAXIS untuk menghitung kondisi-kondisi yang telah dimasukkan dalam program *input* diatas. Berikut langkah-langkah menggunakan PLAXIS tahap *calculation*:

- Pada jendela *calculation*, klik *Next* untuk menambahkan fase baru. Pada fase pertama ini dimaksudkan untuk konstruksi bangunannya. Pada tab *General* bagian *Phase*, isikan dengan nama fasenya. Pada tab *Calculation type* diisi dengan *Plastic*.
- Pindahkan kursor ke tab *Parameter*, kemudian klik *Define*. Akan terbuka kembali jendela bidang kerja *input*. Klik pada setiap struktur bangunan dan beban luar.
- Kemudian klik pada bidang tanah bagian dalam struktur untuk memodelkan galian. Warna tanah akan hilang

apabila telah di klik, yang artinya daerah tersebut dimodelkan sebagai galian.

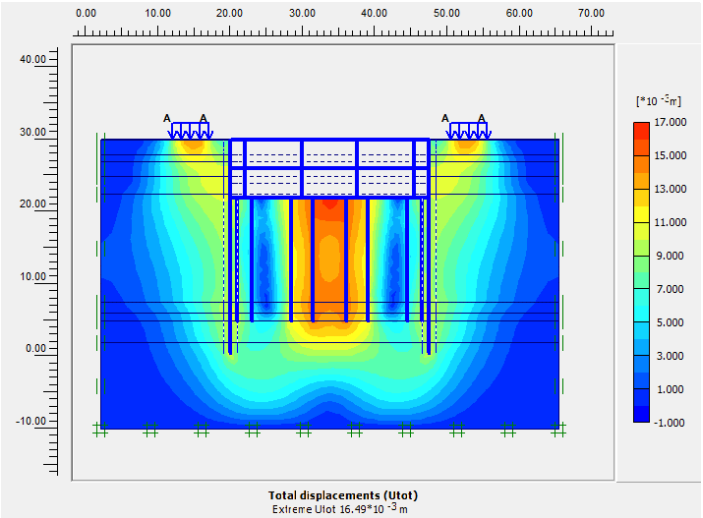
- Selanjutnya klik alat *Water pressure*, pilih setiap bidang tanah yang digali yang berada dibawah M.A.T, kemudian klik kanan lalu pilih *Cluster Dry*. Hal ini dimaksudkan untuk mengeringkan air yang berada di daerah galian tanah. Pilih *OK* dan klik *Generate water pressure* untuk menggenerasi kembali tegangan air pori yang telah berubah karena air bagian dalam galian telah dikeringkan. Pilih *Update* untuk kembali ke jendela *calculation*.
- Selanjutnya pilih *Next* untuk menambahkan fase baru. Fase baru ini digunakan untuk mencari nilai *Safety Factor (SF)*. Pada bagian *Calculation type*, ganti menjadi *Phi/c reduction.*
- Setelah semua fase dimodelkan, pilih alat *Select point for curves*, lalu tentukan satu atau dua titik tinjau, seperti yang terlihat pada Gambar 5.7. Setelah itu klik *Update* untuk kembali ke jendela *calculation.*
- Pada jendela *calculation*, klik alat *Calculate* untuk memulai proses kalkulasi atau perhitungan. Tunggu hingga proses selesai. Jika telah selesai, maka jendela *output* atau keluaran akan bisa dibuka.
- Untuk melihat nilai *safety factor* yang tercapai setelah proses kalkulasi, dapat ditemukan pada tab *Multipliers* bagian *Total multipliers*. Nilai SF dilambangkan dengan ΣMsf.



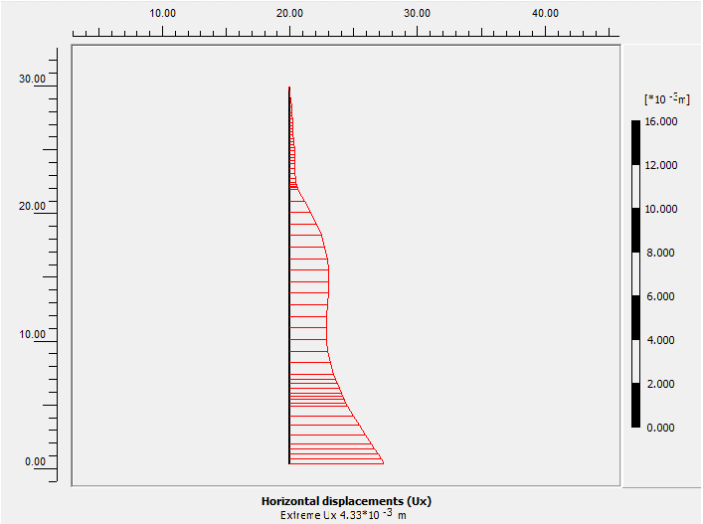
Gambar 5.7 *Select Point for Curves*

c. *Output* atau keluaran

Jendela *output* atau keluaran adalah jendela yang berfungsi menampilkan segala hasil perhitungan terhadap bangunan yang telah dimodelkan. Untuk melihat hasil deformasi tanah, dapat diketahui dengan membuka tab *Deformations* lalu memilih *Deformed mesh.* Untuk melihat perpindahan total, buka tab *Deformation* lalu pilih *Total displacement* seperti pada Gambar 5.8. Untuk melihat defleksi horizontal yang terjadi pada dinding penahan tanah, dapat diketahui dengan cara mengklik dua kali pada dinding penahan tanah kemudian pada tab *Deformation* pilih *Horizontal displacement* seperti yang terlihat pada Gambar 5.9.



Gambar 5.8 *Total Displacement Tangent Pile*



Gambar 5.9 Defleksi Horizontal *Tangent Pile*

Berdasarkan hasil permodelan pada program bantu PLAXIS v8.2 diatas, nilai defleksi yang terjadi pada dinding penahan tanah *Tangent pile* adalah 4.33 mm atau 0.433 cm. Nilai defleksi maksimum untuk struktur dinding penahan tanah adalah 1 inch atau 2.54 cm. Maka dapat disimpulkan bahwa desain dari *Tangent pile* diatas dapat digunakan sebagai perencanaan.

5.2.3. Perhitungan Daya Dukung Tanah

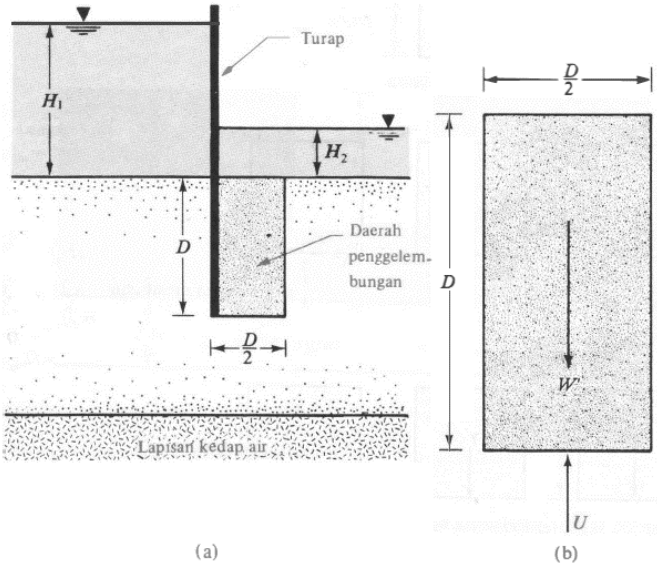
Perhitungan daya dukung tanah dilakukan dengan menghitung berat sendiri dinding penahan tanah, kemudian membandingkan dengan daya dukung tanah izin yang telah dihitung pada Bab IV. Berikut perhitungannya:

P	$= \gamma_{beton} * A_{pile} * H_{pile}$
	$= 2.4 * \frac{1}{4}\pi(0.6)^2 * 30.5$
	= 20.7 ton
Kedalaman penanaman	= 30.5 m
Q_{ijin}	= 173.34 ton

Diperoleh bahwa Q_u tanah pada kedalaman 30.5 m lebih besar dari P, sehingga mampu untuk menahan berat struktur *Tangent pile.*

5.2.4. Kontrol Terhadap *Heaving*

Akibat berkurangnya tegangan efektif (*overburden pressure*) akibat proses penggalian, maka dikhawatirkan lapisan lempung lunak akan mengalir kedalam lubang galian dan akan menimbulkan penggelembungan tanah oleh air (*heave*) (Suwarno, 2007). Oleh karena itu perlu di kontrol nilai *safety factor* (SF) dari kedalaman dinding terhadap tinggi muka air, dimana nilai SF yang harus dipenuhi adalah 1.25. Gambar 5.10 mengilustrasikan daerah terjadinya *heave*. Berikut perhitungannya:



Gambar 5.10 Ilustrasi Lokasi Terjadinya *Heave*

D = $D_{total} - H_{galian}$
= 30.5 – 8 = 22.5 m
H_1 = 7 m
H_2 = 0 m
γ' = 0.93 t/m^3
γ_W = 1 t/m^3

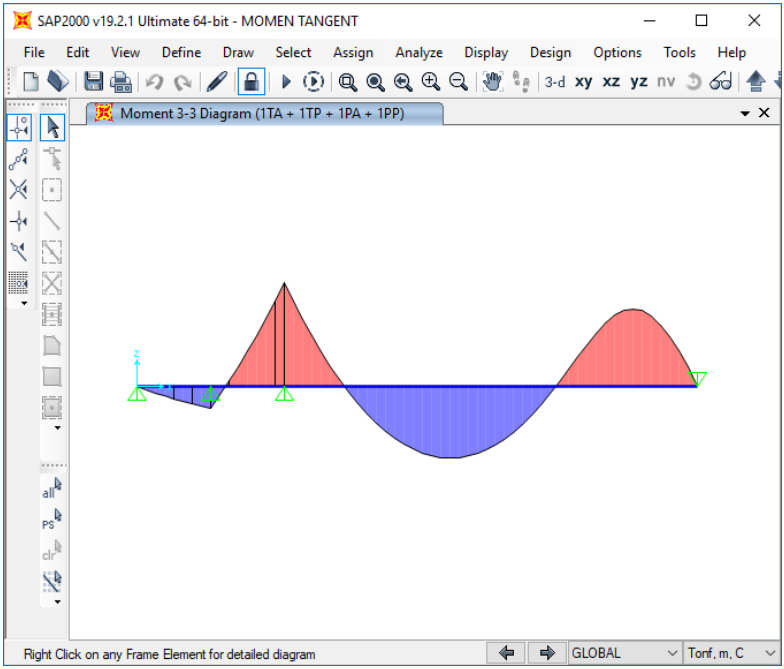
$$SF = \frac{\gamma' D}{0.36(H_1 - H_2)\gamma_w} = \frac{0.93 * 22.5}{0.36(7-0)1}$$

= 8.3

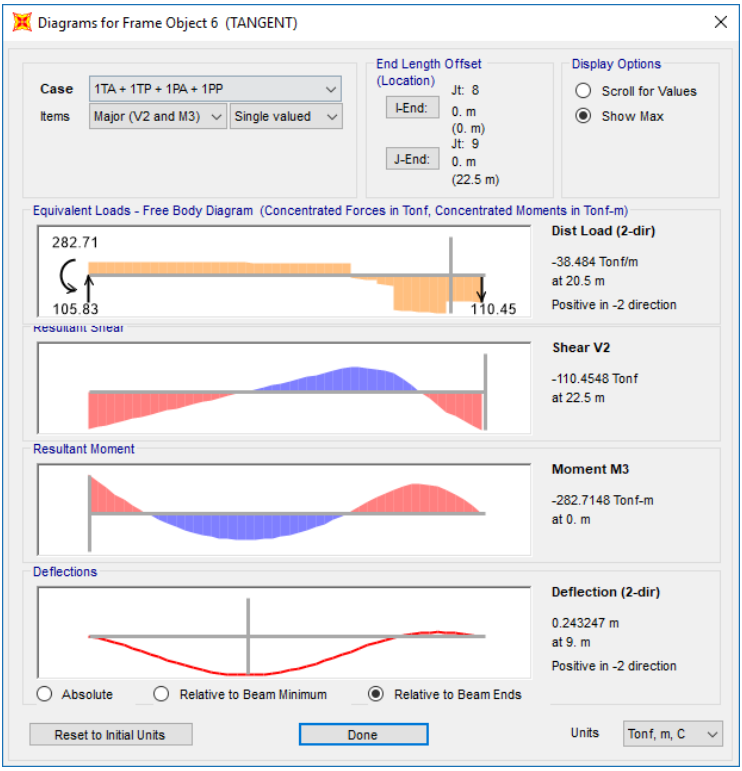
Diperoleh nilai SF = 8.3, lebih besar dari SF yang disyaratkan yaitu 1.25, sehingga dalam perencanaan tidak akan terjadi *heaving* pada tanah di depan dinding penahan tanah *Tangent pile.*

5.2.5. Perhitungan Kebutuhan Penulangan

Perencanaan perhitungan kebutuhan tulangan untuk dinding penahan tanah *diapraghm wall* ini menggunakan program bantu SAP2000 v19.2.1 untuk memodelkan dinding dan gaya-gaya yang bekerja untuk kemudian mencari momen yang terjadi pada *diapraghm wall*. Gambar 5.11 menunjukkan bentuk bidang momen pada dinding, dan Gambar 5.12 menunjukkan nilai momen maksimum yang terjadi.



Gambar 5.11 Bidang Momen pada *Tangent Pile*



Gambar 5.12 Nilai Momen Maksimum dan Geser Maksimum pada *Tangent Pile*

Kemudian untuk menghitung kebutuhan penulangan, akan digunakan program bantu PCAColumn v3.63. Progam bantu ini membutuhkan *input* berupa nilai gaya axial dan gaya momen yang terjadi pada *tangent pile*. Dengan menggunakan nilai gaya-gaya yang diperoleh dari program bantu SAP2000, maka berikut langkah-langkah perhitungan penulangannya:

a. *Input* atau masukan
   - Pada tab *input*, pilih *General Information*. Pada *Label*, isikan sesuai keinginan, kemudian untuk *Units*, gunakan satuan *Metric*, *Run Axis* gunakan *Biaxial*, *Design Code*

digunakan ACI 318-02, sedangkan *Run Option* gunakan *Design*, serta *Consider slenderness* pilih *No*.

- Kemudian *input* parameter material pada *Material Properties.* Pada bagian *Concrete* isikan f'_c dan f_y sesuai material *tangent pile* yang digunakan pada perhitungan sebelumnya yaitu f'_c = 40 MPa dan f_y = 290 MPa. Serta E_s diisi dengan 200000 MPa. Untuk parameter lainnya akan terisi secara otomatis.
- Selanjutnya definisikan bentuk penampang menggunakan alat *Section* lalu pilih *Circular*. Isikan dengan diameter *tangent pile* yang direncanakan.
- Berikutnya definisikan kritera tulangan yang akan digunakan. Pilih alat *Reinforcement* kemudian *All Side Equal.* Masukkan jumlah tulangan minimal dan maksimal yang diinginkan berikut ukuran tulangannya. Kemudian definiskan pula kriteria desain tulangannya pada bagian *Design Criteria.* Isikan *Column Type* dengan *Structural, Bar Selection* dengan *Minimum area of steel,* dan *spacing between bars* dengan 40 mm.
- *Input* beban dengan menggunakan menu *Loads* kemudian pilih *Factored* lalu masukkan nilai beban aksial dan momen sesuai *output* SAP2000, yaitu 110.45 ton dan 282.71 tm.
- Untuk melakukan kalkulasi, pilih alat *Solve* lalu *Execute*.

b. *Output* atau keluaran

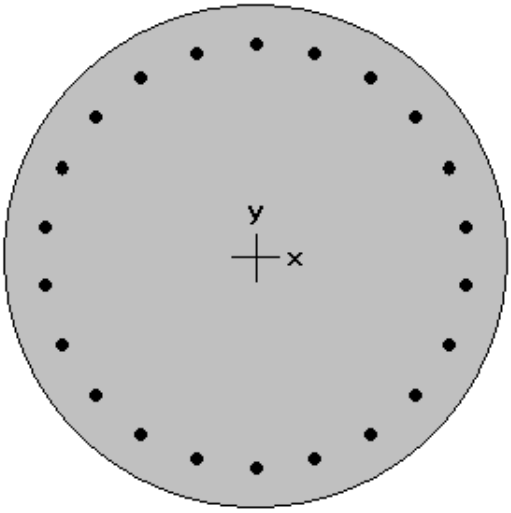
Hasil kalkulasi penulangan *tangent pile* dapat dilihat pada Gambar 5.13. Kemudian Gambar 5.14 menunjukkan potongan penampang *tangent pile* beserta tulangannya yang merupakan hasil perhitungan program bantu PCAColumn.

Berdasarkan kedua gambar tersebut, dapat disimpulkan untuk dinding penahan tanah jenis *tangent pile,* digunakan penulangan 8 D18.

```
SECTION:
========
Ag = 282743 mm^2
Ix  = 6.36173e+009 mm^4
Iy  = 6.36173e+009 mm^4
Xo = 0 mm
Yo = 0 mm

REINFORCEMENT:
===============
22 #16 bars @ 1.548%
As = 4378 mm^2
Confinement: Tied
Clear Cover  = 40 mm
Min Spacing = 55.8409 mm
```

Gambar 5.13 Detail Hasil Perhitungan PCAColumn



600 mm diam.
1.55% reinf.

Gambar 5.14 Penampang *Tangent Pile* dan Penulangannya

5.2.6. Rencana Anggaran Biaya

Berikut adalah perhitungan volume beton dan tulangan dari *tangent pile*. Tabel 5.8 merupakan hasil dari perhitungan biaya konstruksi *tangent pile*.

Keliling dinding = 237 m
Diameter *T-Wall* = 0.6 m
Jumlah *T-Wall* = 395 buah
Panjang tertanam = 30.5 m
Volume beton 1 buah = 8.62 m^3
Volume beton total = 3406.35 m^3

Tulangan pakai = 8 D18
Volume tulangan 1 buah = 0.062 m^3
Volume tulangan total = 24.53 m^3
Berat tulangan total = 192526.9 kg

Tabel 5.8 Harga Konstruksi *Tangent Pile*

Item	Volume	Satuan	Harga Satuan	Harga Total
Beton	3406.35	m^3	Rp 1,381,964.00	Rp 4,707,453,588.91
Tulangan	192526.9	kg	Rp 16,826.00	Rp 3,239,458,009.18
Total				Rp 7,946,911,598.08

5.3. Perencanaan *Diapraghm Wall*

Sub-bab ini akan merencanakan dinding penahan tanah jenis *Diapraghm Wall*. *Output* dari sub-bab ini berupa nilai deformasi total struktur, defleksi dinding penahan tanah, serta penulangannya.

5.3.1. *Preliminary Design*

Sebelum melakukan perhitungan, terlebih dahulu di tentukan data apa saja yang akan digunakan dalam perhitungan, seperti data tanah dan dimensi dinding yang kemudian akan di control stabilitasnya.

a. Data tanah

Data tanah yang digunakan dalam perencanaan *diapraghm wall* ini adalah data tanah dari titik bor DB-1.

b. *Diapraghm wall*

Pada perencanaan dinding penahan tanah jenis *diapraghm wall*, berat sendiri dari *diapraghm wall* lah yang akan menahan gaya lateral dari tanah di belakang dinding, serta di bantu dengan *strut* untuk menambah stabilitas *diapraghm wall*. Oleh karena itu digunakan kedalaman instalasi *diapraghm wall* ini yaitu 12 meter. Kemudian *preliminary design* untuk jenis dinding ini adalah sebagai berikut:

Tebal *diapraghm wall*	= 0.8 m
Luas penampang (A)	= 0.8 m^2
Inersia penampang (I)	= 0.0427 m^4
Mutu beton (f'_c)	= 40 MPa
Butu baja (f_y)	= 290 MPa
Modulus elastisitas (E)	= $4700\sqrt{f'_c}$
	= 29725.41 MPa
	= 29725410.01 kN/m^2
EA	= 23780328 kN
EI	= 1268284.16 kNm^2
Berat (W)	= 19.2 kN/m

c. Pengaku lateral

Pada perencanaan ini, pengaku lateral yang dimaksud ialah pelat-pelat lantai *basement*. Selain berfungsi sebagai lantai *basement*, pelat-pelat lantai tersebut juga berfungsi untuk menahan tekanan lateral yang terjadi pada dinding *basement*.

- Pelat lantai 1

Tebal pelat	= 0.2 m
Luas penampang (A)	= 0.2 m^2
Inersia penampang (I)	= 0.0007 m^4
Mutu beton (f'_c)	= 40 MPa
Mutu baja (f_y)	= 290 MPa

Modulus elastisitas (E)	= $4700\sqrt{f'_c}$
	= 29725410.01 kN/m^2
EA	= 5945082.001 kN
EI	= 19816.94 kNm^2
W	= 4.8 kN/m

- Pelat lantai 2

Tebal pelat	= 0.3 m
Luas penampang (A)	= 0.3 m^2
Inersia penampang (I)	= 0.0023 m^4
Mutu beton (f'_c)	= 40 MPa
Mutu baja (f_y)	= 290 MPa
Modulus elastisitas (E)	= $4700\sqrt{f'_c}$
	= 29725410.01 kN/m^2
EA	= 8917263.002 kN
EI	= 66882.17 kNm^2
W	= 7.2 kN/m

- Pelat lantai 3

Tebal pelat	= 0.5 m
Luas penampang (A)	= 0.5 m^2
Inersia penampang (I)	= 0.0104 m^4
Mutu beton (f'_c)	= 40 MPa
Mutu baja (f_y)	= 290 MPa
Modulus elastisitas (E)	= $4700\sqrt{f'_c}$
	= 29725410.01 kN/m^2
EA	= 14862705 kN
EI	= 309639.69 kNm^2
W	= 12 kN/m

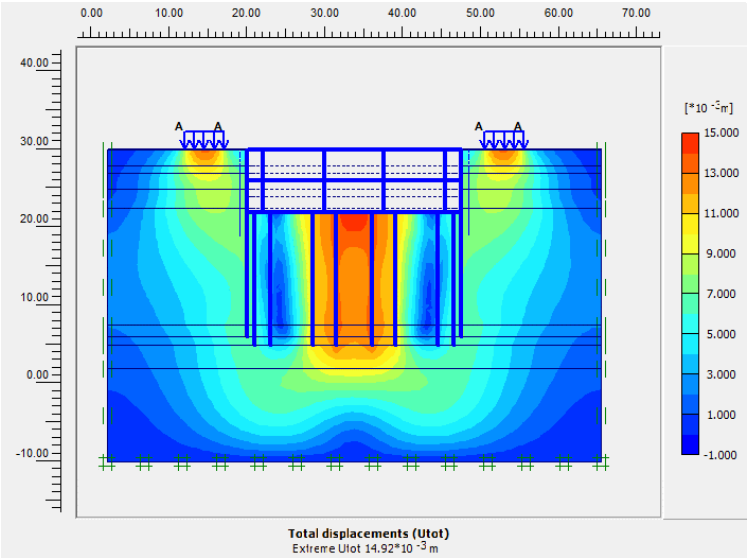
d. Pembebanan

Beban-beban yang terjadi adalah beban mati dari struktur serta beban akibat bangunan di sekitar galian dinding. Beban hidup berupa berat gedung 1 lantai yang di ekivalensikan sebesar 1 t/m atau 10 kN/m.

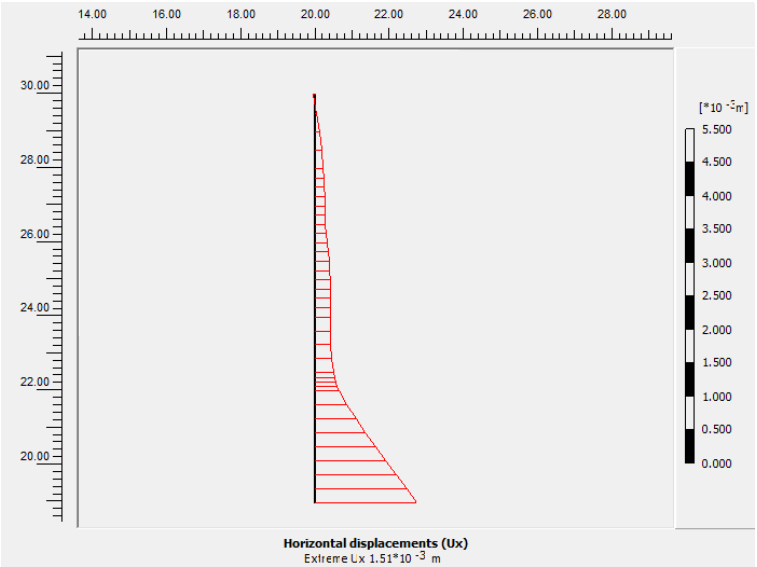
5.3.2. Analisa stabilitas

Analisa stabilitas akan dilakukan dengan menggunakan program bantu PLAXIS v8.2. Hasil analisa stabilitas berupa deformasi tanah maksimal serta defleksi dinding penahan tanah.

Langkah-langkah *input* pada program bantu untuk dinding penahan tanah *diapraghm wall* sama dengan pada perencanaan *tangent pile* diatas, yang membedakan hanyalah parameter material *Plate* nya. Berikut hasil permodelan *diapraghm wall* pada program bantu PLAXIS, dimana Gambar 5.15 menunjukkan kondisi *total displacement* dari *diapraghm wall*, dan Gambar 5.16 menunjukkan defleksi dari *diapraghm wall*.



Gambar 5.15 *Total Displacement Diapraghm Wall*



Gambar 5.16 Defleksi Horizontal *Diapraghm Wall*

Berdasarkan hasil permodelan pada program bantu PLAXIS v8.2, nilai defleksi yang terjadi pada dinding penahan tanah *diapraghm wall* adalah 1.51 mm atau 0.151 cm. Nilai defleksi maksimum untuk struktur dinding penahan tanah adalah 1 inch atau 2.54 cm. Maka dapat disimpulkan bahwa desain dari *diapraghm wall* diatas dapat digunakan sebagai perencanaan.

5.3.3. Perhitungan Daya Dukung Tanah

Perhitungan daya dukung tanah dilakukan dengan menghitung berat sendiri dinding penahan tanah, kemudian membandingkan dengan daya dukung tanah izin yang telah dihitung pada Bab IV. Berikut perhitungannya:

P $= \gamma_{beton} * A_{wall} * H_{wall}$
$= 2.4 * 1 * 0.8 * 12$
$= 23.04$ ton

Kedalaman penanaman = 12 m

Q_{ijin} = 17.95 ton

Diperoleh bahwa Q_{ijin} tanah pada kedalaman 12 m lebih kecil dari P, sehingga dibutuhkan struktur pondasi dalam untuk menahan berat struktur *diapraghm wall.* Untuk itu direncanakan pondasi tiang pancang dengan spesifikasi sebagai berikut:

Diameter	= 0.6 m
Kedalaman penanaman	= 30.5 m
Q_{ijin}	= 173.34 ton

5.3.4. Kontrol Terhadap *Heaving*

Akibat berkurangnya tegangan efektif (*overburden pressure*) akibat proses penggalian, maka dikhawatirkan lapisan lempung lunak akan mengalir kedalam lubang galian dan akan menimbulkan penggelembungan tanah oleh air (*heave*) (Suwarno, 2007). Oleh karena itu perlu di kontrol nilai *safety factor* (SF) dari kedalaman dinding terhadap tinggi muka air, dimana nilai SF yang harus dipenuhi adalah 1.25. Berikut perhitungannya:

D	$= D_{total} - H_{galian}$
	= 12 – 8 = 4 m
H_1	= 7 m
H_2	= 0 m
γ'	= 0.55 t/m^3
γ_W	= 1 t/m^3
SF	$= \frac{\gamma' D}{0.36(H_1 - H_2)\gamma_w} = \frac{0.55 * 4}{0.36(7-0)1}$
	= 0.87

Diperoleh nilai SF = 0.87, lebih kecil dari SF yang disyaratkan yaitu 1.25, sehingga kedalaman penanaman perlu diperdalam agar tidak akan terjadi *heaving* pada tanah di depan dinding penahan tanah *diapraghm wall.*

Direncanakan ulang kedalaman penanaman dinding yaitu 14 meter.

D = $D_{total} - H_{galian}$

= 14 – 8 = 6 m

H_1 = 7 m

H_2 = 0 m

γ' = 0.55 t/m^3

γ_w = 1 t/m^3

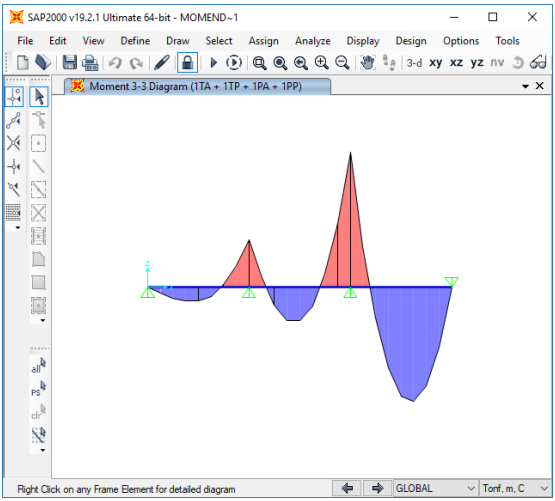
$$SF = \frac{\gamma' D}{0.36(H_1 - H_2)\gamma_w} = \frac{0.55 * 6}{0.36(7-0)1}$$

= 1.31

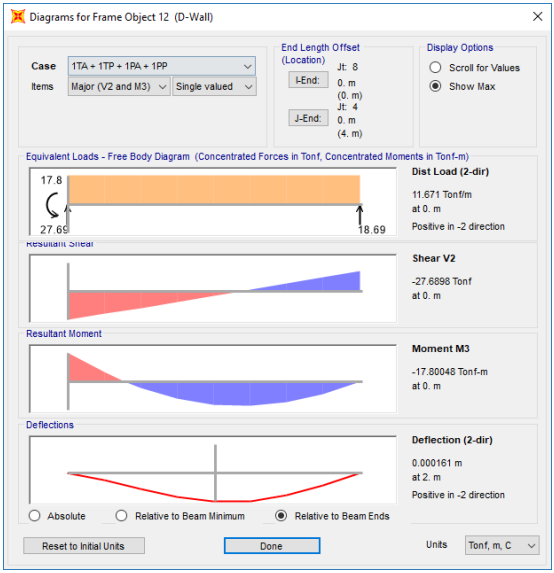
Diperoleh nilai SF = 1.31, lebih besar dari SF yang disyaratkan yaitu 1.25, sehingga kedalaman penanaman minimal yang harus digunakan adalah 14 m.

5.3.5. Perhitungan Kebutuhan Penulangan

Perencanaan perhitungan kebutuhan tulangan untuk dinding penahan tanah *diapraghm wall* ini menggunakan program bantu SAP2000 v19.2.1 untuk memodelkan dinding dan gaya-gaya yang bekerja untuk kemudian mencari momen yang terjadi pada *diapraghm wall*. Gambar 5.17 menunjukkan bentuk bidang momen pada dinding, dan Gambar 5.18 menunjukkan nilai momen maksimum yang terjadi.



Gambar 5.17 Bidang Momen pada *Diapraghm Wall*



Gambar 5.18 Nilai Momen Maksimum dan Geser Maksimum pada *Diapraghm Wall*

Diketahui bahwa nilai M_u adalah 17.8 tm. Maka perhitungan kebutuhan penulangannya adalah sebagai berikut:

M_u	= 17.8 tm
H_{wall}	= 800 mm
f'_c	= 40 MPa
f_y	= 250 MPa
Diameter tulangan	= D-13
A_s	= ¼ π d^2
	= 132.73 mm^2
Selimut beton	= 100 mm
dx	= H_{wall} – Selimut – (0.5*$D_{tulangan}$)
	= 800 – 100 – (0.5*13)
	= 693.5 mm

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\frac{(f'c - 28)}{7}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\frac{(40 - 28)}{7} = 0.764$$

a. Penulangan vertikal (lentur)

Mencari nilai ρ_{pakai} :

$$\rho b = \frac{0.85\beta_1 f'c}{fy}\left(\frac{600}{600 + fy}\right)$$

$$\rho b = \frac{0.85(0.764)(40)}{(250)}\left(\frac{600}{600 + 250}\right) = 0.073$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho b = 0.75(0.073) = 0.055$$

Maka digunakan batas:

ρ_{max}	= 0.025	(SNI 03-2847-2013)
ρ_{min}	= 0.002	(SNI 03-2847-2013)

$$m = \frac{fy}{0.85f'c} = \frac{250}{0.85(40)} = 7.35$$

$$R_n = \frac{Mu}{\varphi b d^2} = \frac{17.8 * 10^6}{(0.75)(800)(693.5)^2} = 0.049$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{7.35}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(7.35)(0.049)}{250}}\right) = 0.000197$$

Maka digunakan nilai $\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0.002$

Menghitung A_s perlu tiap meter:

A_s perlu	= ρbd	
	= 0.002*1000*693.5 = 1387 mm^2	
S_{max}	= 450 mm	(SNI 03-2847-2013)
$n_{tulangan}$	= A_s / Ag	
	= 1387 / 132.73	= 10.45 buah
		= 11 buah
$S_{tulangan}$	= 1000 / $n_{tulangan}$	
	= 1000 / 11	= 90.9 mm
		= 95 mm

Maka dipasang tulangan vertikal pada *diapraghm wall* dengan konfigurasi 11 D13-95.

b. Penulangan horizontal (bagi)

Dinding penahan tanah dengan deformasi satu arah tidak memerlukan penulangan horizontal (Chang Yu-Ou, 2006). Namun tetap direncanakan tulangan horizontal dengan A_s perlu 50% dari tulangan vertikal (lentur). Sehingga diperoleh konfigurasi penulangan 4 D13-250.

c. Penulangan shear (geser)

Secara teori, apabila nilai gaya geser (V_u) lebih kecil dari gaya geser nominal (V_c), maka penulangan geser tidak perlu direncanakan. Namun pada prakteknya tulangan geser tetap harus dipasang untuk mengikat tulangan vertikal agar tetap pada posisinya (Chang Yu-Ou, 2006).

V_u = 276.898 kN

V_c = $1/6*\sqrt{f'_c}*b*d$

= $1/6*\sqrt{40}*1000*693.5$

= 584.81 kN

Karena nilai $V_u < V_c$, maka tidak perlu direncanakan tulangan geser, namun tetap dipasang tulangan geser praktis dengan ukuran Φ10.

5.3.6. Rencana Anggaran Biaya

Berikut adalah perhitungan volume beton dan tulangan dari *diapraghm wall*. Tabel 5.9 merupakan hasil dari perhitungan biaya konstruksi *diapraghm wall*.

Keliling dinding	= 237 m
Tebal *D-Wall*	= 0.8 m
Panjang tertanam	= 14 m
Volume total *D-Wall*	= 2654.4 m^3
Diameter *spun pile*	= 0.6 m
Panjang *spun pile*	= 9 m
Jumlah *spun pile*	= 237 buah
Tulangan vertikal *D-Wall*	= 11 D13 / meter
Volume tulangan vertikal	= 4.84 m^3
Tulangan horizontal *D-Wall*	= 4 D13 / meter
Volume tulangan horizontal	= 1.76 m^3
Jumlah volume tulangan 2 sisi	= 13.21 m^3
Berat total tulangan	= 103715.6 kg

Tabel 5.9 Harga Konstruksi *Diapraghm Wall*

Item	Volume	Satuan	Harga Satuan	Harga Total
Beton	2654.4	m^3	Rp 1,381,964.00	Rp 3,668,285,241.60
Tulangan	103715.6	kg	Rp 16,826.00	Rp 1,745,117,861.96
Spun Pile	2133	m^1	Rp 96,237.00	Rp 205,273,521.00
Total				Rp 5,618,676,624.56

5.4. Perencanaan *PC Sheet Pile*

Sub-bab ini akan merencanakan dinding penahan tanah jenis *PC sheet pile*. *Output* dari sub-bab ini berupa nilai deformasi total struktur, defleksi dinding penahan tanah, serta penulangannya.

5.4.1. *Preliminary Design*

Sebelum melakukan perhitungan, terlebih dahulu di tentukan data apa saja yang akan digunakan dalam perhitungan, seperti data tanah dan dimensi dinding yang kemudian akan di control stabilitasnya.

a. Data tanah

Data tanah yang digunakan dalam perencanaan *PC sheet pile* ini adalah data tanah dari titik bor DB-1.

b. *PC Sheet Pile*

Pada perencanaan dinding penahan tanah jenis *PC sheet pile* digunakan profil dari brosur *PC sheet pile* yang di keluarkan oleh PT. Waskita Beton Precast (Gambar 5.19), yaitu 21 meter. Kemudian *preliminary design* untuk jenis dinding ini adalah sebagai berikut:

Profil *PC sheet pile* = W-600 B
Panjang profil = 21 m
Luas penampang (A) = 2078 cm^2
Inersia penampang (I) = 765907 cm^4
Mutu beton (f'_c) = 50 MPa
Modulus elastisitas (E) = $4700\sqrt{f'_c}$
= 33234.018 MPa
= 33234018.72 kN/m^2

EA = 6906029.089 kN
EI = 254541.68 kNm^2
Berat (W) = 5.25 kN/m

Specification

Type	Height H (mm)	Thickness t (mm)	Width W (mm)	Cross Section (cm^2)	Moment of Inertia (cm^4)	Unit Weight (Kg/m)	Crack Moment (Ton.m)	Length (m)												
								8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
W-325 A 1000	325	110	996	1315	134261	329	11.4	■	■	■	■	■	■								
B							13.3	■	■	■	■	■	■	■							
W-350 A 1000	350	120	996	1468	139432	368	15.6		■	■	■	■	■	■	■						
B							17.0			■	■	■	■	■	■						
W-400 A 1000	400	120	996	1598	248685	400	20.1			■	■	■	■	■	■	■					
B							23.4				■	■	■	■	■	■					
W-450 A 1000	450	120	996	1835	353354	459	26.9				■	■	■	■	■	■	■				
B							30.7				■	■	■	■	■	■	■				
W-500 A 1000	500	120	996	1818	462362	455	35.2					■	■	■	■	■	■				
B							40.4						■	■	■	■	■	■			
W-600 A 1000	600	120	996	2078	765907	525	50.6							■	■	■	■	■	■	■	
B							59.6								■	■	■	■	■	■	■

Gambar 5.19 Brosur *PC Sheet Pile* PT. Waskita Beton Precast

c. Pengaku lateral

Pada perencanaan ini, pengaku lateral yang dimaksud ialah pelat-pelat lantai *basement*. Selain berfungsi sebagai lantai *basement*, pelat-pelat lantai tersebut juga berfungsi untuk menahan tekanan lateral yang terjadi pada dinding *basement*.

- Pelat lantai 1

Tebal pelat = 0.2 m
Luas penampang (A) = 0.2 m^2
Inersia penampang (I) = 0.0007 m^4
Mutu beton (f'_c) = 40 MPa
Mutu baja (f_y) = 290 MPa
Modulus elastisitas (E) = $4700\sqrt{f'_c}$
= 29725410.01 kN/m^2
EA = 5945082.001 kN
EI = 19816.94 kNm^2
W = 4.8 kN/m

- Pelat lantai 2

Tebal pelat	= 0.3 m
Luas penampang (A)	= 0.3 m^2
Inersia penampang (I)	= 0.0023 m^4
Mutu beton (f'_c)	= 40 MPa
Mutu baja (f_y)	= 290 MPa
Modulus elastisitas (E)	= $4700\sqrt{f'_c}$
	= 29725410.01 kN/m^2
EA	= 8917263.002 kN
EI	= 66882.17 kNm^2
W	= 7.2 kN/m

- Pelat lantai 3

Tebal pelat	= 0.5 m
Luas penampang (A)	= 0.5 m^2
Inersia penampang (I)	= 0.0104 m^4
Mutu beton (f'_c)	= 40 MPa
Mutu baja (f_y)	= 290 MPa
Modulus elastisitas (E)	= $4700\sqrt{f'_c}$
	= 29725410.01 kN/m^2
EA	= 14862705 kN
EI	= 309639.69 kNm^2
W	= 12 kN/m

d. Pembebanan

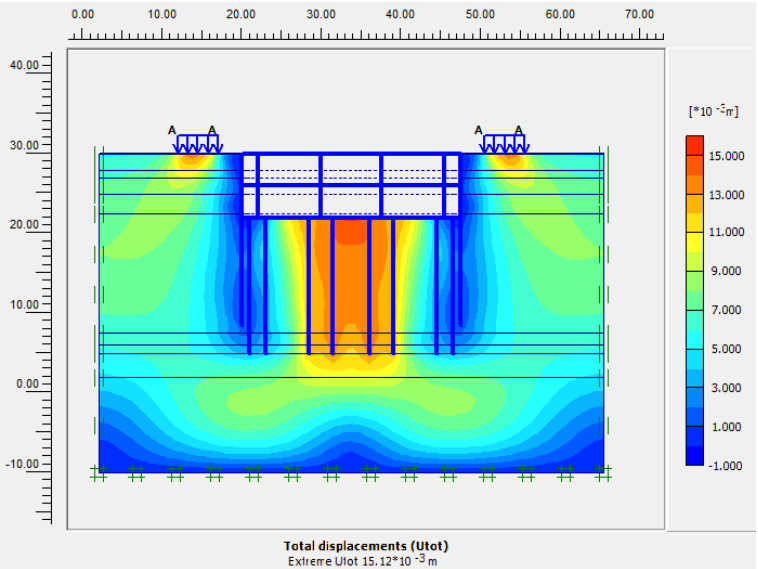
Beban-beban yang terjadi adalah beban mati dari struktur serta beban akibat bangunan di sekitar galian dinding. Beban hidup berupa berat gedung 1 lantai yang di ekivalensikan sebesar 1 t/m atau 10 kN/m.

5.4.2. Analisa Stabilitas

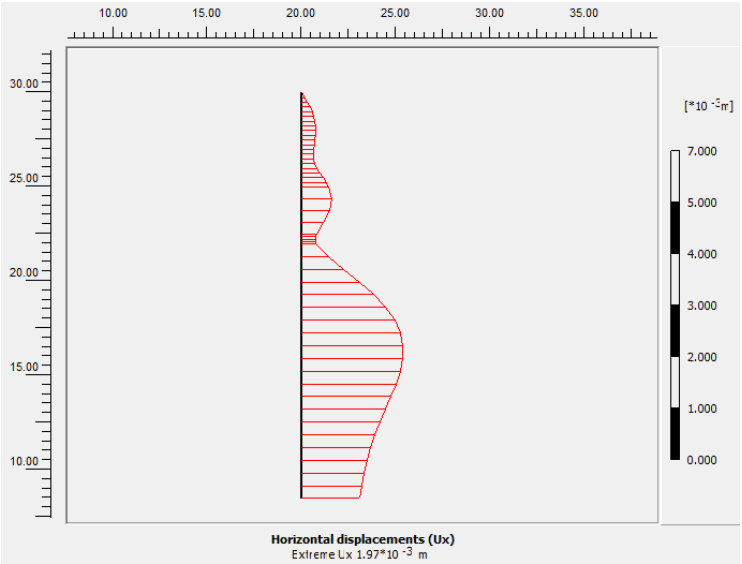
Analisa stabilitas akan dilakukan dengan menggunakan program bantu PLAXIS v8.2. Hasil analisa stabilitas berupa deformasi tanah maksimal serta defleksi dinding penahan tanah.

Langkah-langkah *input* pada program bantu untuk dinding penahan tanah *PC sheet pile* sama dengan pada perencanaan *tangent pile* dan *diapraghm wall* diatas, yang membedakan

hanyalah parameter material *Plate* nya. Berikut hasil permodelan *PC sheet pile* pada program bantu PLAXIS, dimana Gambar 5.20 menunjukkan kondisi *total displacement* dari *PC sheet pile*, dan Gambar 5.21 menunjukkan defleksi dari *PC sheet pile*.



Gambar 5.20 *Total Displacement PC Sheet Pile*



Gambar 5.21 Defleksi Horizontal *PC Sheet Pile*

Berdasarkan hasil permodelan pada program bantu PLAXIS v8.2, nilai defleksi yang terjadi pada dinding penahan tanah *PC sheet pile* adalah 1.97 mm atau 0.197 cm. Nilai defleksi maksimum untuk struktur dinding penahan tanah adalah 1 inch atau 2.54 cm. Maka dapat disimpulkan bahwa desain dari *PC sheet pile* diatas dapat digunakan sebagai perencanaan.

5.4.3. Perhitungan Daya Dukung Tanah

Perhitungan daya dukung tanah dilakukan dengan menghitung berat sendiri dinding penahan tanah, kemudian membandingkan dengan daya dukung tanah izin yang telah dihitung pada Bab IV. Berikut perhitungannya:

P	= W_{pile} * H_{pile}
	= 0.525 * 21
	= 11.025 ton
Kedalaman penanaman	= 21 m
Q_u	= 6.05 ton

Diperoleh bahwa Q_u tanah pada kedalaman 21 m lebih kecil dari P. Oleh karena itu dibutuhkan profil *PC sheet pile* yang lebih panjang. Namun seperti yang terdapat pada brosur bahwa profil *PC sheet* pile yang terpanjang adalah 21 meter.

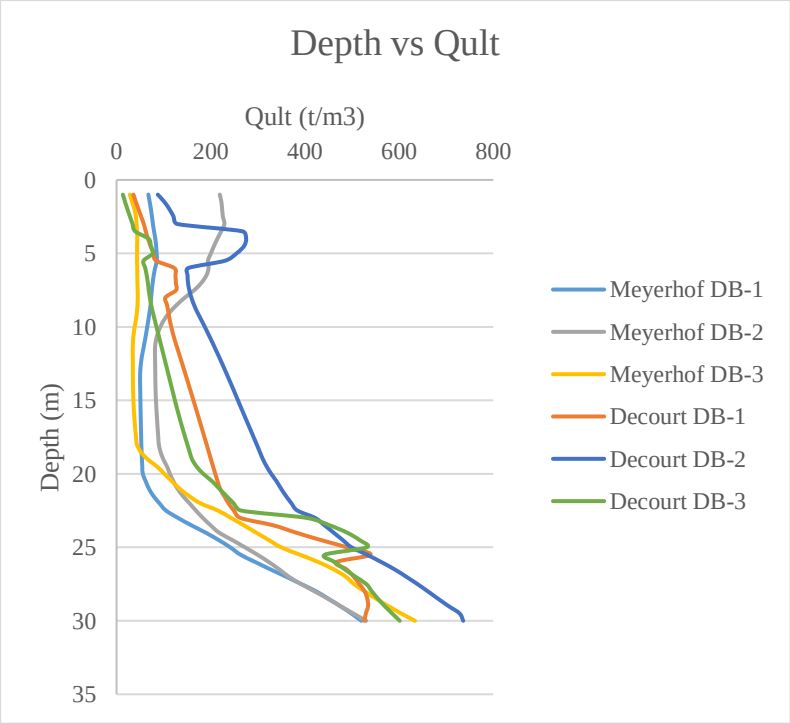
Ini berarti bahwa *PC sheet pile* ini tidak layak untuk perencanaan dikarenakan *PC sheet pile* tidak dapat disambung dengan *PC sheet pile* lainnya. Selain karena tidak bisa disambung, *PC sheet pile* juga tidak memenuhi kriteria panjang dinding minimal seperti yang telah dihitung dalam sub-bab 5.1, yaitu 30.5 m.

Kesimpulannya, perencanaan dinding penahan tanah dengan menggunakan *PC sheet pile* tidak layak untuk direncanakan dalam tugas akhir kali ini karena panjang profil *PC sheet pile* yang kurang memadai.

BAB VI
PERENCANAAN STRUKTUR PONDASI

6.1. Perhitungan Daya Dukung Tanah

Pada perencanaan pondasi ini akan dilakukan perhitungan daya dukung tanah terhadap tiang berdasarkan nilai SPT. Perhitungan koreksi N-SPT telah dibahas pada sub-bab 4.3. Perhitungan daya dukung akan dibandingkan antara rumusan Meyerhof serta Luciano Decourt, dimana kedua rumusan tersebut menyatakan bahwa daya dukung izin adalah gabungan antara *point term* (titik) dan *lateral friction term* (lekatan), namun dengan metode perhitungan yang sedikit berbeda. Gambar 6.1 merupakan perbandingan grafik kedua metode.



Gambar 6.1 Grafik Perbandingan Metode Meyerhof dan Decourt

Berdasarkan grafik perbandingan diatas, dapat dilihat bahwa perhitungan Q_u dengan metode Meyerhof lebih kecil dibandingkan dengan metode Decourt, maka dalam perencanaan kali ini digunakan perhitungan Q_u dengan metode Meyerhof karena dianggap paling kritis.

6.1.1. Perhitungan Nilai Q_p

Menurut Meyehof, Q_p adalah nilai dari 40 dikalikan dengan $\bar{N}$ dan luasan ujung tiang (A_{ujung}). Nilai $\bar{N}$ adalah nilai rata-rata N_2 sepanjang 4D dibawah ujung tiang sampai dengan 8D diatas ujung tiang. Contoh perhitungan Q_p untuk posisi elevasi -20 meter adalah sebagai berikut:

D = 0.6 m

A_{ujung} = ¼ π D^2

= 0.2078 m^2

4D = 4 * 0.6 = 2.4 m

8D = 8 * 0.6 = 4.8 m

$\bar{N}$ = Nilai N_2 rata-rata dari elevasi -15 m s/d -22 m

= 1.0766

Q_p = 40 * $\bar{N}$ * A_{ujung}

= 40 * 1.0766 * 0.2078

= 12.175 ton

6.1.2. Perhitungan Nilai Q_s

Q_s adalah nilai tahanan berdasarkan lekatan tanah pada elevasi tersebut. Perhitungan Q_s untuk elevasi -20 meter adalah sebagai berikut:

D = 0.6 m

N = 0.927

F_s = N/2 t/m^2 (tanah lempung)

A_s = π * D * h

= 0.9425 m^2

Qs = F_s * A_s

= 0.927/2 * 0.9425

= 0.4368 ton

Kemudian Q_s akan di akumulasikan dengan nilai Q_s di kedalaman sebelumnya, sehingga nilai Q_s di kedalaman -20 m adalah 43.51 ton

6.1.3. Perhitungan Nilai Q_u dan Q_{ijin}

Nilai Q_u diperoleh dari penjumlahan nilai Q_p dan Q_s. Sementara Q_{ijin} adalah nilai Q_u yang dibagi dengan *safety factor* (SF) yaitu sebesar 3. Berikut perhitungannya untuk nilai Q_u dan Q_{ijin} pada elevasi -20 meter.

$Q_{p\ -20m}$ = 12.175 ton

$Q_{s\ -20m}$ = 43.51 ton

$Q_{u\ -20m}$ = $Q_{p\ -20m} + Q_{s\ -20m}$

= 55.69 ton

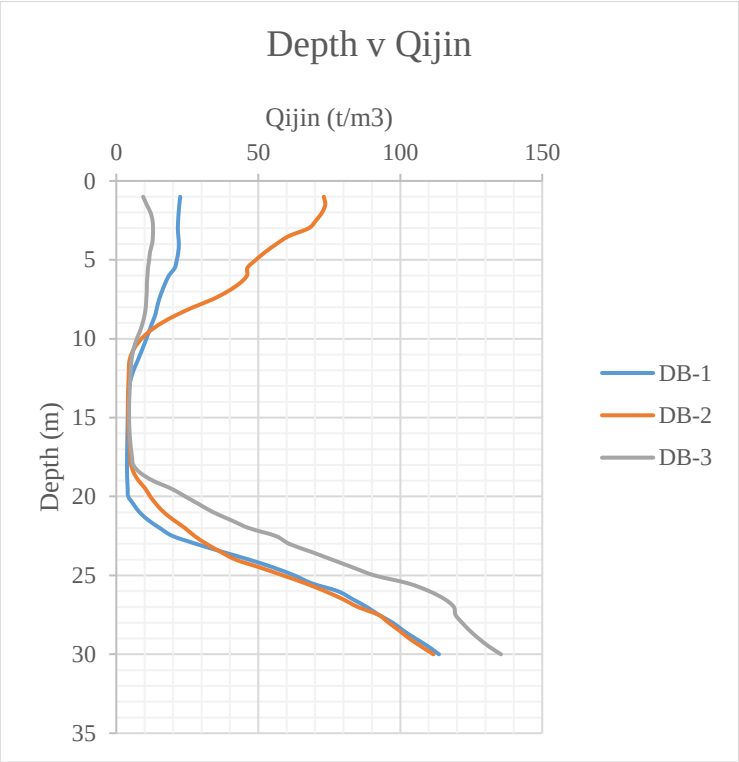
$Q_{ijin\ -20m}$ = $Q_{u\ -20m}$ / SF

= 55.69 / 3

= 18.56 ton

Gambar 6.2 menampilkan grafik dari kedalaman dengan Q_u dan Qs dari setiap titik bor.

Perhitungan nilai-nilai $\bar{N}$, Q_p, Q_s, Q_u dan Q_{ijin} pada setiap elevasi selengkapnya, dapat dilihat pada Lampiran 4 pada halaman 140.



Gambar 6.2 Grafik Depth v Q_{ijin}

6.2. Analisa Pembebanan Struktur *Basement*

Sebelum merencanakan pondasi, terlebih dahulu akan dicari jumlah beban yang nantinya akan dipikul oleh struktur pondasi. Beban yang dimaksud ialah terdiri atas beban mati struktur *basement*, serta beban hidup diatasnya. Beban hidup diperoleh berdasarkan peruntukan dan fungsi bangunan, seperti yang telah dibahas pada sub-bab 2.3.3.

Analisa beban akan dimodelkan menggunakan program bantu SAP2000 v19.2.1. *Output* dari program bantu tersebut adalah nilai reaksi vertikal dan momen pada tiap-tiap perletakan.

6.2.1. Perhitungan Nilai Z_f

Z_f adalah posisi titik jepit tanah terhadap tiang pondasi. Dalam SAP2000, posisi Z_f akan dimodelkan sebagai kolom yang menjorok kebawah sepanjang Z_f, kemudian perletakan akan diletakkan dibawah titik tersebut. Nilai Z_f dapat diperoleh dengan cara berikut: (nilai nh diperoleh berdasarkan Tabel 6.1, yang dirumuskan oleh Hardiyatmo, 2002).

D = 0.6 m

f'_c = 40 MPa

E = $4700\sqrt{f'_c}$

= $4700\sqrt{40}$ = 29725410 kN/m^2

I = $1/64\ \pi\ D^4$

= $1/64\ \pi\ 0.6^4$ = 0.006362 m^4

nh = 471

T = $\sqrt[5]{\frac{EI}{nh}} = \sqrt[5]{\frac{(29725410)(0.006362)}{(471)}} = 3.31$

Z_f = 1.8T

= 1.8*(3.31) = 5.9 meter

Tabel 6.1 Nilai-nilai nh untuk Tanah Kohesif

Tanah	nh (kN/m³)	Referensi
Lempung terkonsolidasi normal lunak	166-3518	Reese dan Matlock (1956)
	277-554	Davisson - Prakash (1963)
Lempung terkonsolidasi normal organik	111-277	Peck dan Davidsson (1962)
	111-831	Davidsson (1970)
Gambut	55	Davidsson (1970)
	27,7-111	Wilson dan Hilts (1967)
Lanau	8033-11080	Bowles (1968)

(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

6.2.2. Permodelan SAP2000

Pada permodelan, diasumsikan struktur *basement* menggunakan dimensi struktural serta mutu beton masing-masing. Dimensi struktural dan mutu beton yang digunakan

antara lain adalah sebagai berikut:

- balok induk
  mutu beton (f'_c) = 30 MPa
  lebar (b) = 0.3 m
  tinggi (h) = 0.6 m

- balok anak
  mutu beton (f'_c) = 30 MPa
  lebar (b) = 0.25 m
  tinggi (h) = 0.5 m

- kolom
  mutu beton (f'_c) = 30 MPa
  lebar (b) = 0.5 m
  panjang (l) = 0.5 m

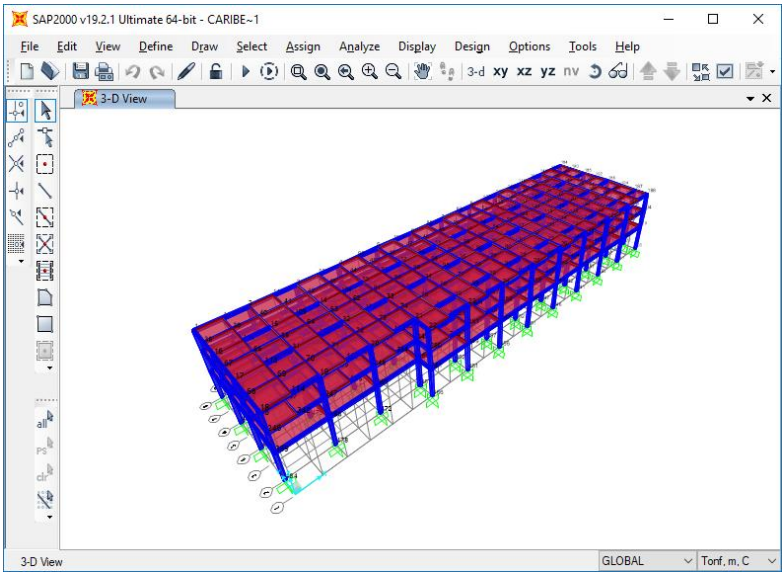
- pelat lantai 1
  mutu beton (f'_c) = 30 MPa
  tebal (d) = 0.15 m

- pelat lantai 2
  mutu beton (f'_c) = 30 MPa
  tebal (d) = 0.2 m

- pelat lantai 3
  mutu beton (f'_c) = 30 MPa
  tebal (d) = 0.5 m

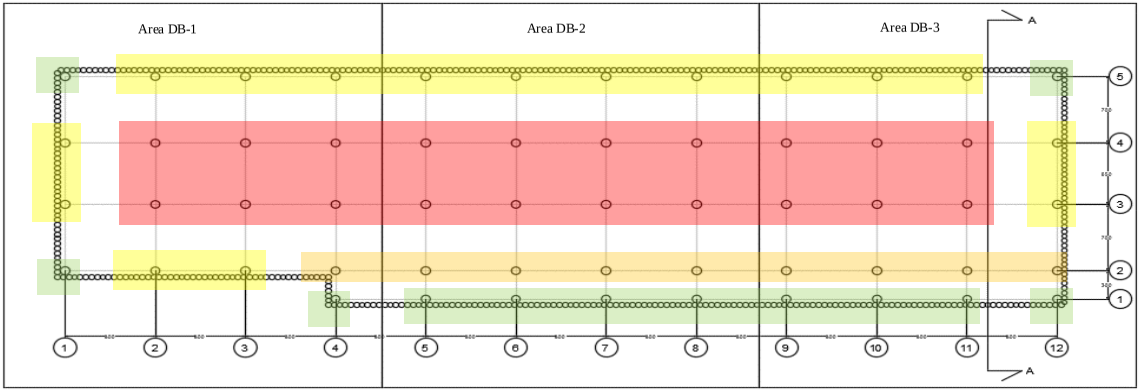
Selain itu, untuk permodelan gempa, digunakan metode respon spektrum. Nilai Ss dan S1 untuk kota Surabaya berturut turut adalah 0.7 dan 0.25. Kemudian untuk kombinasi pembebanan juga digunakan beberapa kombinasi sesuai dengan SNI 2847-2012, serta tambahan kombinasi 1D + 1L untuk perencanaan daya dukung pondasi. Gambar 6.3 menampilkan proyeksi 3 dimensi dari permodelan struktur *basement* pada program bantu SAP2000.

a. Kombinasi 1 = 1.4D
b. Kombinasi 2 = 1.2D + 1.6L
c. Kombinasi 3 = 1.2D + 1L + 1G-Y + 0.3G-X
d. Kombinasi 4 = 1.2D + 1L + 1G-X + 0.3G-Y
e. Kombinasi 5 = 1D + 1L



Gambar 6.3 Proyeksi 3D Permodelan *Basement*

Perencanaan kebutuhan pondasi akan dibedakan menurut area titik bor dan zona reaksi. Zona reaksi dibedakan menurut reaksi perletakan yang seragam satu sama lainnya, sehingga perencanaan akan menjadi lebih efisien. Gambar 6.4 menampilkan pembagian area dan zonanya sementara Tabel 6.2 adalah rekapitulasi reaksi perletakan untuk setiap kombinasi.



Gambar 6.4 Pembagian Area Titik Bor dan Zona Reaksi Perletakan

Tabel 6.2 Proyeksi 3D Permodelan *Basement*

Kombinasi	Zona 1			Zona 2			Zona 3			Zona 4		
	Pu	Mx	My	Pu	Mx	My	Pu	Mx	My	Pu	Mx	My
	ton	tonm	tonm	ton	tonm	tonm	ton	tonm	tonm	ton	tonm	tonm
1.4D	209.419	0.25612	0.03553	147.803	-0.45238	-0.01146	119.8336	0.86676	-0.08362	71.682	-0.67258	-0.10091
1D + 1L	393.2868	0.49233	0.07254	273.9638	-0.86047	-0.01804	219.2858	1.65661	-0.16765	126.7895	-1.29116	-0.20506
1.2D + 1.6L	569.4248	0.71455	0.10591	396.1126	-1.2475	-0.02558	316.6191	2.40293	-0.24436	182.3826	-1.87369	-0.29926
1.2D + 1L + 1G-Y + 0.3G-X	423.233	1.14844	0.44238	295.4355	-0.30918	0.34037	236.685	2.37933	0.19749	137.6066	-0.78956	0.12491
1.2D + 1L + 1G-X + 0.3G-Y	423.2236	0.88614	0.73838	295.2829	-0.56994	0.62773	236.1247	1.18153	-0.55669	137.3664	-1.03276	0.39622

6.3. Perencanaan Pondasi *Group Pile*

Pada pembangunan struktur *basement* kali ini, direncanakan menggunakan pondasi dalam dengan menggunakan *spun pile*. Untuk menghindari kerusakan pada bangunan sekitar, maka proses instalasi *spun pile* harus menggunakan metode yang tidak menimbulkan getaran yang besar. Oleh karena itu, proses instalasi *spun pile* akan dilaksanakan dengan menggunakan metode injeksi seperti yang ditampilkan pada Gambar 6.5.

Gambar 6.5 Proses Injeksi *Spun Pile*

Berikut ini adalah contoh perhitungan *group pile* pada area yang menggunakan data tanah berdasarkan titik bor DB-1 dan berada di zona berwarna merah, yaitu zona yang memiliki nilai reaksi perletakan paling besar.

6.3.1. Menentukan Jumlah Tiang Minimum

Beban aksial (P_u)	= 393.28 ton
Diameter *pile*	= 0.6 m
Kedalaman *pile*	= 25 m
Q_u	= 185.62 ton
SF	= 3

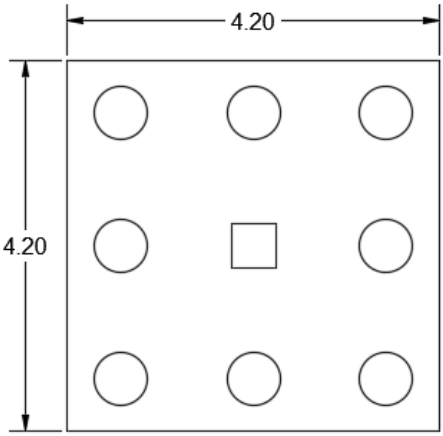
P_{ijin} = Q_u / SF
= 185.62 / 3 = 61.87 ton

Jumlah tiang minimum = P_u / P_{ijin}
= 393.28 / 61.87
= 6.35 = 7 buah

6.3.2. Konfigurasi Tiang

Gambar 6.7 mengilustrasikan konfigurasi *pile* dan dimensi *pilecap* nya.

Diameter *pile*	= 0.6 m	
Jarak arah X	= 2.5D	= 1.5 m
Jarak arah Y	= 2.5D	= 1.5 m
Jarak *pile* ke tepi	= D	= 0.6 m
Jumlah *pile* arah X	= 3 buah	
Jumlah *pile* arah Y	= 3 buah	
Total *pile*	= 8 buah	
Lebar *pilecap*	= 0.6 + 1.5 + 1.5 + 0.6	
	= 4.2 m	
Lebar *pilecap*	= 0.6 + 1.5 + 1.5 + 0.6	
	= 4.2 m	



Gambar 6.6 Konfigurasi *Pile* dan Dimensi *Pilecap*

6.3.3. Perhitungan Efisiensi *Group Pile*

Jari-jari *pile* (ϕ) = 0.6 / 2 = 0.3 m
Jarak antar *pile* (S) = 1.5 m
Jumlah *pile* arah X (m) = 3 buah
Jumlah *pile* arah Y (n) = 3 buah

$$\mu = 1 - \frac{\arctan\left({}^{\phi}/_{S}\right)}{90^{\circ}}\left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

$$\mu = 1 - \frac{\arctan\left({}^{0.3}/_{1.5}\right)}{90^{\circ}}\left(2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{3}\right) = 0.83$$

$P_{ijin\ 1\ tiang}$ = P_{ijin} * μ
= 61.87 * 0.83
= 51.5 ton

Jumlah tiang minimum = P_u / $P_{ijin\ 1\ tiang}$
= 393.28 / 51.5
= 7.64 = 8 buah

Hasil jumlah tiang minimum setelah tereduksi oleh nilai efesiensi tidak lebih besar dari jumlah *pile* pada perencanaan konfigurasi, sehingga dimensi *pilecap* diatas dapat digunakan.

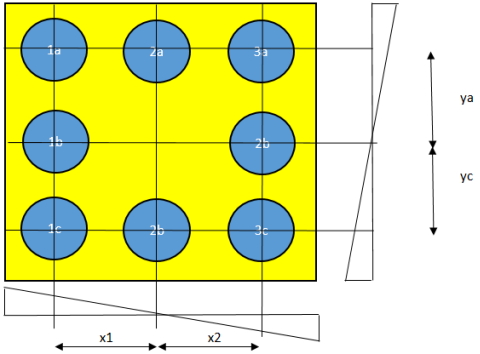
6.3.4. Beban Yang Diterima Pada Tiap *Pile*

Tabel 6.3 menampilkan rekapitulasi beban yang diterima pada setiap *pile* akibat dari gaya aksial dan momen yang terjadi. Gambar 6.7 adalah ilustrasi jarak-jarak x dan y.

x_1 = 1.5 m
x_2 = 0 m
x_3 = 1.5 m
Σnx^2 = 4.5 m^2
y_a = 1.5 m
y_b = 0 m
y_c = 1.5 m
Σny^2 = 4.5 m^2

Tabel 6.3 Rekapitulasi Beban yang Diterima *Pile*

No. Tiang	V/n	My	xi	Σ nx^2	Mx	yi	Σ ny^2	Pmax	Pmin	Pijin	Kontrol
P1a	49.16085	0.73838	1.5	4.5	1.14844	1.5	4.5	49.78979	48.53191	51.506	OK
P1b	49.16085	0.73838	1.5	4.5	1.14844	0	4.5	49.40698	48.91472	51.506	OK
P1c	49.16085	0.73838	1.5	4.5	1.14844	1.5	4.5	49.78979	48.53191	51.506	OK
P2a	49.16085	0.73838	0	4.5	1.14844	1.5	4.5	49.54366	48.77804	51.506	OK
P2b	49.16085	0.73838	0	4.5	1.14844	0	4.5	49.16085	49.16085	51.506	OK
P3a	49.16085	0.73838	1.5	4.5	1.14844	1.5	4.5	49.78979	48.53191	51.506	OK
P3b	49.16085	0.73838	1.5	4.5	1.14844	0	4.5	49.40698	48.91472	51.506	OK
P3c	49.16085	0.73838	1.5	4.5	1.14844	1.5	4.5	49.78979	48.53191	51.506	OK



Gambar 6.7 Jarak-Jarak x dan y

6.3.5. Kontrol Kekuatan Profil *Pile*

Berdasarkan brosur yang diterbitkan oleh PT. Wijaya Karya (Gambar 6.8), direncanakan tiang pancang beton dengan spesifikasi sebagai berikut:

Diameter = 0.6 m
Tebal dinding = 0.1 m
Mutu beton (f'_c) = 40 MPa
Kelas = B
P_{allow} = 238.3 ton
M_{crack} = 25 tm

Classification

Outside Diameter (mm)	Wall Thickness (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm2)	Unit Weight (Kg/m)	Length (m)	Bending Moment Crack (Ton.m)	Bending Moment Ultimate (Ton.m)	Allowable Axial Load (Ton)
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
		C				12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.90
		C				17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1571	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
		C				29.00	58.00	229.50

Gambar 6.8 Spesifikasi Tiang *Spun Pile* PT. Wijaya Karya

a. Kontrol beban aksial

P_{allow} > P_{beban}
238.3 > 49.79 (OK)

b. Kontrol defleksi

E $= 4700\sqrt{f'_c}$

$= 4700\sqrt{40}$ $= 29725$ MPa

$= 297254$ kg/cm^2

I $= 1/64\ \pi\ (D_2 - D_1)^4$

$= 1/64\ \pi\ (60 - 40)^4$ $= 510509$ cm^4

Berdasarkan grafik pada Gambar 6.9, untuk jenis tanah *silt and clay* dengan konsistensi *soft*, diperoleh:

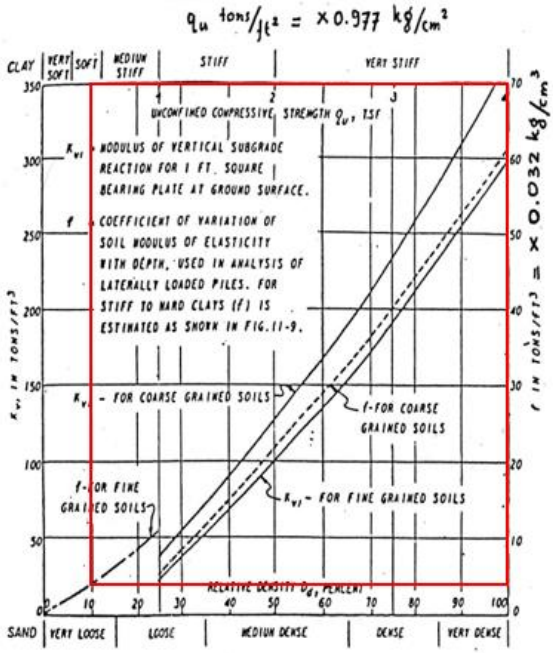
f $= 0.128$ kg/cm^3

T $= \sqrt[5]{\frac{EI}{f}} = \sqrt[5]{\frac{297254*510509}{0.128}} = 2.59$ m

L/T $= 25 / 2.59$ $= 9.62$

L/T pakai $= 10$

Z $= 0$



Gambar 6.9 Grafik nilai f

Berdasarkan grafik pada Gambar 6.10, diperoleh nilai-nilai berikut:

F_m = 0.87

F_δ = 0.94

P = P_h / n

= 43.79 / 8 = 6223.7 kg

δ_p = $F_\delta \left(\frac{PT^3}{EI}\right) = 0.94 \left(\frac{6223.7*2.59^3}{EI}\right)$

= 0.677 cm

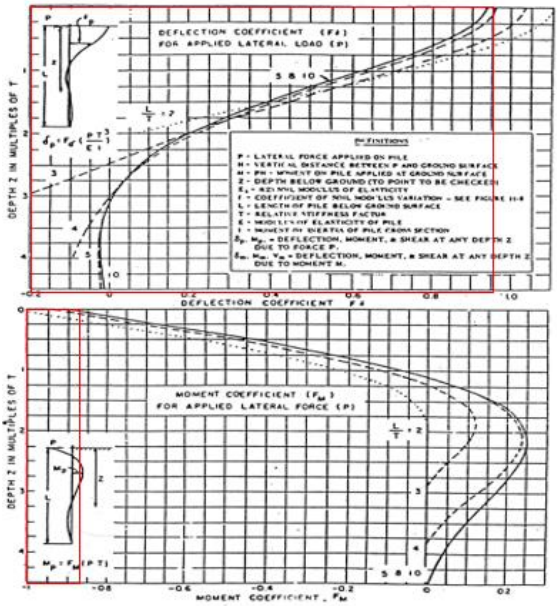
Defleksi yang terjadi adalah 0.677 cm, lebih kecil dari defleksi maksimum pada *pile* yang disyaratkan yaitu 1 inch atau 2.54 cm.

c. Kontrol momen *crack*

M_{pmax} = P * F_m * T

= 6223.7 * 0.87 * 2.59 = 14072 kgm

= 14.072 tm



Gambar 6. 10 Grafik nilai F_δ dan F

Momen yang terjadi adalah 14.072 tm, lebih kecil dari M_{crack} maksimum *spun pile* yaitu 25 tm. Untuk perhitungan jumlah tiang pada area bor dan zona lainnya, dapat dilihat perhitungannya pada Lampiran 5 pada halaman 143. Tabel 6.4 adalah rekapitulasi dari jumlah jumlah tiang per area bor dan zona, sementara Tabel 6.5 adalah perhitungan rencana anggaran biaya untuk jumlah tiang yang digunakan.

Tabel 6.4 Rekapitulasi Jumlah Jumlah Tiang per Area Bor dan Zona

Area Bor	Zona 1			Zona 2			Zona 3			Zona 4		
	Dia.	Depth	nPile	Dia.	Depth	nPile	Dia.	Depth	nPile	Dia.	Depth	nPile
	m	m	pcs	m	m	pcs	m	m	pcs	m	m	pcs
Area DB-1	0.6	24.5	8	0.6	24.5	6	0.6	24	5	0.6	23.5	4
Area DB-2	0.6	24.5	8	0.6	24.5	6	0.6	24	5	0.6	23	4
Area DB-3	0.6	22.5	8	0.6	22	6	0.6	22	5	0.6	21	4

Tabel 6.5 Harga Konstruksi *Group Pile*

Zona	Area Bor	Jumlah Titik	Tiang per titik	Panjang Tertanam	Panjang Tiang Total	Kebutuhan Jml. Tiang	Harga Tiang	Biaya Pancang	Biaya Sambungan Las	Harga Total
		n	n	meter	meter	pcs	Rp/16m	Rp/m	Rp/titik	Rp
Zona 1	DB-1	6	8	24.5	1176	74	Rp 6,700,000.00	Rp 96,237.00	Rp 672,552.00	Rp 658,071,008.00
	DB-2	8	8	24.5	1568	98	Rp 6,700,000.00	Rp 96,238.00	Rp 672,552.00	Rp 872,738,728.00
	DB-3	6	8	22.5	1080	68	Rp 6,700,000.00	Rp 96,239.00	Rp 672,552.00	Rp 604,599,104.00
Zona 2	DB-1	1	6	24.5	147	10	Rp 6,700,000.00	Rp 96,237.00	Rp 672,552.00	Rp 87,199,807.00
	DB-2	4	6	24.5	588	37	Rp 6,700,000.00	Rp 96,238.00	Rp 672,552.00	Rp 328,699,816.00
	DB-3	4	6	22	528	33	Rp 6,700,000.00	Rp 96,239.00	Rp 672,552.00	Rp 293,435,856.00
Zona 3	DB-1	7	5	24	840	53	Rp 6,700,000.00	Rp 96,237.00	Rp 672,552.00	Rp 470,911,784.00
	DB-2	4	5	24	480	30	Rp 6,700,000.00	Rp 96,238.00	Rp 672,552.00	Rp 266,698,248.00
	DB-3	5	5	22	550	35	Rp 6,700,000.00	Rp 96,239.00	Rp 672,552.00	Rp 310,298,218.00
Zona 4	DB-1	3	4	23.5	282	18	Rp 6,700,000.00	Rp 96,237.00	Rp 672,552.00	Rp 159,172,218.00
	DB-2	4	4	23	368	23	Rp 6,700,000.00	Rp 96,238.00	Rp 672,552.00	Rp 204,311,728.00
	DB-3	5	4	21	420	27	Rp 6,700,000.00	Rp 96,239.00	Rp 672,552.00	Rp 238,806,732.00
Total										**Rp4,494,943,247.00**

6.3.6. Perencanaan *Pilecap*

Data perencanan:

Lebar *pilecap*	= 4.2 m
Panjang *pilecap*	= 4.2 m
Tebal *pilecap*	= 1 m
Diameter *pile*	= 0.6 m
Jumlah *pile* (n)	= 8 buah
Beban non-faktor (P_n)	= 393.23 ton
Beban berfaktor (P_u)	= 569.42 ton
P_{allow} *pile*	= 238.3 ton
Mutu beton (f'_c)	= 40 MPa
Mutu baja (f_y)	= 250 MPa

W_n *pilecap* $= \gamma_{beton} *$ vol. *pilecap*

$= 2.4 * (4.2 * 4.2 * 1)$

$= 42.336$ ton

P_n *pilecap* $= \frac{P_n + W_n pilecap}{n}$

$= \frac{393.23 + 42.336}{8}$

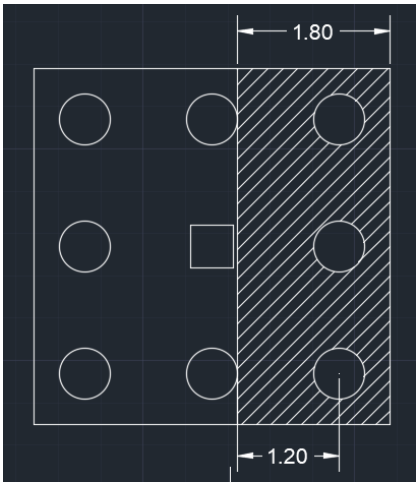
$= 54.453$ ton

P_n *pilecap* < P_{allow} *pile* (OK)

Asumsi dia. Tulangan	= D32	
Ag	= ¼ π D^2	= 804.25 mm^2
Selimut	= 75 mm	
d	= H *pilecap* – selimut – $1/2D_{tul}$	
	= 0.909 m	

1. Desain tulangan lentur

Gambar 6.11 adalah ilustrasi daerah kritis (*critical section*) pada *pilecap* dengan 8 *pile*.



Gambar 6.11 Luasan Daerah Kritis *Pilecap*

P_u *pilecap* $= \frac{P_u + 1.2 W_n pilecap}{n}$

$= \frac{569.42 + 1.2(42.336)}{8}$

= 77.529 ton

M_u = nP_u *pilecap*X – W_uX

= 3*77.529*1.2 – 2.4*1.2*4.2*1.8/2

= 268.22 tm

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

$= \frac{268.22}{0.9*4200*909^2}$ = 0.0859 MPa

m $= \frac{f_y}{0.85 f'_c}$

$= \frac{250}{0.85*40}$ = 7.35

ρ $= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right)$

$= \frac{1}{7.35}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(7.35)(0.0859)}{250}}\right)$

= 0.0003

ρ_{min} = 1.4 / f_y
= 1.4 / 250 = 0.0056
P_{pakai} = 0.0056

Menghitung A_s perlu:
A_s perlu = ρbd
= 0.0056 * 4200 * 909 = 22519 mm^2
S_{max} = 450 mm (SNI 03-2847-2013)
$n_{tulangan}$ = A_s / Ag
= 22519 / 804.25 = 28 buah
$S_{tulangan}$ = $B_{pilecap}$ / $n_{tulangan}$
= (4200 – 75*2) / 28 = 144.6 mm
= 145 mm

Maka dipasang tulangan lentur pada *pilecap* dengan konfigurasi 28 D32-145.

2. Desain tulangan bagi

Dibutuhkan luasan tulangan untuk penulangan bagi yaitu setengah dari luasan penulangan lentur

A_s perlu = 50% * A_s lentur
= 50% * 22519
= 10690 mm^2
S_{max} = 450 mm (SNI 03-2847-2013)
$n_{tulangan}$ = A_s / Ag
= 10690 / 804.25 = 13.29 buah
= 14 buah
$S_{tulangan}$ = $B_{pilecap}$ / $n_{tulangan}$
= (4200 – 75*2) / 14 = 289.28 mm
= 290 mm

Maka dipasang tulangan bagi pada *pilecap* dengan konfigurasi 14 D32-290.

3. Desain tulangan geser

V_u = P_u = 5695.2 kN
V_c = 1/6 * $\sqrt{f'_c}$bd

$= 1/6 \sqrt{40} * 4200 * 909$
$= 18109$ kN

Karena nilai $V_u < V_c$, maka tidak diperlukan penulangan geser, namun untuk mengikat tulangan lentur dan bagi, tetap dipasang tulangan geser praktis dengan dimensi $\phi 12$.

Untuk perhitungan *group pile* dengan konfigurasi jumlah *pile* dan dimensi *pilecap* lainnya dapat dilihat pada Lampiran 6 halaman 155.

6.3.7. Rencana Anggaran Biaya

Tabel 6.6 merupakan hasil rekapitulasi dari perhitungan rencana anggaran biaya untuk *pilecap*.

Tabel 6.6 Harga Konstruksi *Pilecap*

Jenis Pilecap	Jumlah Pilecap	Volume Beton per Pilecap	Total Volume Beton	Berat Tulangan per	Total Berat Tulangan	Harga Satuan Beton	Harga Satuan Tulangan	Total
	n	m3	m3	kg	kg	Rp/m3	Rp/kg	Rp
8 tiang	20	17.64	352.8	265.16047	5303.209	Rp1,381,964	Rp 16,826	Rp 576,788,702
6 tiang	9	11.34	102.06	202.02703	1818.243	Rp1,381,964	Rp 16,826	Rp 171,637,007
5 tiang	16	11.56	184.96	189.40034	3030.405	Rp1,381,964	Rp 16,826	Rp 306,597,663
4 tiang	12	7.29	87.48	151.52027	1818.243	Rp1,381,964	Rp 16,826	Rp 151,487,972
Total								Rp1,206,511,343

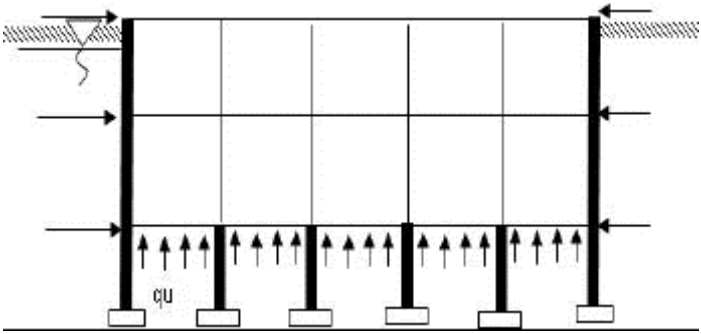
6.4. Perencanaan Lantai *Basement*

Lantai *basement* akan di desain ketebalan serta kebutuhan penulangannya agar kuat dan dapat menahan gaya *uplift* yang dapat mengangkat struktur *basement* kearah atas. Berikut ini adalah perhitungan dari gaya *uplift* yang terjadi dibawah struktur *basement*.

6.4.1. Kontrol Gaya *Uplift*

Gaya *uplift* adalah gaya angkat oleh air yang terjadi pada bagian bawah struktur *basement*. Perhitungan dilakukan dengan

mengurangi berat struktur dengan besar gaya angkat yang terjadi. Berat struktur didapatkan melalui permodelan struktur pada program bantu SAP2000, sedangkan besar gaya *uplift* diperoleh dengan mengalikan berat jenis air dengan ketinggian *head* air dan luasan daerah lantai *basement* yang kontak langsung dengan air. Gambar 6.12 adalah ilustrasi gaya *uplift* yang terjadi pada struktur *basement*. Berikut perhitungan kontrol gaya *uplift*.



Gambar 6.12 Ilustrasi Gaya *Uplift* pada *Basement*

Posisi M.A.T	= -1 m
Tinggi galian	= 8 m
Head air	= 7 m
Berat struktur	= 14849.4 ton
Luas lantai	= 1996 m^2

Uplift $= \gamma_w$ * *head* * A
= 1 * 7 * 1996
= 13972 ton

Dari perhitungan diperoleh bahwa gaya *uplift* yang terjadi lebih kecil dari berat struktur, sehingga disimpulkan struktur tidak terangkat ke atas akibat gaya angkat air. Sedangkan untuk kontrol gaya yang menentukan untuk perencanaan tiang pancang adalah ditentukan sebagai berikut:

Jumlah *pile* = 338 buah
Gaya tarik pada *pile* = *Uplift* / Jumlah *pile*
= 13972 / 338
= 41.34 ton

Gaya tarik yang terjadi pada setiap *pile* akibat gaya angkat air adalah 41.34 ton, sedangkan gaya tekan terkecil yang di pikul oleh *pile* menurut Tabel 6.2 adalah sebesar 137.36 ton, sehingga gaya tekan lebih menentukan dalam seluruh perencanaan tiang pancang.

6.4.2. Perencanaan Penulangan Pelat Lantai

Pada pelat lantai, beban yang bekerja pada pelat hanyalah beban dari berat mati beton itu sendiri serta beban akibat *uplift*. Beban kendaran sengaja tidak dimasukkan agar dapat memodelkan kondisi paling kritis saat *basement* dalam keadaan kosong. Berikut perhitungan penulangan pelat lantai.

Q_{uplift} = γ_w * *head*
= 1 * 7 = 7 t/m^2
W_{beton} = γ_{beton} * H_{pelat}
= 2.4 * 1 = 2.4 t/m^2

Kombinasi pembebanan menggunakan 1.4D karena tidak ada beban hidup akibat kendaraan.

DL = 2.4 t/m^2
LL = 0 t/m^2
Q_{total} = 1.4D – Q_{uplift}
= 1.4 (2.4) – 7
= -3.64 t/m^2

Beban yang terjadi pada pelat berlawanan dengan gravitasi sehingga posisi tulangan lentur nantinya akan terletak pada bagian atas pelat. Namun akan tetap dipasang tulangan 2 sisi demi alasan konstruksial. Kemudian perhitungan kebutuhan tulangan akan dibagi per dimensi pelat lantainya, berikut contoh perhitungan pada pelat lantai dengan dimensi 8 x 7 meter:

B_{pelat} = 7 m
L_{pelat} = 8 m
H_{pelat} = 500 mm
B_{balok} = 30 cm
f'_c = 40 MPa
f_y = 250 MPa
Tulangan = D13
Selimut = 75 mm
dx = H_{pelat} – Selimut – ½ D
= 500 – 75 – ½ (13) = 418.5 mm
dy = H_{pelat} – Selimut – D – ½ D
= 500 – 75 – 13 – ½ (13) = 405.5 mm
β_1 $= 0.85 - 0.05\frac{(f'c-28)}{7}$
$= 0.85 - 0.05\frac{(40-28)}{7} = 0.7643$
Lx = 670 cm
Ly = 770 cm
β = Ly / Lx = 1.2 (two-way slab)

Dengan menggunakan koefisien momen pada PBI 1971 Tabel 13.3.1 (Gambar 6.13), didapatkan persamaan momen untuk nilai β = 1 yaitu sebagai berikut:

Mlx = $0.001*qlx^2*X$
Mtx = $0.001*qlx^2*X$
Mly = $-0.001*qlx^2*X$
Mty = $-0.001*qlx^2*X$

Tabel 13.3.1

Momen di dalam pelat persegi yang menumpu pada keempat tepinya akibat beban terbagi rata

	l_y/l_x	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	>2,5
I	Mlx = +0,001 qlx^2 X	44	52	59	66	73	78	84	88	93	97	100	103	106	108	110	112	125
	Mly = +0,001 qlx^2 X	44	45	45	44	44	43	41	40	39	38	37	36	35	34	33	32	25
II	Mlx = +0,001 qlx^2 X	21	25	28	31	34	36	37	38	40	40	41	41	41	42	42	42	42
	Mly = +0,001 qlx^2 X	21	21	20	19	18	17	16	14	13	12	12	11	11	11	10	10	8
	Mtx = -0,001 qlx^2 X	52	59	64	69	73	76	79	81	82	83	83	83	83	83	83	83	83
	Mty = -0,001 qlx^2 X	52	54	56	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57
III	Mlx = +0,001 qlx^2 X	28	33	38	42	45	48	51	53	55	57	58	59	59	60	61	61	63
	Mly = +0,001 qlx^2 X	28	28	28	27	26	25	23	23	22	21	19	18	17	17	16	16	13
	Mtx = -0,001 qlx^2 X	68	77	85	92	98	103	107	111	113	116	118	119	120	121	122	122	125
	Mty = -0,001 qlx^2 X	68	72	74	76	77	77	78	78	78	78	79	79	79	79	79	79	79
IVA	Mlx = +0,001 qlx^2 X	22	28	34	42	49	55	62	68	74	80	85	89	93	97	100	103	125
	Mly = +0,001 qlx^2 X	32	35	37	39	40	41	41	41	41	40	39	38	37	36	35	35	25
	Mty = -0,001 qlx^2 X	70	79	87	94	100	105	109	112	115	117	119	120	121	122	123	123	125
IVB	Mlx = +0,001 qlx^2 X	32	34	36	38	39	40	41	41	42	42	42	42	42	42	42	42	42
	Mly = +0,001 qlx^2 X	22	20	18	17	15	14	13	12	11	10	10	10	9	9	9	9	8
	Mtx = -0,001 qlx^2 X	70	74	77	79	81	82	83	84	84	84	84	84	83	83	83	83	83
VA	Mtx = +0,001 qlx^2 X	31	38	45	53	60	66	72	78	83	88	92	96	99	102	105	108	125
	Mly = +0,001 qlx^2 X	37	39	41	41	42	42	41	41	40	39	38	37	36	35	34	33	25
	mty = -0,001 qlx^2 X	84	92	99	104	109	112	115	117	119	121	122	122	123	123	124	124	125
VB	Mlx = +0,001 qlx^2 X	37	41	45	48	51	53	55	56	58	59	60	60	60	61	61	62	63
	Mly = +0,001 qlx^2 X	31	30	28	27	25	24	22	21	20	19	18	17	17	16	16	15	13
	Mtx = -0,001 qlx^2 X	84	92	98	103	108	111	114	117	119	120	121	122	122	123	123	124	125
VIA	Mlx = +0,001 qlx^2 X	21	26	31	36	40	43	46	49	51	53	55	56	57	58	59	60	63
	Mly = +0,001 qlx^2 X	26	27	28	28	27	26	25	23	22	21	21	20	20	19	19	18	13
	Mtx = -0,001 qlx^2 X	55	65	74	82	89	94	99	103	106	110	114	116	117	118	119	120	125
	Mty = -0,001 qlx^2 X	60	65	69	72	74	76	77	78	78	78	78	78	78	78	78	79	79
VIB	Mlx = +0,001 qlx^2 X	26	29	32	35	36	38	39	40	40	41	41	42	42	42	42	42	42
	Mly = +0,001 qlx^2 X	21	20	19	18	17	15	14	13	12	12	11	11	10	10	10	10	8
	Mtx = -0,001 qlx^2 X	60	66	71	74	77	79	80	82	83	83	83	83	83	83	83	83	83
	Mty = -0,001 qlx^2 X	55	57	57	57	58	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57

——— = Terletak bebas

- - - - - = Terjepit penuh

Gambar 6.13 Nilai Momen Suatu Pelat Persegi Terhadap Tipe Tumpuannya Pada Balok
(Sumber: PBI 1971)

1. Penulangan tumpuan dan lapangan arah X

Nilai X

Mlx (+) = 28

Mtx (-) = 64

X pakai = 64

β = 1

Mlx = 10.46 tm

= $1.04*10^8$ Nmm

$$\rho b = \frac{0.85\beta_1 f'c}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$$

$$= \frac{0.85(0.76)(40)}{250}\left(\frac{600}{600+250}\right) = 0.0734$$

ρmax = 0.75ρb

= 0.05503

Maka digunakan batas

ρmax = 0.025 (SNI 03 2847-2013)
ρmin = 0.002 (SNI 03 2847-2013)

m $= \frac{fy}{0.85f'c}$

$= \frac{250}{0.85(40)}$ = 7.35

Rn $= \frac{M_u}{\phi bd^2}$

$= \frac{1.04*108}{(0.75)(1000)(418.5)^2}$ = 0.796

ρ $= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right)$

$= \frac{1}{7.35}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(7.35)(0.796)}{250}}\right)$

= 0.00322

Maka digunakan ρ = 0.00322

A_s perlu = ρbdx
= 0.0032*1000*418.5 = 1348.7 mm^2
S_{max} = 450 mm (SNI 03 2847-2013)
$n_{tulangan}$ = 10.16 = 11 buah
$S_{tulangan}$ = 90.9 = 95 mm
A_s pasang = 1460.06 mm^2

Maka digunakan konfigurasi tulangan 11 D13-95 per meternya.

2. Penulangan tumpuan dan lapangan arah Y

Nilai X
Mlx (+) = 20
Mtx (-) = 56
X pakai = 56

β = 1.2
Mlx = 9.15 tm
= $9.15*10^7$ Nmm

$$\rho b = \frac{0.85\beta_1 f'c}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$$

$$= \frac{0.85(0.76)(40)}{250}\left(\frac{600}{600+250}\right) = 0.0734$$

ρmax = 0.75ρb
= 0.05503

Maka digunakan batas
ρmax = 0.025 (SNI 03 2847-2013)
ρmin = 0.002 (SNI 03 2847-2013)

$$m = \frac{fy}{0.85f'c}$$

$$= \frac{250}{0.85(40)} = 7.35$$

$$Rn = \frac{M_u}{\phi bd^2}$$

$$= \frac{9.15*10^7}{(0.75)(1000)(405.5)^2} \quad = 0.74$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right)$$

$$= \frac{1}{7.35}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(7.35)(0.74)}{250}}\right)$$

$$= 0.003$$

Maka digunakan ρ = 0.003

A_s perlu = ρbdx
= 0.003*1000*405.5 = 1216.9 mm^2
S_{max} = 450 mm (SNI 03 2847-2013)
$n_{tulangan}$ = 11.27 = 12 buah
$S_{tulangan}$ = 83.3 = 85 mm
A_s pasang = 1592.79 mm^2

Maka digunakan konfigurasi tulangan 12 D13-85 per meternya.

Untuk perhitungan kebutuhan penulangan pelat lantai dengan dimensi lainnya, dapat dilihat pada Lampiran 7 hal. 159.

6.4.3. Rencana Anggaran Biaya Pelat Lantai

Tabel 6.7 adalah hasil perhitungan biaya yang diperlukan untuk membuat konstruksi pelat lantai pada masing-masing dimensinya.

Tabel 6.7 Harga Konstruksi Pelat Lantai

Dimensi Pelat	Jumlah Pelat	Volume Beton per Pelat	Total Volume Beton	Berat Tulangan per Pelat (2 sisi)	Total Berat Tulangan	Harga Satuan Beton	Harga Satuan Tulangan	Total
	n	m3	m3	kg	kg	Rp/m3	Rp/kg	Rp
8 x 8 m	22	32	704	47.92963	1054.452	Rp1,381,964	Rp 16,826	Rp 990,644,863
8 x 7.5 m	11	30	330	43.761836	481.3802	Rp1,381,964	Rp 16,826	Rp 464,147,823
8 x 3 m	8	12	96	29.174557	233.3965	Rp1,381,964	Rp 16,826	Rp 136,595,673
Total								Rp1,591,388,359

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VII
PENUTUP

7.1. Kesimpulan

Berdasarkan perencanaan yang telah dilakukan pada bab-bab sebelumnya, dapat ditarik kesimpulan-kesimpulan sebagai berikut:

1. Tanah pada lokasi proyek sebagian besar terdiri atas tanah lempung dengan konsistensi sangat lunak. Tanah dengan konsistensi medium rata-rata berada pada kedalaman 23 meter dibawah permukaan tanah. Kondisi muka air tanah yang tinggi juga mengakibatkan tekanan horizontal aktif yang besar sehingga membuat bertambah panjangnya dinding penahan tanah yang tertanam untuk mencapai kondisi setimbang. Sehingga panjang kedalaman dinding yang dibutuhkan yaitu 30.5 m.
   a. Dimensi *Tangent Pile* yang digunakan untuk perencanaan memiliki diameter 0.6 m dengan kedalaman penanaman -30.5 m dengan defleksi maksimum sebesar 0.433 cm. Konfigurasi penulangan tiap tiangnya yaitu 22 D16.
   b. Dimensi *Diapraghm Wall* yang digunakan untuk perencanaan memiliki tebal 0.8 m dengan kedalaman tanam -14 m, yang kemudian ditopang dengan *spun pile* hingga kedalaman -30.5 m dengan defleksi maksimum yang terjadi adalah 0.151 cm. Konfigurasi penulangannya adalah 11 D13-95 / meter untuk tulangan vertikal dan 4 D13-250 / meter untuk tulangan horizontal, dan tulangan dipasang di kedua sisi dinding.
   c. Dinding penahan jenis *PC Sheet Pile* tidak layak digunakan dalam perencanaan karena tidak dapat memenuhi kebutuhan kedalaman penanaman -30.5 m dikarenakan panjang profil yang kurang memadai, dimana profil terpanjang hanya mencapai 21 m,

sehingga *PC Sheet Pile* dieliminasi dari alternatif dinding penahan tanah untuk proyek ini.

2. Pondasi *basement* menggunakan pondasi *group pile* dimana tiang pancang dipasang dengan metode injeksi untuk meminimalisir getaran sehingga aman terhadap bangunan tua di sekitar lokasi proyek. Untuk jumlah tiang yang dibutuhkan untuk masing-masing titik perletakan dapat dilihat pada Tabel 6.4.. Desain *pilecap* direncanakan sesuai dengan jumlah tiang *group pile* yang ada di tiap perletakan, sehingga ada 4 dimensi *pilecap* yang telah dirancang, antara lain untuk yang bertiang 8, bertiang 6, bertiang 5, dan bertiang 4.
3. Pelat lantai direncanakan memiliki ketebalan 0.5 m. Berdasarkan perhitungan, diperoleh bahwa berat struktur telah mampu menahan gaya *uplift* yang terjadi pada dasar struktur *basement*.
4. Total biaya konstruksi untuk alternatif menggunakan dinding *Tangent pile* adalah sebesar Rp15.338.367.939,-, sementara untuk *Diapraghm Wall* adalah sebesar Rp13.010.132.966,-, sehingga dari segi ekonomis dipilih perencanaan alternatif dinding penahan tanah *Diapraghm Wall.*

7.2. Saran

Beberapa saran dari hasil perencanaan yang telah dilakukan adalah:

1. Data tanah yang digunakan untuk perencanaan sebaiknya menggunakan analisa laboratorium untuk menentukan parameter-parameter tanah yang dibutuhkan untuk perencanaan dibandingkan hanya menggunakan tabel untuk mengkorelasi.
2. Pada analisa stabilitas dinding disarankan untuk menggunakan metode perhitungan lainnya untuk kemudian dibandingkan untuk menentukan perencanaan yang paling akurat.

3. Diperlukan perencanaan lebih lanjut tentang gaya lateral yang mungkin terjadi akibat adanya beban gempa. Hal tersebut belum ditinjau didalam tugas akhir ini.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

Badan Standarisasi Nasional. (2008). **Cara Uji Penetrasi Lapangan Dengan SPT (SNI 4153:2008)**. Jakarta: BSNI.

Badan Standarisasi Nasional. (2012). **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2012)**. Jakarta: BSNI.

Badan Standarisasi Nasional. (2013). **Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2013)**. Jakarta: BSNI.

Bowles, J.E. (1996). **Foundation Analysis And Design**. Singapore: The McGraw-Hill Companies.

Das, B. M. (1995). **Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis) Jilid I. (N. Endah, & I. B. Mochtar, Trans.)** Surabaya: Erlangga.

Das, B. M. (1995). **Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis) Jilid II. (N. Endah, & I. B. Mochtar, Trans.)** Surabaya: Erlangga.

Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan. (1983). **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung**. Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.

Federal Highway Administration. (2006). **Soils And Foundations (Reference Manual – Volume II)**. Washington D.C.: U.S. Department of Transportation.

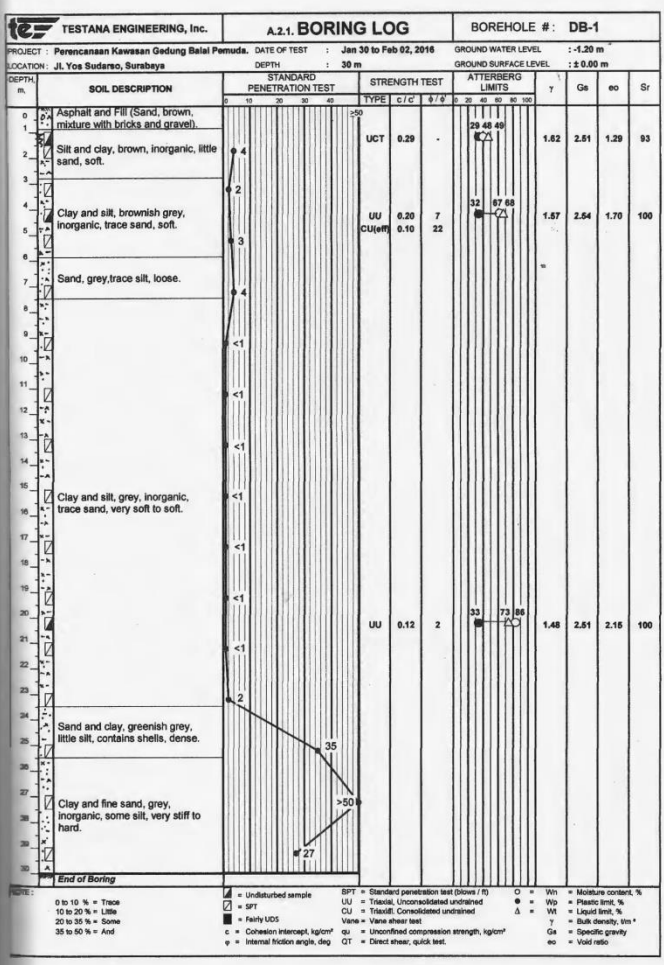
Ou, Chang-Yu. (2006). **Deep Excavation Theory and Practice**. Leiden: Taylor & Francis/ Balkema.

Wahyudi, Herman. (2013). **Daya Dukung Pondasi Dalam**. Surabaya: ITS.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

LAMPIRAN

Lampiran 1 Data Borelog DB-1



TESTANA ENGINEERING, Inc. | A.2.1. BORING LOG | BOREHOLE # : DB-1

PROJECT : Perencanaan Kawasan Gedung Balai Pemuda. DATE OF TEST : Jan 30 to Feb 02, 2016 GROUND WATER LEVEL : -1.20 m

LOCATION : Jl. Yos Sudarso, Surabaya DEPTH : 30 m GROUND SURFACE LEVEL : ± 0.00 m

DEPTH m.	SOIL DESCRIPTION	STANDARD PENETRATION TEST	STRENGTH TEST TYPE	c / c'	φ / φ'	ATTERBERG LIMITS	γ	Gs	eo	Sr
0	Asphalt and Fill (Sand, brown, mixture with bricks and gravel).									
1–2	Silt and clay, brown, inorganic, little sand, soft.	4	UCT	0.29	-	29 48 49	1.62	2.51	1.29	93
3		2								
4–5	Clay and silt, brownish grey, inorganic, trace sand, soft.	3	UU CU(eff)	0.20 0.10	7 22	32 67 68	1.57	2.54	1.70	100
6–7	Sand, grey,trace silt, loose.	4								
8–9	Clay and silt, grey, inorganic, trace sand, very soft to soft.	<1								
10–11		<1								
12–13		<1								
14–15		<1								
16–17		<1								
18–19		<1								
20–21		<1	UU	0.12	2	33 73 86	1.48	2.51	2.15	100
22–23		2								
24–25	Sand and clay, greenish grey, little silt, contains shells, dense.	35								
26–27	Clay and fine sand, grey, inorganic, some silt, very stiff to hard.	>50								
28–29		27								
30	End of Boring									

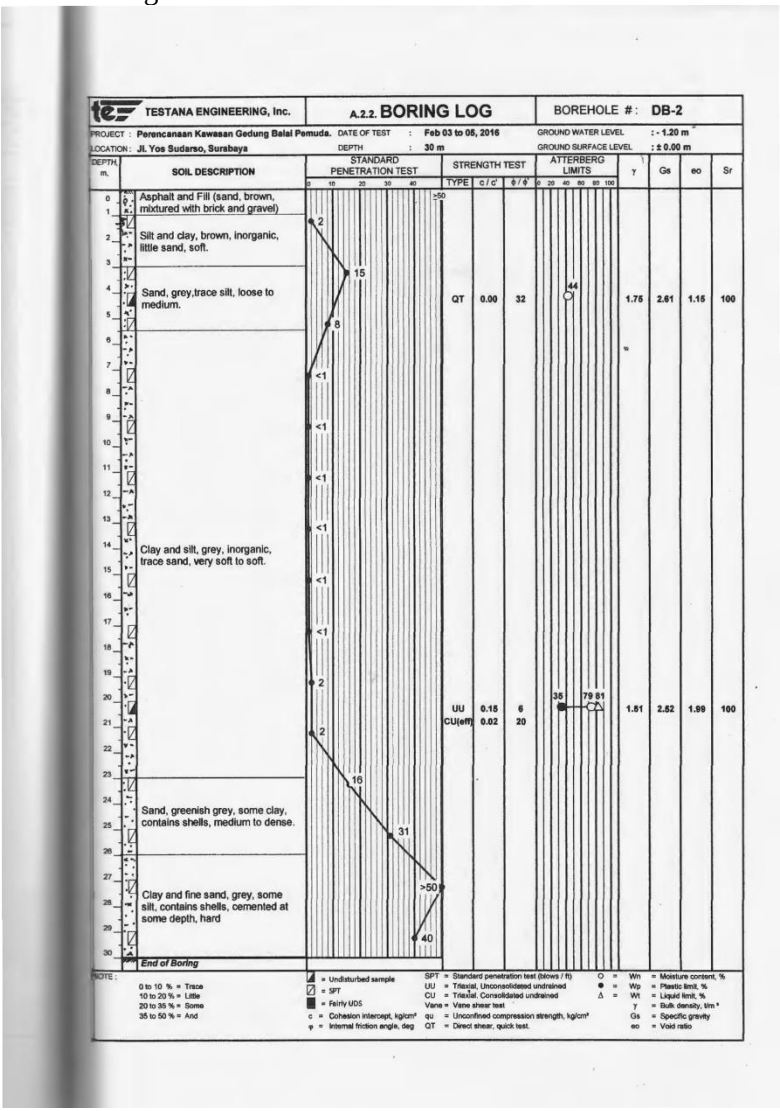
NOTE :
0 to 10 % = Trace
10 to 20 % = Little
20 to 35 % = Some
35 to 50 % = And

= Undisturbed sample
= SPT
= Fairly UDS
c = Cohesion intercept, kg/cm²
φ = Internal friction angle, deg

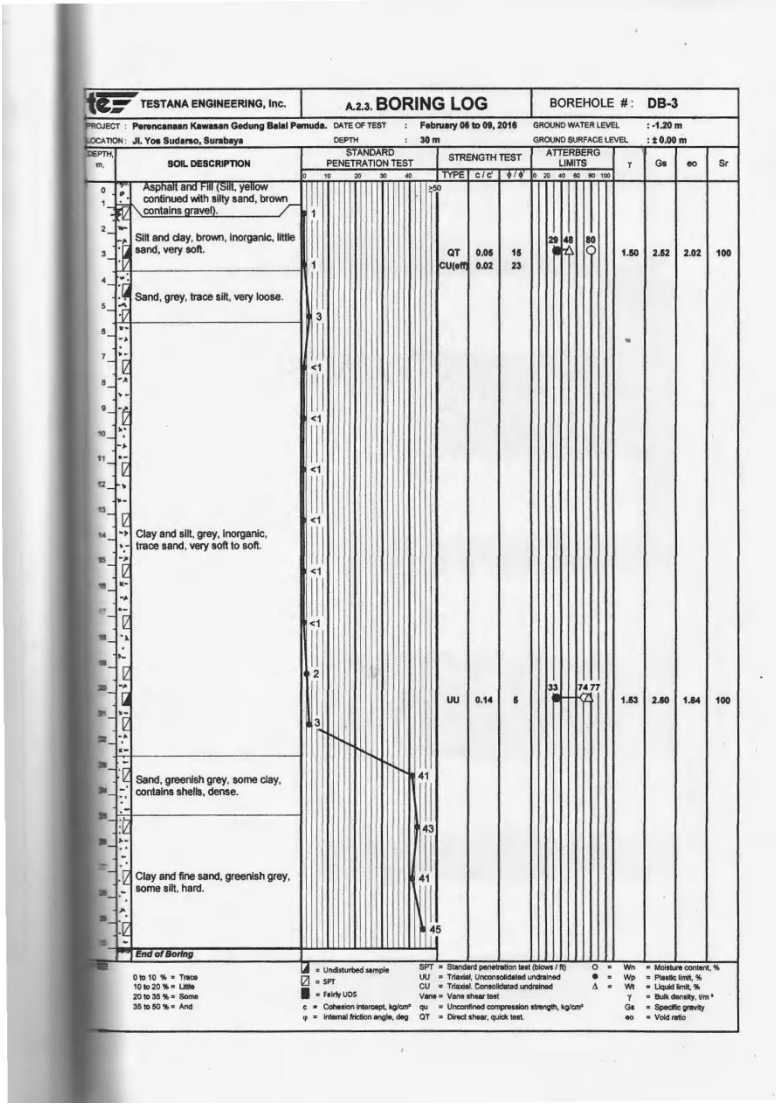
BPT = Standard penetration test (blows / ft)
UU = Triaxial, Unconsolidated undrained
CU = Triaxial, Consolidated undrained
Vane = Vane shear test
qu = Unconfined compression strength, kg/cm²
QT = Direct shear, quick test.

O = Wn = Moisture content, %
● = Wp = Plastic limit, %
Δ = Wl = Liquid limit, %
γ = Bulk density, t/m³
Gs = Specific gravity
eo = Void ratio

Data Borelog DB-2



Data Borelog DB-3



TESTANA ENGINEERING, Inc.

A.2.3. BORING LOG

BOREHOLE # : DB-3

PROJECT : Perencanaan Kawasan Gedung Balai Pemuda. DATE OF TEST : February 06 to 09, 2016 GROUND WATER LEVEL : -1.20 m

LOCATION : Jl. Yos Sudarso, Surabaya DEPTH : 30 m GROUND SURFACE LEVEL : ± 0.00 m

DEPTH, m.	SOIL DESCRIPTION	STANDARD PENETRATION TEST (0 10 20 30 40)	STRENGTH TEST TYPE	c / c'	φ / φ'	ATTERBERG LIMITS (0 20 40 60 80 100)	γ	Gs	eo	Sr
0–1	Asphalt and Fill (Silt, yellow continued with silty sand, brown contains gravel).	>50								
1–3	Silt and clay, brown, inorganic, little sand, very soft.	1, 1	QT CU(eff)	0.05 0.02	15 23	29 48 80	1.50	2.52	2.02	100
3–5	Sand, grey, trace silt, very loose.	3								
5–13		<1, <1, <1, <1								
13–21	Clay and silt, grey, inorganic, trace sand, very soft to soft.	<1, <1, <1, 2, 3	UU	0.14	5	33 74 77	1.53	2.60	1.84	100
21–27	Sand, greenish grey, some clay, contains shells, dense.	41, 43								
27–30	Clay and fine sand, greenish grey, some silt, hard.	41, 45								
30	End of Boring									

0 to 10 % = Trace
10 to 20 % = Little
20 to 35 % = Some
35 to 50 % = And

= Undisturbed sample
= SPT
= Fairly UDS
c = Cohesion intercept, kg/cm²
φ = Internal friction angle, deg

SPT = Standard penetration test (blows / ft)
UU = Triaxial, Unconsolidated undrained
CU = Triaxial, Consolidated undrained
Vane = Vane shear test
qu = Unconfined compression strength, kg/cm²
QT = Direct shear, quick test.

O = Wn = Moisture content, %
● = Wp = Plastic limit, %
Δ = Wl = Liquid limit, %
γ = Bulk density, t/m³
Gs = Specific gravity
eo = Void ratio

Lampiran 2 Analisa STDEV dan CV Borelog DB-1

DB-1	Jenis tanah	N	N rata-rata	STDEV	CV	Konsistensi	Cu	γ	ϕ
Depth		lapangan							
m					%		t/m2	t/m3	
0	Start of Boring								
0.5									
1	Silt and clay, brown	**4**	3	0.645497	21.517	Soft	2.5	1.71	21.67
1.5		4							
2		3							
2.5		3							
3	Clay and silt, brownish grey	**2**	2	0	8.839	Very soft	1	1.63	13.33
3.5		2							
4		3	3	0	10.758	Soft	2.5	1.71	21.67
4.5		3							
5		**3**							
5.5		3							
6	Sand, grey	4	3	1	19.185	Very loose	0	1.5	21
6.5		4							
7		**4**							
7.5		3							
8	Clay and silt, grey	3	1	0	26.816	Very soft	0.5	1.55	6.67
8.5		2							
9		**1**							
9.5		1							
10		1							
10.5		1							
11		**1**							
11.5		1							
12		1							
12.5		1							
13		**1**							
13.5		1							
14		1							
14.5		1							
15		**1**							
15.5		1							
16		1							
16.5		1							
17		**1**							
17.5		1							
18		1							
18.5		1							
19		**1**							
19.5		1							
20		1							
20.5		1							
21		**1**							
21.5		1							
22		2							
22.5		2							
23		**2**							
23.5	Sand and clay, greenish gray	10	19	8	43.421	Medium	0	1.91	32.7
24		19							
24.5		27							
25		**35**	37	3	7.167	Dense	0	1.93	37.75
25.5	Clay and fine sand, grey	39							
26		43	42	6	14.457	Hard	20	2	33.33
26.5		46							
27		**50**							
27.5		44							
28		39							
28.5		33							
29		**27**	27	0	0.000	Very stiff	13.5	2	29
29.5		27							
30		27							

Analisa STDEV dan CV Borelog DB-2

DB-2	Jenis tanah	N	N rata-	STDEV	CV	Konsistensi	Cu	γ	ϕ
Depth		lapangan	rata						
m					%		t/m2	t/m3	
0	Start of Boring								
0.5									
1	Silt and clay, brown	**2**	2	0	0.000	Very soft	1	1.63	0
1.5		5	7	2	32.830	Medium	3.5	1.62	0
2		9							
2.5		12	13	2.298097	17.678	Stiff	6.5	1.76	0
3		**15**							
3.5	Sand, grey	13	12	1.75	14.583	Medium	0	1.79	30.6
4		12							
4.5		10							
5		**8**	7	1.237437	17.678	Loose	0	1.75	29
5.5		6							
6	Clay and silt, grey	5	4	1.237437	30.936	Soft	2	1.6	0
6.5		3							
7		**1**	1	0.0533	5.330	Very soft	0.5	1.55	0
7.5		1							
8		1							
8.5		1							
9		**1**							
9.5		1							
10		1							
10.5		1							
11		**1**							
11.5		1							
12		1							
12.5		1							
13		**1**							
13.5		1							
14		1							
14.5		1							
15		**1**							
15.5		1							
16		1							
16.5		1							
17		**1**							
17.5		1							
18		2	2	0.196699	9.835	Very soft	1	1.63	0
18.5		2							
19		**2**							
19.5		2							
20		2							
20.5		2							
21		**2**							
21.5		6	7	2	35.355	Medium	3.5	1.62	0
22		9							
22.5		13	20	6	29.254	Medium	0	1.93	33
23	Sand and clay, greenish gray	**16**							
23.5		20							
24		24							
24.5		27							
25		**31**	41	8	18.318	Dense	0	2.03	38.75
25.5		36							
26		41							
26.5	Clay and fine sand, grey	45							
27		**50**							
27.5		48	43	3	7.752	Hard	20	2	0
28		46							
28.5		44							
29		**40**							
29.5		40							
30		40							

Analisa STDEV dan CV Borelog DB-3

DB-3	Jenis tanah	N	N rata-	STDEV	CV	Konsistensi	Cu	γ	ϕ
Depth		lapangan	rata						
m					%		t/m2	t/m3	
0	Start of Boring								
0.5									
1	Silt and clay, brown	**1**	1	0.204124	20.41241	Very soft	0.5	1.55	0
1.5		1							
2		1							
2.5		1							
3		**1**							
3.5		2							
4	Sand, grey	2	2	1	28.504	Very loose	0	1.5	14
4.5		3							
5		**3**							
5.5		3							
6	Clay and silt, grey	2	1	0	5.330	Very soft	0.5	1.6	0
6.5		2							
7		**1**							
7.5		1							
8		1							
8.5		1							
9		**1**							
9.5		1							
10		1							
10.5		1							
11		**1**							
11.5		1							
12		1							
12.5		1							
13		**1**							
13.5		1							
14		1							
14.5		1							
15		**1**							
15.5		1							
16		1							
16.5		1							
17		**1**							
17.5		1							
18		2	2	0.540062	27.00309	Very soft	1	1.63	0
18.5		2							
19		**2**							
19.5		2							
20		3							
20.5		3							
21		**3**							
21.5		13	13	0	0	Stiff	6.5	1.76	0
22		22	27	7	24.880	Very stiff	13.5	2	0
22.5		32							
23		**41**	42	1	1.882	Dense	0	2.05	39
23.5	Sand and clay, greenish gray	42							
24		42							
24.5		43							
25		**43**							
25.5	Clay and fine sand, grey	43	43	2	3.586	Hard	20	2	0
26		42							
26.5		42							
27		**41**							
27.5		42							
28		43							
28.5		44							
29		**45**							
29.5		45							
30		45							

Lampiran 3 Nilai $N2_{pakai}$ Borelog DB-1

Depth	Jenis tanah	N	N1		N1 pakai	Ysat	Y'	po	N2	N2 pakai
m		lapangan	Terzaghi	Bazaraa		t/m3	t/m3	t/m3		
0	Start of Boring									
0.5										
1	Lempung	**4**	4	4	4	1.7	0.7	0.35	14.03509	8
1.5	Lempung	4	3.5	3.5	3.5	1.7	0.7	0.7	10.9375	7
2	Lempung	3	3	3	3	1.7	0.7	1.05	8.450704	6
2.5	Lempung	3	2.5	2.5	2.5	1.7	0.7	1.4	6.410256	5
3	Lempung	**2**	2	2	2	1.6	0.6	1.7	4.761905	4
3.5	Lempung	2	2.25	2.25	2.25	1.6	0.6	2	5	4.5
4	Lempung	3	2.5	2.5	2.5	1.7	0.7	2.35	5.154639	5
4.5	Lempung	3	2.75	2.75	2.75	1.7	0.7	2.7	5.288462	5.288462
5	Lempung	**3**	3	3	3	1.7	0.7	3.05	5.405405	5.405405
5.5	Lempung	3	3.25	3.25	3.25	1.7	0.7	3.4	5.508475	5.508475
6	Pasir	4	3.5	3.5	3.5	1.5	0.5	3.65	5.691057	5.691057
6.5	Pasir	4	3.75	3.75	3.75	1.5	0.5	3.9	5.859375	5.859375
7	Pasir	**4**	4	4	4	1.5	0.5	4.15	6.015038	6.015038
7.5	Pasir	3	3.25	3.25	3.25	1.5	0.5	4.4	4.710145	4.710145
8	Pasir	3	2.5	2.5	2.5	1.5	0.5	4.65	3.496503	3.496503
8.5	Lempung	2	1.75	1.75	1.75	1.5	0.5	4.9	2.364865	2.364865
9	Lempung	**1**	1	1	1	1.5	0.5	5.15	1.30719	1.30719
9.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	5.4	1.265823	1.265823
10	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	5.65	1.226994	1.226994
10.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	5.9	1.190476	1.190476
11	Lempung	**1**	1	1	1	1.5	0.5	6.15	1.156069	1.156069
11.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	6.4	1.123596	1.123596
12	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	6.65	1.092896	1.092896
12.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	6.9	1.06383	1.06383
13	Lempung	**1**	1	1	1	1.5	0.5	7.15	1.036269	1.036269
13.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	7.4	1.010101	1.010101
14	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	7.65	0.996264	0.996264
14.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	7.9	0.990099	0.990099
15	Lempung	**1**	1	1	1	1.5	0.5	8.15	0.98401	0.98401
15.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	8.4	0.977995	0.977995
16	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	8.65	0.972053	0.972053
16.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	8.9	0.966184	0.966184
17	Lempung	**1**	1	1	1	1.5	0.5	9.15	0.960384	0.960384
17.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	9.4	0.954654	0.954654
18	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	9.65	0.948992	0.948992
18.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	9.9	0.943396	0.943396
19	Lempung	**1**	1	1	1	1.5	0.5	10.15	0.937866	0.937866
19.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	10.4	0.932401	0.932401
20	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	10.65	0.926999	0.926999
20.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	10.9	0.921659	0.921659
21	Lempung	**1**	1	1	1	1.5	0.5	11.15	0.91638	0.91638
21.5	Lempung	1	1.25	1.25	1.25	1.5	0.5	11.4	1.138952	1.138952
22	Lempung	2	1.5	1.5	1.5	1.5	0.5	11.65	1.359003	1.359003
22.5	Lempung	2	1.75	1.75	1.75	1.5	0.5	11.9	1.576577	1.576577
23	Lempung	**2**	2	2	2	1.5	0.5	12.15	1.791713	1.791713
23.5	Pasir	10	10.25	10.25	10.25	1.91	0.91	12.605	9.089901	9.089901
24	Pasir	19	16.75	11.1	11.1	1.91	0.91	13.06	9.745391	9.745391
24.5	Pasir	27	20.875	16.05	16.05	1.91	0.91	13.515	13.95197	13.95197
25	Pasir	**35**	25	21	21	1.93	0.93	13.98	18.07229	18.07229
25.5	Pasir	39	26.875	23.25	23.25	1.93	0.93	14.445	19.81042	19.81042
26	Lempung	43	42.5	42.5	42.5	2	1	14.945	35.83096	35.83096
26.5	Lempung	46	46.25	46.25	46.25	2	1	15.445	38.58588	38.58588
27	Lempung	**50**	50	50	50	2	1	15.945	41.28393	41.28393
27.5	Lempung	44	44.25	44.25	44.25	2	1	16.445	36.16304	36.16304
28	Lempung	39	38.5	38.5	38.5	2	1	16.945	31.14572	31.14572
28.5	Lempung	33	32.75	32.75	32.75	2	1	17.445	26.22885	26.22885
29	Lempung	**27**	27	27	27	2	1	17.945	21.40946	21.40946
29.5	Lempung	27	27	27	27	2	1	18.445	21.19933	21.19933
30	Lempung	27	27	27	27	2	1	18.945	20.99329	20.99329

Nilai $N2_{pakai}$ Borelog DB-2

Depth	Jenis tanah	N	N1		N1 pakai	Ysat	Y'	po	N2	N2 pakai
m		lapangan	Terzaghi	Bazaraa		t/m3	t/m3	t/m3		
0	Start of Boring									
0.5										
1	Lempung	**2**	2	2	2	1.6	0.6	0.3	7.142857	4
1.5	Lempung	5	5.25	5.25	5.25	1.62	0.62	0.61	16.88103	10.5
2	Lempung	9	8.5	8.5	8.5	1.62	0.62	0.92	24.8538	17
2.5	Lempung	12	11.75	11.75	11.75	1.76	0.76	1.3	30.92105	23.5
3	Lempung	**15**	15	15	15	1.76	0.76	1.68	35.88517	30
3.5	Pasir	13	13.25	13.25	13.25	1.79	0.79	2.075	28.96175	26.5
4	Pasir	12	11.5	11.5	11.5	1.79	0.79	2.47	23.13883	23
4.5	Pasir	10	9.75	9.75	9.75	1.79	0.79	2.865	18.17335	18.17335
5	Pasir	**8**	8	8	8	1.75	0.75	3.24	13.93728	13.93728
5.5	Pasir	6	6.25	6.25	6.25	1.75	0.75	3.615	10.22077	10.22077
6	Lempung	5	4.5	4.5	4.5	1.6	0.6	3.915	7.014809	7.014809
6.5	Lempung	3	2.75	2.75	2.75	1.6	0.6	4.215	4.095309	4.095309
7	Lempung	**1**	1	1	1	1.5	0.5	4.465	1.43575	1.43575
7.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	4.715	1.386001	1.386001
8	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	4.965	1.339585	1.339585
8.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	5.215	1.296176	1.296176
9	Lempung	**1**	1	1	1	1.5	0.5	5.465	1.255493	1.255493
9.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	5.715	1.217285	1.217285
10	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	5.965	1.181335	1.181335
10.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	6.215	1.147447	1.147447
11	Lempung	**1**	1	1	1	1.5	0.5	6.465	1.115449	1.115449
11.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	6.715	1.085187	1.085187
12	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	6.965	1.056524	1.056524
12.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	7.215	1.029336	1.029336
13	Lempung	**1**	1	1	1	1.5	0.5	7.465	1.003512	1.003512
13.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	7.715	0.994654	0.994654
14	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	7.965	0.988509	0.988509
14.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	8.215	0.982439	0.982439
15	Lempung	**1**	1	1	1	1.5	0.5	8.465	0.976443	0.976443
15.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	8.715	0.97052	0.97052
16	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	8.965	0.964669	0.964669
16.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	9.215	0.958888	0.958888
17	Lempung	**1**	1	1	1	1.5	0.5	9.465	0.953175	0.953175
17.5	Lempung	1	1.25	1.25	1.25	1.5	0.5	9.715	1.184413	1.184413
18	Lempung	2	1.5	1.5	1.5	1.6	0.6	10.015	1.411267	1.411267
18.5	Lempung	2	1.75	1.75	1.75	1.6	0.6	10.315	1.634941	1.634941
19	Lempung	**2**	2	2	2	1.6	0.6	10.615	1.855503	1.855503
19.5	Lempung	2	2	2	2	1.6	0.6	10.915	1.842681	1.842681
20	Lempung	2	2	2	2	1.6	0.6	11.215	1.830035	1.830035
20.5	Lempung	2	2	2	2	1.6	0.6	11.515	1.817562	1.817562
21	Lempung	**2**	2	2	2	1.6	0.6	11.815	1.805258	1.805258
21.5	Lempung	6	5.5	5.5	5.5	1.62	0.62	12.125	4.929972	4.929972
22	Lempung	9	9	9	9	1.62	0.62	12.435	8.011572	8.011572
22.5	Pasir	13	12.5	12.5	12.5	1.93	0.93	12.9	11.01322	11.01322
23	Pasir	**16**	15.5	9.6	9.6	1.93	0.93	13.365	8.372397	8.372397
23.5	Pasir	20	17.375	11.85	11.85	1.93	0.93	13.83	10.23095	10.23095
24	Pasir	24	19.25	14.1	14.1	1.93	0.93	14.295	12.05257	12.05257
24.5	Pasir	27	21.125	16.35	16.35	1.93	0.93	14.76	13.83834	13.83834
25	Pasir	**31**	23	18.6	18.6	2.03	1.03	15.275	15.573	15.573
25.5	Pasir	36	25.375	21.45	21.45	2.03	1.03	15.79	17.76765	17.76765
26	Pasir	41	27.75	24.3	24.3	2.03	1.03	16.305	19.91599	19.91599
26.5	Pasir	45	30.125	27.15	27.15	2.03	1.03	16.82	22.01946	22.01946
27	Pasir	**50**	32.5	30	30	2.03	1.03	17.335	24.07946	24.07946
27.5	Lempung	48	47.5	47.5	47.5	2	1	17.835	37.74709	37.74709
28	Lempung	46	45.625	45.625	45.625	2	1	18.335	35.90046	35.90046
28.5	Lempung	44	44.21875	44.21875	44.21875	2	1	18.835	34.45505	34.45505
29	Lempung	**40**	40	40	40	2	1	19.335	30.86717	30.86717
29.5	Lempung	40	40	40	40	2	1	19.835	30.57227	30.57227
30	Lempung	40	40	40	40	2	1	20.335	30.28296	30.28296

Nilai $N2_{pakai}$ Borelog DB-3

Depth	Jenis tanah	N	N1		N1 pakai	Ysat	Y'	po	N2	N2 pakai
m		lapangan	Terzaghi	Bazaraa		t/m3	t/m3	t/m3		
0	Start of Boring									
0.5										
1	Lempung	**1**	1	1	1	1.5	0.5	0.25	3.636364	2
1.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	0.5	3.333333	2
2	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	0.75	3.076923	2
2.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	1	2.857143	2
3	Lempung	**1**	1	1	1	1.5	0.5	1.25	2.666667	2
3.5	Lempung	2	1.5	1.5	1.5	1.5	0.5	1.5	3.75	3
4	Lempung	2	2	2	2	1.5	0.5	1.75	4.705882	4
4.5	Pasir	3	2.5	2.5	2.5	1.5	0.5	2	5.555556	5
5	Pasir	**3**	3	3	3	1.5	0.5	2.25	6.315789	6
5.5	Pasir	3	2.5	2.5	2.5	1.5	0.5	2.5	5	5
6	Pasir	2	2	2	2	1.5	0.5	2.75	3.809524	3.809524
6.5	Pasir	2	1.5	1.5	1.5	1.5	0.5	3	2.727273	2.727273
7	Lempung	**1**	1	1	1	1.5	0.5	3.25	1.73913	1.73913
7.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	3.5	1.666667	1.666667
8	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	3.75	1.6	1.6
8.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	4	1.538462	1.538462
9	Lempung	**1**	1	1	1	1.5	0.5	4.25	1.481481	1.481481
9.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	4.5	1.428571	1.428571
10	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	4.75	1.37931	1.37931
10.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	5	1.333333	1.333333
11	Lempung	**1**	1	1	1	1.5	0.5	5.25	1.290323	1.290323
11.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	5.5	1.25	1.25
12	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	5.75	1.212121	1.212121
12.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	6	1.176471	1.176471
13	Lempung	**1**	1	1	1	1.5	0.5	6.25	1.142857	1.142857
13.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	6.5	1.111111	1.111111
14	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	6.75	1.081081	1.081081
14.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	7	1.052632	1.052632
15	Lempung	**1**	1	1	1	1.5	0.5	7.25	1.025641	1.025641
15.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	7.5	1	1
16	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	7.75	0.993789	0.993789
16.5	Lempung	1	1	1	1	1.5	0.5	8	0.987654	0.987654
17	Lempung	**1**	1	1	1	1.5	0.5	8.25	0.981595	0.981595
17.5	Lempung	1	1.25	1.25	1.25	1.5	0.5	8.5	1.219512	1.219512
18	Lempung	2	1.5	1.5	1.5	1.6	0.6	8.8	1.452785	1.452785
18.5	Lempung	2	1.75	1.75	1.75	1.6	0.6	9.1	1.682692	1.682692
19	Lempung	**2**	2	2	2	1.6	0.6	9.4	1.909308	1.909308
19.5	Lempung	2	2.25	2.25	2.25	1.6	0.6	9.7	2.132701	2.132701
20	Lempung	3	2.5	2.5	2.5	1.6	0.6	10	2.352941	2.352941
20.5	Lempung	3	2.75	2.75	2.75	1.6	0.6	10.3	2.570093	2.570093
21	Lempung	**3**	3	3	3	1.6	0.6	10.6	2.784223	2.784223
21.5	Lempung	13	12.5	12.5	12.5	2	1	11.1	11.46789	11.46789
22	Lempung	22	22	22	22	2	1	11.6	19.95465	19.95465
22.5	Lempung	32	31.5	31.5	31.5	2	1	12.1	28.25112	28.25112
23	Pasir	**41**	28	24.6	24.6	2.05	1.05	12.625	21.80609	21.80609
23.5	Pasir	42	28.25	24.9	24.9	2.05	1.05	13.15	21.81818	21.81818
24	Pasir	42	28.5	25.2	25.2	2.05	1.05	13.675	21.82999	21.82999
24.5	Pasir	43	28.75	25.5	25.5	2.05	1.05	14.2	21.84154	21.84154
25	Pasir	**43**	29	25.8	25.8	2.05	1.05	14.725	21.85283	21.85283
25.5	Lempung	43	42.5	42.5	42.5	2	1	15.225	35.62074	35.62074
26	Lempung	42	42	42	42	2	1	15.725	34.8367	34.8367
26.5	Lempung	42	41.5	41.5	41.5	2	1	16.225	34.06875	34.06875
27	Lempung	**41**	41	41	41	2	1	16.725	33.3164	33.3164
27.5	Lempung	42	42	42	42	2	1	17.225	33.78582	33.78582
28	Lempung	43	43	43	43	2	1	17.725	34.24589	34.24589
28.5	Lempung	44	44	44	44	2	1	18.225	34.6969	34.6969
29	Lempung	**45**	45	45	45	2	1	18.725	35.13909	35.13909
29.5	Lempung	45	45	45	45	2	1	19.225	34.79942	34.79942
30	Lempung	45	45	45	45	2	1	19.725	34.46625	34.46625

Lampiran 4 Hasil Perhitungan Q_{ijin} Borelog DB-1

Depth	Jenis tanah	N rata-	Qp	fsi	Asi	Qs	Qs	Qu	Pijin
m		rata	ton	t/m3	m2	ton	kumulati	ton	Qu/SF
0	Start of Boring								
0.5									
1	Lempung	5.642857	63.81921	4	0.942478	3.769911	3.769911	67.58912	22.52971
1.5	Lempung	5.598558	63.3182	3.5	0.942478	3.298672	7.068583	70.38678	23.46226
2	Lempung	5.577096	63.07547	3	0.942478	2.827433	9.896017	72.97149	24.32383
2.5	Lempung	5.570234	62.99786	2.5	0.942478	2.356194	12.25221	75.25008	25.08336
3	Lempung	5.581218	63.12209	2	0.942478	1.884956	14.13717	77.25926	25.75309
3.5	Lempung	5.604398	63.38425	2.25	0.942478	2.120575	16.25774	79.64199	26.54733
4	Lempung	5.635985	63.74149	2.5	0.942478	2.356194	18.61394	82.35543	27.45181
4.5	Lempung	5.569854	62.99356	2.644231	0.942478	2.492129	21.10607	84.09963	28.03321
5	Lempung	5.431631	61.4303	2.702703	0.942478	2.547237	23.6533	85.0836	28.3612
5.5	Lempung	5.239958	59.26253	2.754237	0.942478	2.595807	26.24911	85.51164	28.50388
6	Pasir	4.821657	54.53166	1.138211	0.942478	1.072739	27.32185	81.85351	27.2845
6.5	Pasir	4.463271	50.47841	1.171875	0.942478	1.104466	28.42632	78.90472	26.30157
7	Pasir	4.164958	47.10457	1.203008	0.942478	1.133808	29.56012	76.66469	25.5549
7.5	Pasir	3.926863	44.41177	0.942029	0.942478	0.887841	30.44796	74.85974	24.95325
8	Pasir	3.749117	42.40152	0.699301	0.942478	0.659075	31.10704	73.50856	24.50285
8.5	Lempung	3.538092	40.01488	1.182432	0.942478	1.114416	32.22146	72.23633	24.07878
9	Lempung	3.293898	37.25311	0.653595	0.942478	0.615999	32.83745	70.09056	23.36352
9.5	Lempung	3.029858	34.26689	0.632911	0.942478	0.596505	33.43396	67.70085	22.56695
10	Lempung	2.756788	31.17853	0.613497	0.942478	0.578207	34.01217	65.1907	21.73023
10.5	Lempung	2.475639	27.99882	0.595238	0.942478	0.560999	34.57317	62.57198	20.85733
11	Lempung	2.182215	24.68027	0.578035	0.942478	0.544785	35.11795	59.79822	19.93274
11.5	Lempung	1.877885	21.23838	0.561798	0.942478	0.529482	35.64743	56.88581	18.96194
12	Lempung	1.563446	17.68215	0.546448	0.942478	0.515015	36.16245	53.8446	17.9482
12.5	Lempung	1.330186	15.04405	0.531915	0.942478	0.501318	36.66377	51.70782	17.23594
13	Lempung	1.172408	13.25962	0.518135	0.942478	0.48833	37.1521	50.41172	16.80391
13.5	Lempung	1.084991	12.27095	0.505051	0.942478	0.475999	37.62809	49.89905	16.63302
14	Lempung	1.063315	12.02581	0.498132	0.942478	0.469478	38.09757	50.12338	16.70779
14.5	Lempung	1.043867	11.80586	0.49505	0.942478	0.466573	38.56415	50.37001	16.79
15	Lempung	1.026492	11.60935	0.492005	0.942478	0.463704	39.02785	50.6372	16.87907
15.5	Lempung	1.01105	11.4347	0.488998	0.942478	0.460869	39.48872	50.92342	16.97447
16	Lempung	0.997412	11.28046	0.486027	0.942478	0.458069	39.94679	51.22725	17.07575
16.5	Lempung	0.985462	11.14531	0.483092	0.942478	0.455303	40.40209	51.54741	17.18247
17	Lempung	0.975094	11.02805	0.480192	0.942478	0.45257	40.85466	51.88271	17.29424
17.5	Lempung	0.966208	10.92755	0.477327	0.942478	0.44987	41.30453	52.23209	17.4107
18	Lempung	0.958715	10.84281	0.474496	0.942478	0.447202	41.75173	52.59454	17.53151
18.5	Lempung	0.966768	10.93389	0.471698	0.942478	0.444565	42.1963	53.13019	17.71006
19	Lempung	0.989439	11.19029	0.468933	0.942478	0.441959	42.63826	53.82855	17.94285
19.5	Lempung	1.026094	11.60485	0.4662	0.942478	0.439384	43.07764	54.68249	18.2275
20	Lempung	1.076576	12.17578	0.463499	0.942478	0.436838	43.51448	55.69026	18.56342
20.5	Lempung	1.58357	17.90975	0.460829	0.942478	0.434322	43.9488	61.85855	20.61952
21	Lempung	2.131903	24.11126	0.45819	0.942478	0.431834	44.38064	68.49189	22.83063
21.5	Lempung	2.943515	33.29037	0.569476	0.942478	0.536719	44.91735	78.20773	26.06924
22	Lempung	4.013009	45.38606	0.679502	0.942478	0.640415	45.55777	90.94383	30.31461
22.5	Lempung	5.191494	58.71442	0.788288	0.942478	0.742944	46.30071	105.0151	35.00504
23	Lempung	7.371617	83.37103	0.895857	0.942478	0.844325	47.14504	130.5161	43.50536
23.5	Pasir	9.724273	109.9789	1.81798	0.942478	1.713406	48.85844	158.8374	52.94579
24	Pasir	12.2459	138.4979	1.949078	0.942478	1.836963	50.69541	189.1933	63.06443
24.5	Pasir	14.44782	163.401	2.790394	0.942478	2.629885	53.32529	216.7262	72.24208
25	Pasir	16.33649	184.7613	3.614458	0.942478	3.406546	56.73184	241.4931	80.49772
25.5	Pasir	17.91819	202.6499	3.962083	0.942478	3.734176	60.46601	263.1159	87.70531
26	Lempung	19.199	217.1356	17.91548	0.942478	16.88494	77.35096	294.4866	98.16219
26.5	Lempung	20.45278	231.3155	19.29294	0.942478	18.18317	95.53412	326.8496	108.9499
27	Lempung	21.67992	245.1941	20.64197	0.942478	19.45459	114.9887	360.1828	120.0609
27.5	Lempung	23.02014	260.3517	18.08152	0.942478	17.04143	132.0301	392.3818	130.7939
28	Lempung	24.53646	277.5008	15.57286	0.942478	14.67707	146.7072	424.208	141.4027
28.5	Lempung	25.72466	290.939	13.11443	0.942478	12.36006	159.0673	450.0063	150.0021
29	Lempung	27.05626	305.9991	10.70473	0.942478	10.08897	169.1562	475.1554	158.3851
29.5	Lempung	28.24756	319.4724	10.59967	0.942478	9.98995	179.1462	498.6186	166.2062
30	Lempung	29.26509	330.9803	10.49665	0.942478	9.892857	189.0391	520.0194	173.3398

Tabel Hasil Perhitungan Q_{ijin} Borelog DB-2

Depth	Jenis tanah	N rata-	Qp	fsi	Asi	Qs	Qs	Qu	Pijin
m		rata	ton	t/m3	m2	ton	kumulati	ton	Qu/SF
0	Start of Boring								
0.5									
1	Lempung	19.21429	217.3085	2	0.942478	1.884956	1.884956	219.1934	73.06447
1.5	Lempung	19.08417	215.8369	5.25	0.942478	4.948008	6.832964	222.6698	74.22327
2	Lempung	18.51229	209.3691	8.5	0.942478	8.011061	14.84403	224.2131	74.73771
2.5	Lempung	17.68314	199.9916	11.75	0.942478	11.07411	25.91814	225.9097	75.30325
3	Lempung	16.71329	189.0229	15	0.942478	14.13717	40.05531	229.0782	76.35939
3.5	Pasir	15.66179	177.1307	5.3	0.942478	4.995132	45.05044	222.1811	74.06038
4	Pasir	14.56748	164.7543	4.6	0.942478	4.335398	49.38584	214.1402	71.38006
4.5	Pasir	13.62595	154.1058	3.634669	0.942478	3.425595	52.81143	206.9173	68.97242
5	Pasir	12.80686	144.8421	2.787456	0.942478	2.627116	55.43855	200.2807	66.76023
5.5	Pasir	12.08744	136.7057	2.044154	0.942478	1.926569	57.36512	194.0708	64.69028
6	Lempung	11.91591	134.7657	3.507405	0.942478	3.305651	60.67077	195.4365	65.1455
6.5	Lempung	11.33574	128.2042	2.047655	0.942478	1.929869	62.60064	190.8048	63.6016
7	Lempung	10.34707	117.0226	0.717875	0.942478	0.676581	63.27722	180.2998	60.09995
7.5	Lempung	8.950037	101.2225	0.693001	0.942478	0.653138	63.93036	165.1529	55.05096
8	Lempung	7.144752	80.80524	0.669792	0.942478	0.631264	64.56162	145.3669	48.45562
8.5	Lempung	5.556326	62.84057	0.648088	0.942478	0.610809	65.17243	128.013	42.671
9	Lempung	4.184859	47.32964	0.627746	0.942478	0.591637	65.76407	113.0937	37.6979
9.5	Lempung	3.113359	35.21126	0.608643	0.942478	0.573632	66.3377	101.549	33.84965
10	Lempung	2.304998	26.06891	0.590667	0.942478	0.556691	66.89439	92.9633	30.98777
10.5	Lempung	1.728366	19.54736	0.573723	0.942478	0.540722	67.43511	86.98247	28.99416
11	Lempung	1.351722	15.28762	0.557724	0.942478	0.525643	67.96075	83.24837	27.74946
11.5	Lempung	1.157168	13.08726	0.542594	0.942478	0.511382	68.47214	81.55939	27.18646
12	Lempung	1.128461	12.76259	0.528262	0.942478	0.497875	68.97001	81.7326	27.2442
12.5	Lempung	1.102493	12.46891	0.514668	0.942478	0.485063	69.45507	81.92398	27.30799
13	Lempung	1.079061	12.20389	0.501756	0.942478	0.472894	69.92797	82.13186	27.37729
13.5	Lempung	1.057981	11.96548	0.497327	0.942478	0.46872	70.39669	82.36217	27.45406
14	Lempung	1.039086	11.75178	0.494254	0.942478	0.465824	70.86251	82.6143	27.5381
14.5	Lempung	1.037031	11.72855	0.491219	0.942478	0.462963	71.32548	83.05402	27.68467
15	Lempung	1.051402	11.89108	0.488222	0.942478	0.460138	71.78561	83.67669	27.89223
15.5	Lempung	1.08187	12.23567	0.48526	0.942478	0.457347	72.24296	84.47863	28.15954
16	Lempung	1.128124	12.75878	0.482334	0.942478	0.45459	72.69755	85.45633	28.48544
16.5	Lempung	1.175467	13.29422	0.479444	0.942478	0.451865	73.14941	86.44363	28.81454
17	Lempung	1.223812	13.84098	0.476588	0.942478	0.449173	73.59859	87.43957	29.14652
17.5	Lempung	1.273076	14.39815	0.592207	0.942478	0.558142	74.15673	88.55488	29.51829
18	Lempung	1.323185	14.96487	0.705633	0.942478	0.665044	74.82177	89.78664	29.92888
18.5	Lempung	1.569142	17.74658	0.817471	0.942478	0.770448	75.59222	93.3388	31.11293
19	Lempung	2.008084	22.71089	0.927751	0.942478	0.874385	76.46661	99.1775	33.05917
19.5	Lempung	2.635007	29.80123	0.921341	0.942478	0.868343	77.33495	107.1362	35.71206
20	Lempung	3.097254	35.02912	0.915018	0.942478	0.862384	78.19733	113.2265	37.74215
20.5	Lempung	3.676031	41.57493	0.908781	0.942478	0.856506	79.05384	120.6288	40.20959
21	Lempung	4.369025	49.41251	0.902629	0.942478	0.850708	79.90455	129.3171	43.10569
21.5	Lempung	5.173991	58.51646	2.464986	0.942478	2.323195	82.22774	140.7442	46.91473
22	Lempung	6.08773	68.8506	4.005786	0.942478	3.775364	86.00311	154.8537	51.6179
22.5	Pasir	7.124182	80.57261	2.202643	0.942478	2.075942	88.07905	168.6517	56.21722
23	Pasir	8.280728	93.65283	1.674479	0.942478	1.57816	89.65721	183.31	61.10334
23.5	Pasir	9.554761	108.0618	2.04619	0.942478	1.928489	91.5857	199.6475	66.54916
24	Pasir	10.94376	123.771	2.410514	0.942478	2.271856	93.85755	217.6285	72.54285
24.5	Pasir	13.18778	149.1503	2.767668	0.942478	2.608466	96.46602	245.6163	81.87211
25	Pasir	15.31719	173.2333	3.1146	0.942478	2.935441	99.40146	272.6347	90.87825
25.5	Pasir	17.35703	196.3034	3.553531	0.942478	3.349124	102.7506	299.054	99.68465
26	Pasir	19.1734	216.846	3.983198	0.942478	3.754076	106.5047	323.3507	107.7836
26.5	Pasir	20.77604	234.9715	4.403893	0.942478	4.150571	110.6552	345.6267	115.2089
27	Pasir	22.168	250.7142	4.815892	0.942478	4.538872	115.1941	365.9083	121.9694
27.5	Lempung	22.91166	259.1247	18.87355	0.942478	17.7879	132.982	392.1067	130.7022
28	Lempung	23.95017	270.8701	17.95023	0.942478	16.91769	149.8997	420.7698	140.2566
28.5	Lempung	25.0055	282.8055	17.22753	0.942478	16.23656	166.1363	448.9418	149.6473
29	Lempung	26.08491	295.0134	15.43359	0.942478	14.54581	180.6821	475.6955	158.5652
29.5	Lempung	27.19823	307.6048	15.28614	0.942478	14.40685	195.0889	502.6937	167.5646
30	Lempung	28.36076	320.7526	15.14148	0.942478	14.27051	209.3594	530.112	176.704

Tabel Hasil Perhitungan Q_{ijin} Borelog DB-3

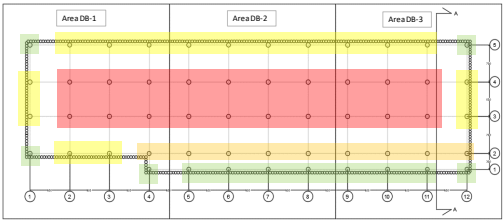
Depth	Jenis tanah	N rata-	Qp	fsi	Asi	Qs	Qs	Qu	Pijin
m		rata	ton	t/m3	m2	ton	kumulati	ton	Qu/SF
0	Start of Boring								
0.5									
1	Lempung	2.428571	27.4665	1	0.942478	0.942478	0.942478	28.40897	9.469658
1.5	Lempung	2.75	31.10177	1	0.942478	0.942478	1.884956	32.98672	10.99557
2	Lempung	3.111111	35.18584	1	0.942478	0.942478	2.827433	38.01327	12.67109
2.5	Lempung	3.3	37.32212	1	0.942478	0.942478	3.769911	41.09203	13.69734
3	Lempung	3.34632	37.84599	1	0.942478	0.942478	4.712389	42.55838	14.18613
3.5	Lempung	3.294733	37.26255	1.5	0.942478	1.413717	6.126106	43.38866	14.46289
4	Lempung	3.175071	35.90921	2	0.942478	1.884956	8.011061	43.92027	14.64009
4.5	Pasir	3.067328	34.69066	1	0.942478	0.942478	8.953539	43.6442	14.54807
5	Pasir	2.969506	33.58432	1.2	0.942478	1.130973	10.08451	43.66884	14.55628
5.5	Pasir	2.880066	32.57278	1	0.942478	0.942478	11.02699	43.59977	14.53326
6	Pasir	2.847659	32.20626	0.761905	0.942478	0.718078	11.74507	43.95133	14.65044
6.5	Pasir	2.811944	31.80234	0.545455	0.942478	0.514079	12.25915	44.06149	14.68716
7	Lempung	2.773151	31.3636	0.869565	0.942478	0.819546	13.07869	44.44229	14.8141
7.5	Lempung	2.731484	30.89236	0.833333	0.942478	0.785398	13.86409	44.75645	14.91882
8	Lempung	2.68713	30.39072	0.8	0.942478	0.753982	14.61807	45.00879	15.00293
8.5	Lempung	2.577755	29.15372	0.769231	0.942478	0.724983	15.34306	44.49677	14.83226
9	Lempung	2.403512	27.18308	0.740741	0.942478	0.698132	16.04119	43.22427	14.40809
9.5	Lempung	2.164542	24.48039	0.714286	0.942478	0.673198	16.71439	41.19478	13.73159
10	Lempung	1.86097	21.04708	0.689655	0.942478	0.649985	17.36437	38.41145	12.80382
10.5	Lempung	1.617915	18.29818	0.666667	0.942478	0.628319	17.99269	36.29087	12.09696
11	Lempung	1.447387	16.36956	0.645161	0.942478	0.60805	18.60074	34.9703	11.65677
11.5	Lempung	1.342722	15.18583	0.625	0.942478	0.589049	19.18979	34.37562	11.45854
12	Lempung	1.298129	14.68149	0.606061	0.942478	0.571199	19.76099	34.44248	11.48083
12.5	Lempung	1.256462	14.21025	0.588235	0.942478	0.554399	20.31539	34.52564	11.50855
13	Lempung	1.218574	13.78175	0.571429	0.942478	0.538559	20.85394	34.63569	11.54523
13.5	Lempung	1.184149	13.3924	0.555556	0.942478	0.523599	21.37754	34.76995	11.58998
14	Lempung	1.152906	13.03906	0.540541	0.942478	0.509447	21.88699	34.92605	11.64202
14.5	Lempung	1.139839	12.89128	0.526316	0.942478	0.496041	22.38303	35.27431	11.7581
15	Lempung	1.144432	12.94322	0.512821	0.942478	0.483322	22.86635	35.80957	11.93652
15.5	Lempung	1.166266	13.19016	0.5	0.942478	0.471239	23.33759	36.52776	12.17592
16	Lempung	1.204953	13.6277	0.496894	0.942478	0.468312	23.8059	37.4336	12.47787
16.5	Lempung	1.260122	14.25164	0.493827	0.942478	0.465421	24.27133	38.52297	12.84099
17	Lempung	1.331423	15.05804	0.490798	0.942478	0.462566	24.73389	39.79193	13.26398
17.5	Lempung	1.418525	16.04313	0.609756	0.942478	0.574682	25.30857	41.35171	13.7839
18	Lempung	1.52111	17.20335	0.726392	0.942478	0.684609	25.99318	43.19653	14.39884
18.5	Lempung	2.168409	24.52412	0.841346	0.942478	0.79295	26.78613	51.31026	17.10342
19	Lempung	3.348007	37.86506	0.954654	0.942478	0.89974	27.68587	65.55093	21.85031
19.5	Lempung	5.047912	57.09054	1.066351	0.942478	1.005012	28.69088	85.78143	28.59381
20	Lempung	6.34669	71.77938	1.176471	0.942478	1.108797	29.79968	101.5791	33.85969
20.5	Lempung	7.647827	86.49488	1.285047	0.942478	1.211128	31.01081	117.5057	39.16856
21	Lempung	8.95009	101.2231	1.392111	0.942478	1.312034	32.32284	133.546	44.51532
21.5	Lempung	10.25346	115.9639	5.733945	0.942478	5.404116	37.72696	153.6908	51.23028
22	Lempung	11.55791	130.7169	9.977324	0.942478	9.403407	47.13037	177.8472	59.28242
22.5	Lempung	13.70799	155.0337	14.12556	0.942478	13.31303	60.44339	215.4771	71.82569
23	Pasir	15.79448	178.6314	4.361219	0.942478	4.110352	64.55374	243.1851	81.06171
23.5	Pasir	17.81861	201.5237	4.363636	0.942478	4.11263	68.66638	270.1901	90.06337
24	Pasir	19.78155	223.7241	4.365999	0.942478	4.114857	72.78123	296.5053	98.83511
24.5	Pasir	21.75987	246.0984	4.368308	0.942478	4.117034	76.89827	322.9966	107.6655
25	Pasir	23.75318	268.6422	4.370566	0.942478	4.119162	81.01743	349.6596	116.5532
25.5	Lempung	25.76111	291.3513	17.81037	0.942478	16.78588	97.80331	389.1546	129.7182
26	Lempung	27.78329	314.2216	17.41835	0.942478	16.41641	114.2197	428.4413	142.8138
26.5	Lempung	29.24151	330.7137	17.03438	0.942478	16.05452	130.2742	460.9879	153.6626
27	Lempung	30.14848	340.9713	16.6582	0.942478	15.69999	145.9742	486.9455	162.3152
27.5	Lempung	30.27497	342.4019	16.89291	0.942478	15.92119	161.8954	504.2973	168.0991
28	Lempung	30.87989	349.2434	17.12295	0.942478	16.138	178.0334	527.2768	175.7589
28.5	Lempung	31.57695	357.1269	17.34845	0.942478	16.35053	194.3839	551.5108	183.8369
29	Lempung	32.3892	366.3132	17.56955	0.942478	16.55891	210.9428	577.256	192.4187
29.5	Lempung	33.34807	377.1578	17.39971	0.942478	16.39884	227.3417	604.4995	201.4998
30	Lempung	34.4976	390.1586	17.23313	0.942478	16.24184	243.5835	633.7422	211.2474

Lampiran 5 Perhitungan Jumlah Tiang Area DB-1 Zona 1

6.1 Menentukan Jumlah Tiang Minimum

Zona 1

Bore Diameter	0.6	m
Bore Depth	25	m
Pu	393.2868	ton
Qu	188.1679	ton
SF	3	
Pijin	62.72262	ton
Jml tiang	6.270255	
=	7	pcs



6.2 Konfigurasi Tiang

Diameter	0.6	m
Jarak arah X	1.5	m
Jarak arah Y	1.5	m
Jarak ke tepi	0.6	m
n arah X (m)	3	pcs
n arah Y (n)	3	pcs
Total tiang	8	pcs
Lebar cap	4.2	m
Panjang cap	4.2	m

6.3 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang

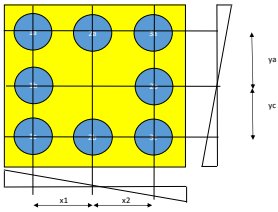
$$\mu = 1 - \frac{\arctan(\phi / S)}{90^\circ} * \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

μ = 0.832445

Pijin 1 tiang dalam grup 52.213 ton

Jumlah tiang minimum 7.532331

= 8 pcs OK



6.4 Beban Yang Diterima Pada Tiap Tiang Pancang

x1 =	1.5 m	ya =	1.5 m
x2 =	0 m	yb =	0 m
x3 =	1.5 m	yc =	1.5 m
Σ nx² =	4.5 m2	Σ ny² =	4.5 m2

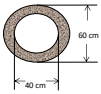
Tabel Beban yang Diterima Tiang

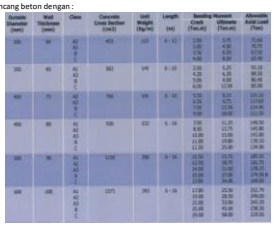
No. Tiang	V/n	My	xi	Σ nx²	Mx	yi	Σ ny²	Pmax	Pmin	Pijin	Kontrol
P1a	49.16085	0.73838	1.5	4.5	1.14844	1.5	4.5	49.78979	48.53191	52.213	OK
P1b	49.16085	0.73838	1.5	4.5	1.14844	0	4.5	49.40698	48.91472	52.213	OK
P1c	49.16085	0.73838	1.5	4.5	1.14844	1.5	4.5	49.78979	48.53191	52.213	OK
P2a	49.16085	0.73838	0	4.5	1.14844	1.5	4.5	49.54366	48.77804	52.213	OK
P2b	49.16085	0.73838	0	4.5	1.14844	0	4.5	49.16085	49.16085	52.213	OK
P3a	49.16085	0.73838	1.5	4.5	1.14844	1.5	4.5	49.78979	48.53191	52.213	OK
P3b	49.16085	0.73838	1.5	4.5	1.14844	0	4.5	49.40698	48.91472	52.213	OK
P3c	49.16085	0.73838	1.5	4.5	1.14844	1.5	4.5	49.78979	48.53191	52.213	OK

6.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Berdasarkan spesifikasi Wika Pile Classification, direncanakan tiang pancang beton dengan :

Diameter =	0.6	m
Tebal =	0.1	m
f'c =	40	Mpa
Kelas =	B	
Pallow =	238.3	ton
Mcrack =	25	tonm





6.5.1 Kontol beban aksial

Pallow > Pbeban

238.3 49.78979 OK

6.5.2 Kontrol defleksi

E =	29725.41 Mpa	
=	297254.1 kg/cm2	2972541001 kg/m2
I =	510508.8 cm4	
=	0.005105 m4	

berdasarkan grafik 1, didapatkan:

Jenis tanah = Silt and clay, soft

f =	0.128	kg/cm3
T =	(E I / f)^(1/5)	
=	259.8868	cm
=	2.598868	m
L/T =	9.619573	
L/Tpakai =	10	
z =	0	

berdasarkan grafik 2 dan 3, didapatkan:

Fm =	0.87	
Fδ =	0.94	
P = Pkhn =	6223.724	kg

$$\delta_p = F_\delta \left(\frac{\overrightarrow{PT^3}}{EI} \right)$$

δp = 0.006767 m

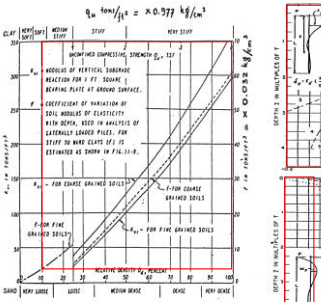
0.677 cm OK

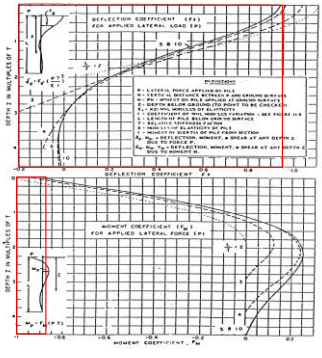
6.5.3 Kontrol momen crack

Mpmax = P*Fm*T

= 14071.93 kgm

= 14.07193 tm OK





Perhitungan Jumlah Tiang Area DB-1 Zona 2

6.1 Menentukan Jumlah Tiang Minimum

Zona 2

Bore Diameter	0.6	m
Bore Depth	24.5	m
Pu	273.9638	ton
Qu	166.0308	ton
SF	3	
Pijin	55.34361	ton
Jml tiang	4.950233	
=	5	pcs

6.2 Konfigurasi Tiang

Diameter	0.6	m
Jarak arah X	1.5	m
Jarak arah Y	1.5	m
Jarak ke tepi	0.6	m
n arah X (m)	3	pcs
n arah Y (n)	2	pcs
Total tiang	6	pcs
Lebar cap	4.2	m
Panjang cap	2.7	m

6.3 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang

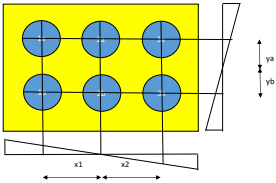
$$\mu = 1 - \frac{\arctan(\phi/S)}{90^\circ} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

μ = 0.85339

Pijin 1 tiang dalam grup 47.230 ton

Jumlah tiang minimum 5.800671

= 6 pcs OK



6.4 Beban Yang Diterima Pada Tiap Tiang Pancang

x1 =	1.5 m	ya =	0.75 m
x2 =	0 m	yb =	0.75 m
x3 =	1.5 m	Σny^2 =	1.125 m2
Σnx^2 =	4.5 m2		

Tabel Beban yang Diterima Tiang

No. Tiang	V/n	My	xi	Σnx^2	Mx	yi	Σny^2	Pmax	Pmin	Pijin	Kontrol
P1a	45.66063	0.62773	1.5	4.5	-0.30918	0.75	1.125	45.66376	45.65751	47.230	OK
P1b	45.66063	0.62773	1.5	4.5	-0.30918	0.75	1.125	45.66376	45.65751	47.230	OK
P2a	45.66063	0.62773	0	4.5	-0.30918	0.75	1.125	45.45451	45.86675	47.230	OK
P2b	45.66063	0.62773	0	4.5	-0.30918	0.75	1.125	45.45451	45.86675	47.230	OK
P3a	45.66063	0.62773	1.5	4.5	-0.30918	0.75	1.125	45.66376	45.65751	47.230	OK
P3b	45.66063	0.62773	1.5	4.5	-0.30918	0.75	1.125	45.66376	45.65751	47.230	OK

6.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Berdasarkan spesifikasi Wika Pile Classification, direncanakan tiang pancang beton dengan :

Diameter =	0.6	m
Tebal =	0.1	m
f'c =	40	Mpa
Kelas =	C	
Pallow =	229.5	ton
Mcrack =	29	tonm

6.5.1 Kontol beban aksial

Pallow > Pbeban

229.5 45.66376 OK

6.5.2 Kontrol defleksi

E =	29725.41 Mpa	
=	297254.1 kg/cm2	2972541001 kg/m2
I =	510508.8 cm4	
=	0.005105 m4	

berdasarkan grafik 1, didapatkan:

Jenis tanah = Silt and clay, soft

f =	0.128	kg/cm3
T =	(E I / f)^(1/5)	
=	259.8868	cm
=	2.598868	m
L/T =	9.427181	

L/Tpakai = 10

z = 0

berdasarkan grafik 2 dan 3, didapatkan:

Fm =	0.87	
Fδ =	0.94	
P = Pbin =	7610.626	kg

$$\delta_p = F_\delta \left(\frac{PT^3}{EI}\right)$$

δp = 0.008275 m

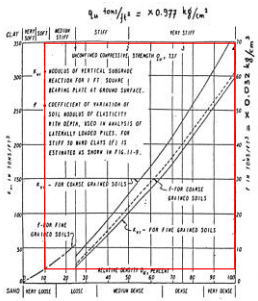
0.828 cm OK

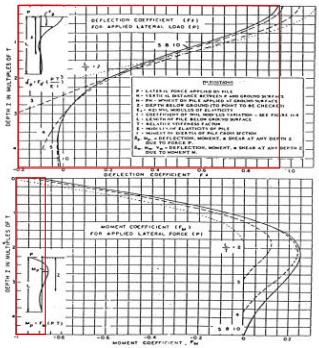
6.5.3 Kontrol momen crack

Mpmax = P*Fm*T

= 17207.74 kgm

= 17.20774 tm OK





Perhitungan Jumlah Tiang Area DB-1 Zona 3

6.1 Menentukan Jumlah Tiang Minimum

Zona 3

Bore Diameter	0.6	m
Bore Depth	24.5	m
Pu	219.2858	ton
Qu	166.0308	ton
SF	3	
Pijin	55.34361	ton
Jml tiang	3.96226	
=	4	pcs

6.2 Konfigurasi Tiang

Diameter	0.6	m		
Jarak arah X	2.1213	m	Jarak Diagonal	1.5 m
Jarak arah Y	2.1213	m		
Jarak ke tepi	0.6	m		
n arah X (m)	2	pcs		
n arah Y (n)	2	pcs		
Total tiang	5	pcs		
Lebar cap	3.4	m		
Panjang cap	3.4	m		

6.3 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang

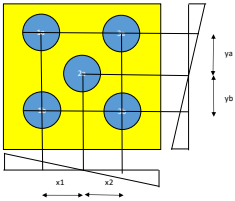
$$\mu = 1 - \frac{\arctan(\phi/S)}{90^\circ} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

μ = 0.910561

Pijin 1 tiang dalam grup 50.394 ton

Jumlah tiang minimum 4.351451

= 5 pcs OK



6.4 Beban Yang Diterima Pada Tiap Tiang Pancang

x1 = 1.6065 m ya = 1.6065 m

x2 = 1.6065 m yb = 1.6065 m

Σny^2 = 5.161685 m2

Σnx^2 = 5.161685 m2

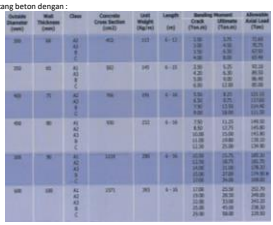
Tabel Beban yang Diterima Tiang

No. Tiang	V/n	My	xi	Σnx^2	Mx	yi	Σny^2	Pmax	Pmin	Pijin	Kontrol
P1a	43.85716	0.49908	1.6065	5.161685	2.40293	1.6065	5.161685	44.76037	42.95395	50.394	OK
P1b	43.85716	0.49908	1.6065	5.161685	2.40293	1.6065	5.161685	44.76037	42.95395	50.394	OK
P2a	43.85716	0.49908	0	5.161685	2.40293	0	5.161685	43.85716	43.85716	50.394	OK
P3a	43.85716	0.49908	1.6065	5.161685	2.40293	1.6065	5.161685	44.76037	42.95395	50.394	OK
P3b	43.85716	0.49908	1.6065	5.161685	2.40293	1.6065	5.161685	44.76037	42.95395	50.394	OK

6.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Berdasarkan spesifikasi Wika Pile Classification, direncanakan tiang pancang beton dengan :

Diameter =	0.6	m
Tebal =	0.1	m
f'c =	40	Mpa
Kelas =	C	
Pallow =	229.5	ton
Mcrack =	29	tonm



6.5.1 Kontol beban aksial

Pallow > Pbeban

229.5 44.76037 OK

6.5.2 Kontrol defleksi

E =	29725.41	Mpa	
=	297254.1	kg/cm2	2972541001 kg/m2
I =	510508.8	cm4	
=	0.005105	m4	

berdasarkan grafik 1, didapatkan:

Jenis tanah = Silt and clay, soft

f =	0.128	kg/cm3
T =	(E I / f)^(1/5)	
=	259.8868	cm
=	2.598868	m
L/T =	9.427181	
L/Tpakai =	10	
z =	0	

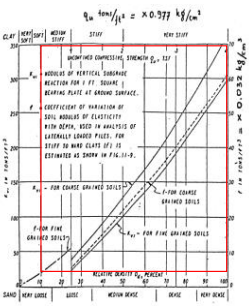
berdasarkan grafik 2 dan 3, didapatkan:

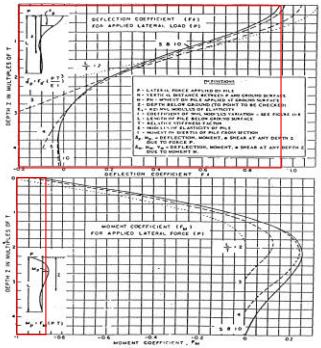
Fm =	0.87	
Fδ =	0.94	
P = Pbin =	2952.074	kg

$$\delta_p = F_\delta \left(\frac{PT^3}{EI}\right)$$

δp = 0.009734 m

0.973 cm OK





6.5.3 Kontrol momen crack

Mpmax = P*Fm*T		
=	20240.77	kgm
=	20.24077	tm

OK

Perhitungan Jumlah Tiang Area DB-1 Zona 4

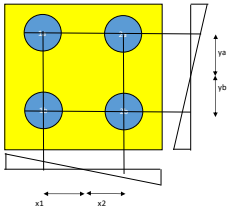
6.1 Menentukan Jumlah Tiang Minimum

Zona 4

Bore Diameter	0.6	m
Bore Depth	23.5	m
Pu	126.7895	ton
Qu	111.6923	ton
SF	3	
Pijin	37.23078	ton
Jml tiang	3.405502	
=	4	pcs

6.2 Konfigurasi Tiang

Diameter	0.6	m
Jarak arah X	1.5	m
Jarak arah Y	1.5	m
Jarak ke tepi	0.6	m
n arah X (m)	2	pcs
n arah Y (n)	2	pcs
Total tiang	4	pcs
Lebar cap	2.7	m
Panjang cap	2.7	m



6.3 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang

$$\mu = 1 - \frac{\arctan(\phi / S)}{90^\circ} * \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

μ = 0.874334

Pijin 1 tiang dalam grup 32.552 ton

Jumlah tiang minimum 3.894967

= 4 pcs OK

6.4 Beban Yang Diterima Pada Tiap Tiang Pancang

x1 =	0.75 m	ya =	0.75 m
x2 =	0.75 m	yb =	0.75 m
x3 =	0 m	Σny^2 =	1.125 m2
Σnx^2 =	1.125 m2		

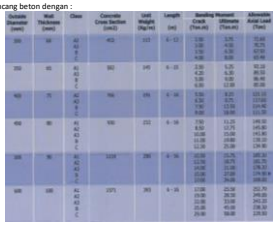
Tabel Beban yang Diterima Tiang

No. Tiang	V/n	My	xi	Σnx^2	Mx	yi	Σny^2	Pmax	Pmin	Pijin	Kontrol
P1a	43.85716	0.49908	0.75	1.125	2.40293	0.75	1.125	45.79183	45.79183	52.213	OK
P1b	43.85716	0.49908	0.75	1.125	2.40293	0.75	1.125	45.79183	45.79183	52.213	OK
P2a	43.85716	0.49908	0.75	1.125	2.40293	0.75	1.125	45.79183	45.79183	52.213	OK
P2b	43.85716	0.49908	0.75	1.125	2.40293	0.75	1.125	45.79183	45.79183	52.213	OK

6.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Berdasarkan spesifikasi Wika Pile Classification, direncanakan tiang pancang beton dengan :

Diameter =	0.6	m
Tebal =	0.1	m
f'c =	40	Mpa
Kelas =	C	
Pallow =	229.5	ton
Mcrack =	29	tonm



6.5.1 Kontol beban aksial

Pallow > Pbeban

229.5 45.79183 OK

6.5.2 Kontrol defleksi

E =	29725.41 Mpa	
=	297254.1 kg/cm2	2972541001 kg/m2
I =	510508.8 cm4	
=	0.005105 m4	

berdasarkan grafik 1, didapatkan:

Jenis tanah = Silt and clay, soft

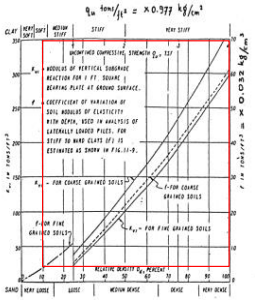
f =	0.128	kg/cm3
T =	(E I / f)^(1/5)	
=	259.8868	cm
=	2.598868	m
L/T =	9.042398	
L/Tpakai =	10	
z =	0	

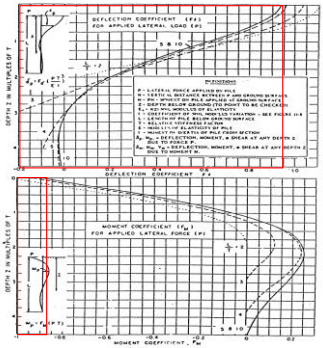
berdasarkan grafik 2 dan 3, didapatkan:

Fm =	0.87	
Fδ =	0.94	
P = Pbiv/n =	11447.96	kg

$$\delta_p = F_\delta \left(\frac{PT^3}{EI}\right)$$

δp =	0.012447	m
	1.245 cm	OK





6.5.3 Kontrol momen crack

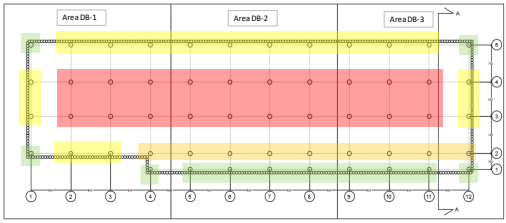
Mpmax =	P*Fm*T	
=	25884.01	kgm
=	25.88401	tm OK

Perhitungan Jumlah Tiang Area DB-2 Zona 1

6.1 Menentukan Jumlah Tiang Minimum

Zona 1

Bore Diameter	0.6	m
Bore Depth	29.5	m
Pu	393.2868	ton
Qu	199.6525	ton
SF	3	
Pijin	66.55083	ton
Jml tiang	5.90957	
=	6	pcs



6.2 Konfigurasi Tiang

Diameter	0.6	m
Jarak arah X	1.5	m
Jarak arah Y	1.5	m
Jarak ke tepi	0.6	m
n arah X (m)	3	pcs
n arah Y (n)	3	pcs
Total tiang	8	pcs
Lebar cap	4.2	m
Panjang cap	4.2	m

6.3 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang

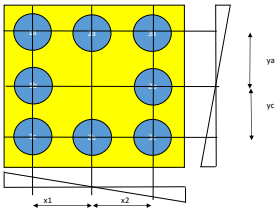
$$\mu = 1 - \frac{\arctan(\phi / S)}{90^\circ} * \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

μ = 0.832445

Pijin 1 tiang dalam grup 55.400 ton

Jumlah tiang minimum 7.099048

= 8 pcs OK



6.4 Beban Yang Diterima Pada Tiap Tiang Pancang

x1 =	1.5 m	ya =	1.5 m
x2 =	0 m	yb =	0 m
x3 =	1.5 m	yc =	1.5 m
Σnx^2 =	4.5 m2	Σny^2 =	4.5 m2

Tabel Beban yang Diterima Tiang

No. Tiang	V/n	My	xi	Σnx^2	Mx	yi	Σny^2	Pmax	Pmin	Pijin	Kontrol
P1a	49.16085	0.73838	1.5	4.5	1.14844	1.5	4.5	49.78979	48.53191	55.400	OK
P1b	49.16085	0.73838	1.5	4.5	1.14844	0	4.5	49.40698	48.91472	55.400	OK
P1c	49.16085	0.73838	1.5	4.5	1.14844	1.5	4.5	49.78979	48.53191	55.400	OK
P2a	49.16085	0.73838	0	4.5	1.14844	1.5	4.5	49.54366	48.77804	55.400	OK
P2b	49.16085	0.73838	0	4.5	1.14844	0	4.5	49.16085	49.16085	55.400	OK
P3a	49.16085	0.73838	1.5	4.5	1.14844	1.5	4.5	49.78979	48.53191	55.400	OK
P3b	49.16085	0.73838	1.5	4.5	1.14844	0	4.5	49.40698	48.91472	55.400	OK
P3c	49.16085	0.73838	1.5	4.5	1.14844	1.5	4.5	49.78979	48.53191	55.400	OK

6.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Berdasarkan spesifikasi Wika Pile Classification, direncanakan tiang pancang beton dengan :

Diameter =	0.6	m
Tebal =	0.1	m
Fc =	40	Mpa
Kelas =	8	
Pallow =	238.3	ton
Mcrack =	25	tonm

6.5.1 Kontol beban aksial

Pallow > Pbeban

238.3 49.78979 OK

6.5.2 Kontrol defleksi

E =	29725.41 Mpa	
=	297254.1 kg/cm2	2972541001 kg/m2
I =	510508.8 cm4	
=	0.005105 m4	

berdasarkan grafik 1, didapatkan:

Jenis tanah = Silt and clay, soft

f =	0.128	kg/cm3
T =	(E I / f)^(1/5)	
=	259.8868	cm
=	2.598868	m
L/T =	9.811964	
L/Tpakai =	10	
z =	0	

berdasarkan grafik 2 dan 3, didapatkan:

Fm =	0.87	
Fδ =	0.94	
P = Pbin =	6223.724	kg

$$\delta_p = F_\delta \left(\frac{PT^3}{EI}\right)$$

δp = 0.006767 m

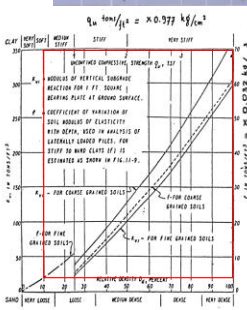
0.677 cm OK

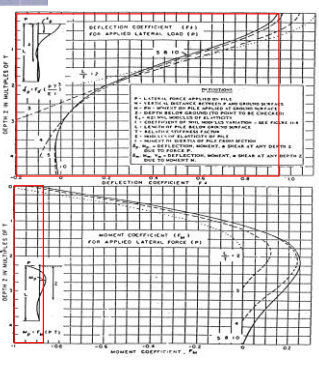
6.5.3 Kontrol momen crack

Mpmax = P*Fm*T

= 14071.93 kgm

= 14.07193 tm OK





Perhitungan Jumlah Tiang Area DB-2 Zona 2

6.1 Menentukan Jumlah Tiang Minimum

Zona 2		
Bore Diameter	0.6	m
Bore Depth	25	m
Pu	273.9638	ton
Qu	176.168728	ton
SF	3	
Pijin	58.7229093	ton
Jml tiang	4.6653649	
=	5	pcs

6.2 Konfigurasi Tiang

Diameter	0.6	m
Jarak arah X	1.8	m
Jarak arah Y	1.8	m
Jarak ke tepi	0.6	m
n arah X (m)	3	pcs
n arah Y (n)	2	pcs
Total tiang	6	pcs
Lebar cap	4.8	m
Panjang cap	3	m

6.3 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang

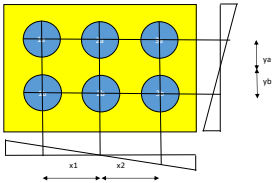
$$\mu = 1 - \frac{\arctan(\phi/S)}{90^\circ} * \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

μ = 0.87734027

Pijin 1 tiang dalam grup 51.520 ton

Jumlah tiang minimum 5.317623

= 6 pcs OK



6.4 Beban Yang Diterima Pada Tiap Tiang Pancang

x1 =	1.8 m	ya =	0.9 m
x2 =	0 m	yb =	0.9 m
x3 =	1.8 m	Σny^2 =	1.62 m2
Σnx^2 =	6.48 m2		

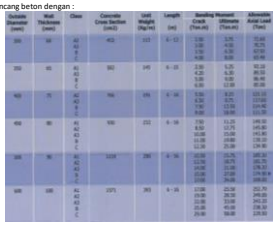
Tabel Beban yang Diterima Tiang

No. Tiang	V/n	My	xi	Σnx^2	Mx	yi	Σny^2	Pmax	Pmin	Pijin	Kontrol
P1a	45.6606333	0.62773	1.8	6.48	-0.30918	0.9	1.62	45.66324	45.65803	51.520	OK
P1b	45.6606333	0.62773	1.8	6.48	-0.30918	0.9	1.62	45.66324	45.65803	51.520	OK
P2a	45.6606333	0.62773	0	6.48	-0.30918	0.9	1.62	45.48887	45.8324	51.520	OK
P2b	45.6606333	0.62773	0	6.48	-0.30918	0.9	1.62	45.48887	45.8324	51.520	OK
P3a	45.6606333	0.62773	1.8	6.48	-0.30918	0.9	1.62	45.66324	45.65803	51.520	OK
P3b	45.6606333	0.62773	1.8	6.48	-0.30918	0.9	1.62	45.66324	45.65803	51.520	OK

6.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Berdasarkan spesifikasi Wika Pile Classification, direncanakan tiang pancang beton dengan :

Diameter =	0.6	m
Tebal =	0.1	m
f'c =	40	Mpa
Kelas =	C	
Pallow =	229.5	ton
Mcrack =	29	tonm



6.5.1 Kontol beban aksial

Pallow > Pbeban

229.5 45.6632361 OK

6.5.2 Kontrol defleksi

E =	29725.41 Mpa	
=	297254.1 kg/cm2	2.97E+09 kg/m2
I =	510508.806 cm4	
=	0.00510509 m4	

berdasarkan grafik 1, didapatkan:

Jenis tanah = Silt and clay, soft

f =	0.128	kg/cm3
T =	(E I / f)^(1/5)	
=	259.886802	cm
=	2.59886802	m
L/T =	9.61957277	

L/Tpakai = 10

z = 0

berdasarkan grafik 2 dan 3, didapatkan:

Fm =	0.87	
Fδ =	0.94	
P = Pivin =	7610.53935	kg

$$\delta_p = F_\delta \left(\frac{PT^3}{EI}\right)$$

δp = 0.00827494 m

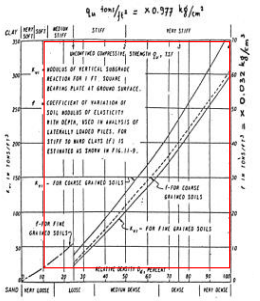
0.827 cm OK

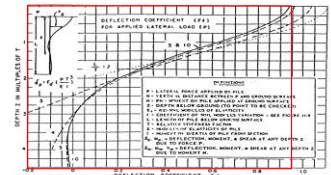
6.5.3 Kontrol momen crack

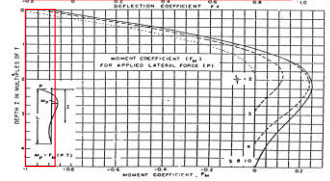
Mpmax = P*Fm*T

= 17207.545 kgm

= 17.207545 tm OK







Perhitungan Jumlah Tiang Area DB-2 Zona 3

6.1 Menentukan Jumlah Tiang Minimum

Zona 3

Bore Diameter	0.6	m
Bore Depth	24.5	m
Pu	219.2858	ton
Qu	151.7588	ton
SF	3	
Pijin	50.58626	ton
Jml tiang	4.334888	
=	5	pcs

6.2 Konfigurasi Tiang

Diameter	0.6 m		
Jarak arah X	2.1213 m	Jarak Diagonal	1.5 m
Jarak arah Y	2.1213 m		
Jarak ke tepi	0.6 m		
n arah X (m)	2 pcs		
n arah Y (n)	2 pcs		
Total tiang	5 pcs		
Lebar cap	3.4 m		
Panjang cap	3.4 m		

6.3 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang

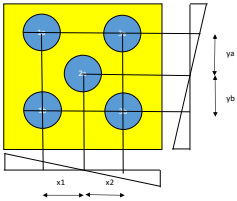
$$\mu = 1 - \frac{\arctan(\phi/S)}{90^\circ} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

μ = 0.910561

Pijin 1 tiang dalam grup 46.062 ton

Jumlah tiang minimum 4.760681

= 5 pcs OK



6.4 Beban Yang Diterima Pada Tiap Tiang Pancang

x1 = 1.6065 m ya = 1.6065 m

x2 = 1.6065 m yb = 1.6065 m

Σmy^2 = 5.161685 m2

Σnx^2 = 5.161685 m2

Tabel Beban yang Diterima Tiang

No. Tiang	V/n	My	xi	Σnx^2	Mx	yi	Σmy^2	Pmax	Pmin	Pijin	Kontrol
P1a	43.85716	0.49908	1.6065	5.161685	2.40293	1.6065	5.161685	44.76037	42.95395	46.062	OK
P1b	43.85716	0.49908	1.6065	5.161685	2.40293	1.6065	5.161685	44.76037	42.95395	46.062	OK
P2a	43.85716	0.49908	0	5.161685	2.40293	0	5.161685	43.85716	43.85716	46.062	OK
P3a	43.85716	0.49908	1.6065	5.161685	2.40293	1.6065	5.161685	44.76037	42.95395	46.062	OK
P3b	43.85716	0.49908	1.6065	5.161685	2.40293	1.6065	5.161685	44.76037	42.95395	46.062	OK

6.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Berdasarkan spesifikasi Wika Pile Classification, direncanakan tiang pancang beton dengan :

Diameter =	0.6	m
Tebal =	0.1	m
f'c =	40	Mpa
Kelas =	C	
Pallow =	229.5	ton
Mcrack =	29	tonm

6.5.1 Kontrol beban aksial

Pallow > Pbeban

229.5 44.76037 OK

6.5.2 Kontrol defleksi

E =	29725.41 Mpa	
=	297254.1 kg/cm2	2.97E+09 kg/m2
I =	510508.8 cm4	
=	0.005105 m4	

berdasarkan grafik 1, didapatkan:

Jenis tanah = Silt and clay, soft

f =	0.128	kg/cm3
T =	(E I / f)^(1/5)	
=	259.8868 cm	
=	2.598868 m	
L/T =	9.427181	
L/Tpakai =	10	
z =	0	

berdasarkan grafik 2 dan 3, didapatkan:

Fm =	0.87	
Fδ =	0.94	
P = Pb/n	8952.074 kg	

$$\delta_p = F_\delta \left(\frac{PT^3}{EI}\right)$$

δp = 0.009734 m

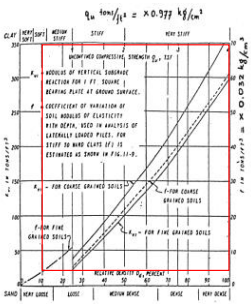
0.973 cm OK

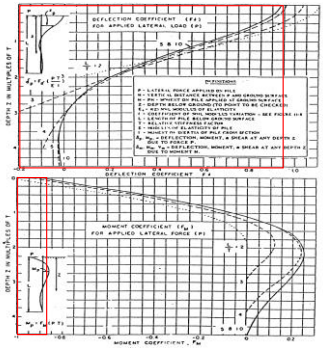
6.5.3 Kontrol momen crack

Mpmax = P*Fm*T

= 20240.77 kgm

= 20.24077 tm OK





Perhitungan Jumlah Tiang Area DB-2 Zona 4

6.1 Menentukan Jumlah Tiang Minimum

Zona 4		
Bore Diameter	0.6	m
Bore Depth	23.5	m
Pu	126.7895	ton
Qu	109.9903	ton
SF	3	
Pijin	36.66343	ton
Jml tiang	3.458201	
=	4	pcs

6.2 Konfigurasi Tiang

Diameter	0.6	m
Jarak arah X	1.5	m
Jarak arah Y	1.5	m
Jarak ke tepi	0.6	m
n arah X (m)	2	pcs
n arah Y (n)	2	pcs
Total tiang	4	pcs
Lebar cap	2.7	m
Panjang cap	2.7	m

6.3 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang

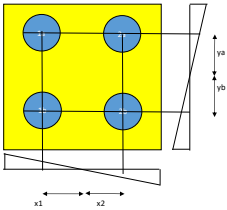
$$\mu = 1 - \frac{\arctan(\phi/S)}{90^o} * \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

μ = 0.874334

Pijin 1 tiang dalam grup 32.056 ton

Jumlah tiang minimum 3.95524

= 4 pcs OK



6.4 Beban Yang Diterima Pada Tiap Tiang Pancang

x1 =	0.75 m	ya =	0.75 m
x2 =	0.75 m	yb =	0.75 m
x3 =	0 m	Σny^2 =	1.125 m2
Σnx^2 =	1.125 m2		

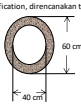
Tabel Beban yang Diterima Tiang

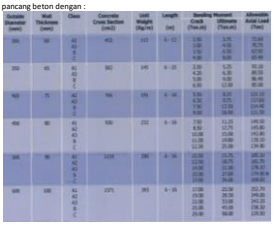
No. Tiang	V/n	My	xi	Σnx^2	Mx	yi	Σny^2	Pmax	Pmin	Pijin	Kontrol
P1a	43.85716	0.49908	0.75	1.125	2.40293	0.75	1.125	45.79183	45.79183	55.400	OK
P1b	43.85716	0.49908	0.75	1.125	2.40293	0.75	1.125	45.79183	45.79183	55.400	OK
P2a	43.85716	0.49908	0.75	1.125	2.40293	0.75	1.125	45.79183	45.79183	55.400	OK
P2b	43.85716	0.49908	0.75	1.125	2.40293	0.75	1.125	45.79183	45.79183	55.400	OK

6.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Berdasarkan spesifikasi Wika Pile Classification, direncanakan tiang pancang beton dengan :

Diameter =	0.6	m
Tebal =	0.1	m
f'c =	40	Mpa
Kelas =	C	
Pallow =	229.5	ton
Mcrack =	29	tonm





6.5.1 Kontol beban aksial

Pallow > Pbeban

229.5 45.79183 OK

6.5.2 Kontrol defleksi

E =	29725.41 Mpa	
=	297254.1 kg/cm2	2.97E+09 kg/m2
I =	510508.8 cm4	
=	0.005105 m4	

berdasarkan grafik 1, didapatkan:

Jenis tanah = Silt and clay, soft

f =	0.128	kg/cm3
T =	(E I / f)^(1/5)	
=	259.8868	cm
=	2.598868	m
L/T =	9.042398	
L/Tpakai =	10	
z =	0	

berdasarkan grafik 2 dan 3, didapatkan:

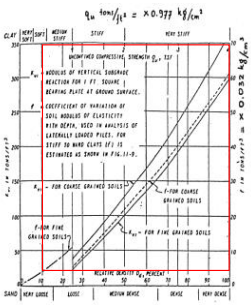
Fm =	0.87	
Fδ =	0.94	
P = Pb/n =	11447.96	kg

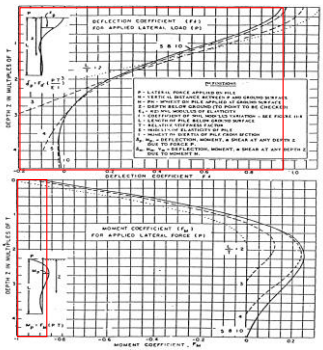
$$\delta_p = F_\delta \left(\frac{PT^3}{EI}\right)$$

δp =	0.012447	m
	1.245 cm	OK

6.5.3 Kontrol momen crack

Mpmax = P*Fm*T		
=	25884.01	kgm
=	25.88401	tm OK



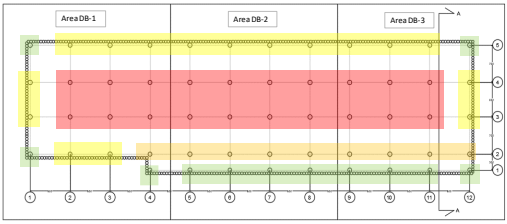


Perhitungan Jumlah Tiang Area DB-3 Zona 1

6.1 Menentukan Jumlah Tiang Minimum

Zona 1

Bore Diameter	0.6	m
Bore Depth	23	m
Pu	393.2868	ton
Qu	182.7417	ton
SF	3	
Pijin	60.91391	ton
Jml tiang	6.456437	
=	7	pcs



6.2 Konfigurasi Tiang

Diameter	0.6	m
Jarak arah X	1.5	m
Jarak arah Y	1.5	m
Jarak ke tepi	0.6	m
n arah X (m)	3	pcs
n arah Y (n)	3	pcs
Total tiang	8	pcs
Lebar cap	4.2	m
Panjang cap	4.2	m

6.3 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang

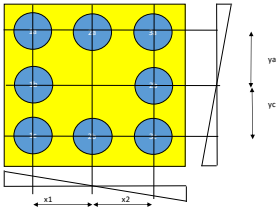
$$\mu = 1 - \frac{\arctan(\phi / S)}{90^\circ} * \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

μ = 0.832445

Pijin 1 tiang dalam grup 50.708 ton

Jumlah tiang minimum 7.755988

= 8 pcs OK



6.4 Beban Yang Diterima Pada Tiap Tiang Pancang

x1 =	1.5 m	ya =	1.5 m
x2 =	0 m	yb =	0 m
x3 =	1.5 m	yc =	1.5 m
Σnx^2 =	4.5 m2	Σny^2 =	4.5 m2

Tabel Beban yang Diterima Tiang

No. Tiang	V/n	My	xi	Σnx^2	Mx	yi	Σny^2	Pmax	Pmin	Pijin	Kontrol
P1a	49.16085	0.73838	1.5	4.5	1.14844	1.5	4.5	48.78979	48.53191	50.708	OK
P1b	49.16085	0.73838	1.5	4.5	1.14844	0	4.5	49.40698	48.91472	50.708	OK
P1c	49.16085	0.73838	1.5	4.5	1.14844	1.5	4.5	48.78979	48.53191	50.708	OK
P2a	49.16085	0.73838	0	4.5	1.14844	1.5	4.5	49.54366	48.77804	50.708	OK
P2b	49.16085	0.73838	0	4.5	1.14844	0	4.5	49.16085	49.16085	50.708	OK
P3a	49.16085	0.73838	1.5	4.5	1.14844	1.5	4.5	48.78979	48.53191	50.708	OK
P3b	49.16085	0.73838	1.5	4.5	1.14844	0	4.5	49.40698	48.91472	50.708	OK
P3c	49.16085	0.73838	1.5	4.5	1.14844	1.5	4.5	48.78979	48.53191	50.708	OK

6.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Berdasarkan spesifikasi Wika Pile Classification, direncanakan tiang pancang beton dengan :

Diameter =	0.6	m
Tebal =	0.1	m
f'c =	40	Mpa
Kelas =	8	
Pallow =	238.3	ton
Mcrack =	25	tonm

6.5.1 Kontol beban aksial

Pallow > Pbeban

238.3 49.78979 OK

6.5.2 Kontrol defleksi

E =	29725.41 Mpa	
=	297254.1 kg/cm2	2972541001 kg/m2
I =	510508.8 cm4	
=	0.005105 m4	

berdasarkan grafik 1, didapatkan:

Jenis tanah = Silt and clay, soft

f =	0.128	kg/cm3
T =	(E I / f)^(1/5)	
=	259.8868	cm
=	2.598868	m
L/T =	8.850007	
L/Tpakai =	10	
z =	0	

berdasarkan grafik 2 dan 3, didapatkan:

Fm =	0.87	
Fδ =	0.94	
P = Pbin =	6223.724 kg	

$$\delta_p = F_\delta \left(\frac{PT^3}{EI}\right)$$

δp = 0.006767 m

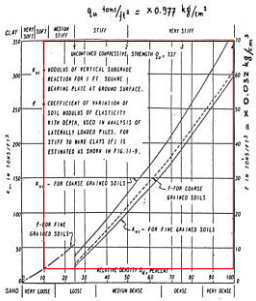
0.677 cm OK

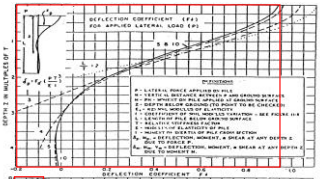
6.5.3 Kontrol momen crack

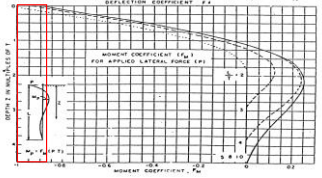
Mpmax = P*Fm*T

= 14071.93 kgm

= 14.07193 tm OK







Perhitungan Jumlah Tiang Area DB-3 Zona 2

6.1 Menentukan Jumlah Tiang Minimum

Zona 2

Bore Diameter	0.6	m
Bore Depth	22	m
Pu	273.9638	ton
Qu	168.346707	ton
SF	3	
Pijin	56.1155691	ton
Jml tiang	4.88213529	
=	5	pcs

6.2 Konfigurasi Tiang

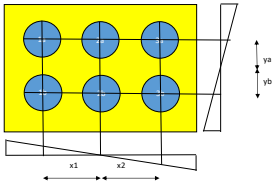
Diameter	0.6	m
Jarak arah X	1.8	m
Jarak arah Y	1.8	m
Jarak ke tepi	0.6	m
n arah X (m)	3	pcs
n arah Y (n)	2	pcs
Total tiang	6	pcs
Lebar cap	4.8	m
Panjang cap	3	m

6.3 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang

$$\mu = 1 - \frac{\arctan(\phi / S)}{90^\circ} * \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

μ = 0.87734027

Pijin 1 tiang dalam grup	49.232	ton
Jumlah tiang minimum	5.5647	
=	6 pcs	OK



6.4 Beban Yang Diterima Pada Tiap Tiang Pancang

x1 =	1.8 m	ya =	0.9 m
x2 =	0 m	yb =	0.9 m
x3 =	1.8 m	Σny^2 =	1.62 m2
Σnx^2 =	6.48 m2		

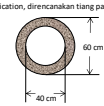
Tabel Beban yang Diterima Tiang

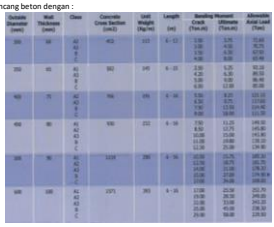
No. Tiang	V/n	My	xi	Σnx^2	Mx	yi	Σny^2	Pmax	Pmin	Pijin	Kontrol
P1a	45.6606333	0.62773	1.8	6.48	-0.30918	0.9	1.62	45.66324	45.65803	49.232	OK
P1b	45.6606333	0.62773	1.8	6.48	-0.30918	0.9	1.62	45.66324	45.65803	49.232	OK
P2a	45.6606333	0.62773	0	6.48	-0.30918	0.9	1.62	45.48887	45.8324	49.232	OK
P2b	45.6606333	0.62773	0	6.48	-0.30918	0.9	1.62	45.48887	45.8324	49.232	OK
P3a	45.6606333	0.62773	1.8	6.48	-0.30918	0.9	1.62	45.66324	45.65803	49.232	OK
P3b	45.6606333	0.62773	1.8	6.48	-0.30918	0.9	1.62	45.66324	45.65803	49.232	OK

6.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Berdasarkan spesifikasi Wika Pile Classification, direncanakan tiang pancang beton dengan :

Diameter =	0.6	m
Tebal =	0.1	m
f'c =	40	Mpa
Kelas =	B	
Pallow =	238.3	ton
Mcrack =	25	tonm





6.5.1 Kontol beban aksial

Pallow > Pbeban

238.3 45.6632361 OK

6.5.2 Kontrol defleksi

E =	29725.41 Mpa	
=	297254.1 kg/cm2	2.97E+09 kg/m2
I =	510508.806 cm4	
=	0.00510509 m4	

berdasarkan grafik 1, didapatkan:

Jenis tanah = Silt and clay, soft

f =	0.128	kg/cm3
T =	(E I / f)^(1/5)	
=	259.886802	cm
=	2.59886802	m
L/T =	8.46522404	
L/Tpakai =	10	
z =	0	

berdasarkan grafik 2 dan 3, didapatkan:

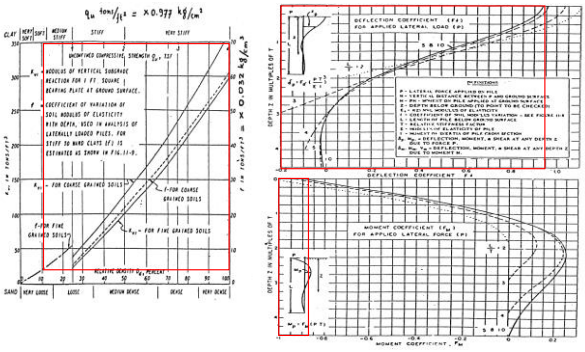
Fm =	0.87	
Fδ =	0.94	
P = Ph/n =	7610.53935	kg

$$\delta_p = F_\delta \left(\frac{P T^3}{EI}\right)$$

δp =	0.00827494	m
	0.827 cm	OK

6.5.3 Kontrol momen crack

Mpmax = P*Fm*T		
=	17207.545	kgm
=	17.207545	tm OK



Perhitungan Jumlah Tiang Area DB-3 Zona 3

6.1 Menentukan Jumlah Tiang Minimum

Zona 3

Bore Diameter	0.6	m
Bore Depth	22.5	m
Pu	219.2858	ton
Qu	168.3467	ton
SF	3	
Pijin	56.11557	ton
Jml tiang	3.907753	
=	4	pcs

6.2 Konfigurasi Tiang

Diameter	0.6 m		
Jarak arah X	2.1213 m	Jarak Diagonal	1.5 m
Jarak arah Y	2.1213 m		
Jarak ke tepi	0.6 m		
n arah X (m)	2 pcs		
n arah Y (n)	2 pcs		
Total tiang	5 pcs		
Lebar cap	3.4 m		
Panjang cap	3.4 m		

6.3 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang

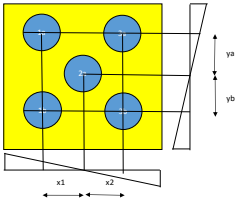
$$\mu = 1 - \frac{\arctan(\phi/S)}{90^\circ} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

μ = 0.910561

Pijin 1 tiang dalam grup 51.097 ton

Jumlah tiang minimum 4.29159

= 5 pcs OK



6.4 Beban Yang Diterima Pada Tiap Tiang Pancang

x1 = 1.6065 m ya = 1.6065 m

x2 = 1.6065 m yb = 1.6065 m

Σmy^2 = 5.161685 m2

Σnx^2 = 5.161685 m2

Tabel Beban yang Diterima Tiang

No. Tiang	V/n	My	xi	Σnx^2	Mx	yi	Σmy^2	Pmax	Pmin	Pijin	Kontrol
P1a	43.85716	0.49908	1.6065	5.161685	2.40293	1.6065	5.161685	44.76037	42.95395	51.097	OK
P1b	43.85716	0.49908	1.6065	5.161685	2.40293	1.6065	5.161685	44.76037	42.95395	51.097	OK
P2a	43.85716	0.49908	0	5.161685	2.40293	0	5.161685	43.85716	43.85716	51.097	OK
P3a	43.85716	0.49908	1.6065	5.161685	2.40293	1.6065	5.161685	44.76037	42.95395	51.097	OK
P3b	43.85716	0.49908	1.6065	5.161685	2.40293	1.6065	5.161685	44.76037	42.95395	51.097	OK

6.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Berdasarkan spesifikasi Wika Pile Classification, direncanakan tiang pancang beton dengan :

Diameter =	0.6	m
Tebal =	0.1	m
f'c =	40	Mpa
Kelas =	C	
Pallow =	229.5	ton
Mcrack =	29	tonm

6.5.1 Kontrol beban aksial

Pallow > Pbeban

229.5 44.76037 OK

6.5.2 Kontrol defleksi

E =	29725.41	Mpa	
=	297254.1	kg/cm2	2.97E+09 kg/m2
I =	510508.8	cm4	
=	0.005105	m4	

berdasarkan grafik 1, didapatkan:

Jenis tanah = Silt and clay, soft

f =	0.128	kg/cm3
T =	(E I / f)^(1/5)	
=	259.8868	cm
=	2.598868	m
L/T =	8.657615	

L/Tpakai = 10

z = 0

berdasarkan grafik 2 dan 3, didapatkan:

Fm =	0.87	
Fδ =	0.94	
P = Ph/n	8952.074	kg

$$\delta_p = F_\delta \left(\frac{PT^3}{EI}\right)$$

δp = 0.009734 m

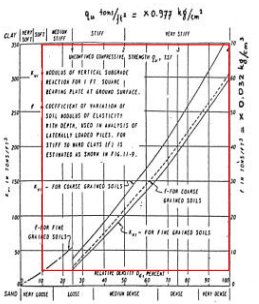
0.973 cm OK

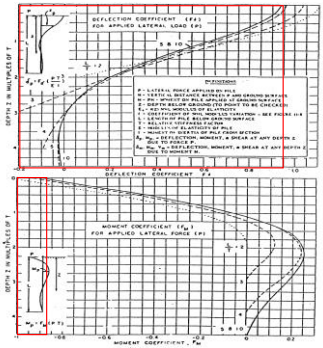
6.5.3 Kontrol momen crack

Mpmax = P*Fm*T

= 20240.77 kgm

= 20.24077 tm OK





Perhitungan Jumlah Tiang Area DB-3 Zona 4

6.1 Menentukan Jumlah Tiang Minimum

Zona 4		
Bore Diameter	0.6	m
Bore Depth	21.3	m
Pu	126.7895	ton
Qu	121.368	ton
SF	3	
Pijin	40.456	ton
Jml tiang	3.13401	
=	4	pcs

6.2 Konfigurasi Tiang

Diameter	0.6	m
Jarak arah X	1.5	m
Jarak arah Y	1.5	m
Jarak ke tepi	0.6	m
n arah X (m)	2	pcs
n arah Y (n)	2	pcs
Total tiang	4	pcs
Lebar cap	2.7	m
Panjang cap	2.7	m

6.3 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang

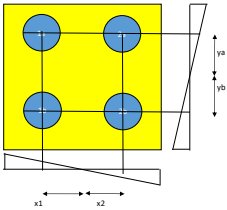
$$\mu = 1 - \frac{\arctan(\phi/S)}{90^o} * \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

μ = 0.874334

Pijin 1 tiang dalam grup 35.372 ton

Jumlah tiang minimum 3.584454

= 4 pcs OK



6.4 Beban Yang Diterima Pada Tiap Tiang Pancang

x1 =	0.75 m	ya =	0.75 m
x2 =	0.75 m	yb =	0.75 m
x3 =	0 m	Σny^2 =	1.125 m2
Σnx^2 =	1.125 m2		

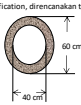
Tabel Beban yang Diterima Tiang

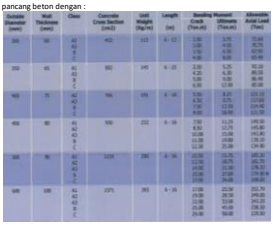
No. Tiang	V/n	My	xi	Σnx^2	Mx	yi	Σny^2	Pmax	Pmin	Pijin	Kontrol
P1a	43.85716	0.49908	0.75	1.125	2.40293	0.75	1.125	45.79183	45.79183	50.708	OK
P1b	43.85716	0.49908	0.75	1.125	2.40293	0.75	1.125	45.79183	45.79183	50.708	OK
P2a	43.85716	0.49908	0.75	1.125	2.40293	0.75	1.125	45.79183	45.79183	50.708	OK
P2b	43.85716	0.49908	0.75	1.125	2.40293	0.75	1.125	45.79183	45.79183	50.708	OK

6.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Berdasarkan spesifikasi Wika Pile Classification, direncanakan tiang pancang beton dengan :

Diameter =	0.6	m
Tebal =	0.1	m
f'c =	40	Mpa
Kelas =	C	
Pallow =	229.5	ton
Mcrack =	29	tonm





6.5.1 Kontol beban aksial

Pallow > Pbeban

229.5 45.79183 OK

6.5.2 Kontrol defleksi

E =	29725.41 Mpa	
=	297254.1 kg/cm2	2.97E+09 kg/m2
I =	510508.8 cm4	
=	0.005105 m4	

berdasarkan grafik 1, didapatkan:

Jenis tanah = Silt and clay, soft

f =	0.128	kg/cm3
T =	(E I / f)^(1/5)	
=	259.8868	cm
=	2.598868	m
L/T =	8.272833	
L/Tpakai =	10	
z =	0	

berdasarkan grafik 2 dan 3, didapatkan:

Fm =	0.87	
Fδ =	0.94	
P = Pb/n =	11447.96	kg

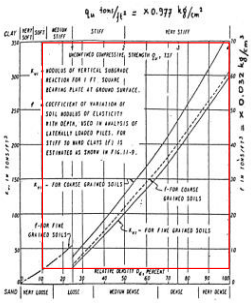
$$\delta_p = F_\delta \left(\frac{PT^3}{EI}\right)$$

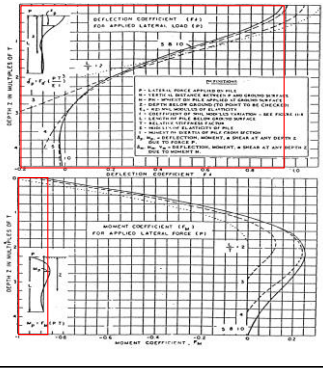
δp =	0.012447	m
	1.245 cm	OK

6.5.3 Kontrol momen crack

Mpmax = P*Fm*T

=	25884.01	kgm
=	25.88401	tm OK





Lampiran 6 Dimensi dan Penulangan *Pilecap* 8 Tiang

7.1 Perencanaan Pilecap

Data perencanaan

Bkolom =	500	mm
Lkolom =	500	mm
Bcap =	4.2	m
Lcap =	4.2	m
Hcap =	1	m
Dpile =	600	mm
npile =	8	pcs
Pn =	393.2868	ton
Pu =	569.4248	ton
Pallow =	238.3	ton
f'c =	40	Mpa
Mutu baja =	BJ-41	
fy =	250	Mpa
fu =	410	Mpa

Wn cap = 423.36 kN 42.336 ton

$$P_{n,pile} = \frac{P_n + W_{n,cap}}{n}$$

= 54.45285 ton < Pallow = 238.3 ton OK

Asumsi tulangan D- 32 Ag = 804.2477 mm2

selimut = 75 mm

d = 909 mm

= 0.909 m

Jenis Baja	Tegangan putus minimum, fu (MPa)	Tegangan leleh minimum, *y f* (MPa)	Peregangan minimum (%)
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

7.1.1 Design tulangan Lentur

$$P_{u,pile} = \frac{P_u + 1.2W_{n,cap}}{n}$$

= 77.5285 ton

$$M_u = nP_{u,pile}X - W_u$$

= 268.2162 tonm

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

= 0.085875 Mpa

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c}$$

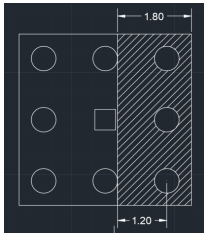
= 7.352941

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) =$$

= 0.000344

$$A_s = \rho b_o d$$

= 21379.68 mm^2



ρmin = 1.4/fy ρpakai = 0.0056

= 0.0056

Dibutuhkan tulangan	Jarak	n	jarak
n = 28	144.6428571 mm	27.93103	145

Ab = Atul*n

= 22518.94 mm^2 28 D32-145

7.1.2 Design tulangan Bagi

Asperlu = 50 % dari tulangan lentur

= 10689.84 mm2

Dibutuhkan tulangan	Jarak	n	jarak
n = 14	289.2857143 mm	13.5	300

Ab = Atul*n

= 11259.47 mm^2 14 D32-290

7.1.2 Design tulangan Geser

Vu = 5694.248 kN

$$Vc = \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times b \times d$$

= 18109.42 kN

Vu < Vc

Tidak perlu tulangan geser

Namun tetap dipasang tulangan geser praktis Φ12

Dimensi dan Penulangan *Pilecap* 6 Tiang

7.1 Perencanaan Pilecap

Data perencanaan

Bkolom = 500 mm
Lkolom = 500 mm
Bcap = 4.2 m
Lcap = 2.7 m
Hcap = 1 m
Dpile = 600 mm
npile = 6 pcs
Pn = 273.9638 ton
Pu = 396.1126 ton
Pallow = 229.5 ton
f'c = 40 Mpa
Mutu baja = BJ-41
fy = 250 Mpa
fu = 410 Mpa

Wn cap = 272.16 kN 27.216 ton

$$P_{n,pile} = \frac{P_n + W_{n,cap}}{n}$$

= 50.19663 ton < Pallow = 229.5 ton OK

Asumsi tulangan D- 32
selimut = 75 mm
d = 818 mm
= 0.818 m

Jenis Baja	Tegangan putus minimum, fu (MPa)	Tegangan leleh minimum, y f (MPa)	Peregangan minimum (%)
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

7.1.1 Design tulangan Lentur

$$P_{u,pile} = \frac{P_u + 1.2W_{n,cap}}{n}$$

= 71.46197 ton

$$M_u = nP_{u,pile}X - W_u$$

= 93.74872 tonm

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

= 0.057657 Mpa

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'}$$

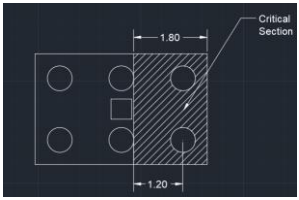
= 7.352941

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) =$$

= 0.000231

$$A_s = \rho b_o d$$

= 12368.16 mm^2



ρmin = 1.4/fy ρpakai = 0.0056
= 0.0056

Dibutuhkan tulangan Jarak n jarak
n = 20 202.5 mm 17.23404 235
Ab = Atul*n
= 16084.95 mm^2 20 D32-205 13860.44

7.1.2 Design tulangan Bagi

Asperlu = 50 % dari tulangan lentur
= 6184.08 mm2

Dibutuhkan tulangan Jarak n jarak
n = 12 337.5 mm 10.125 400
Ab = Atul*n
= 9650.973 mm^2 12 D32-340

7.1.2 Design tulangan Geser

Vu = 3961.126 kN

$$Vc = \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times b \times d$$

= 10476.31 kN

Vu < Vc

Tidak perlu tulangan geser
Namun tetap dipasang tulangan geser praktis Φ12

Dimensi dan Penulangan *Pilecap* 5 Tiang

7.1 Perencanaan Pilecap

Data perencanaan

Bkolom = 500 mm
Lkolom = 500 mm
Bcap = 3.4 m
Lcap = 3.4 m
Hcap = 1 m
Dpile = 600 mm
npile = 5 pcs
Pn = 219.2858 ton
Pu = 316.6191 ton
Pallow = 229.5 ton
f'c = 40 Mpa
Mutu baja = BJ-41
fy = 250 Mpa
fu = 410 Mpa

Wn cap = 277.44 kN 27.744 ton

$$P_{n,pile} = \frac{P_n + W_{n,cap}}{n}$$

= 49.40596 ton < Pallow = 229.5 ton OK

Asumsi tulangan D- 32
selimut = 75 mm
d = 818 mm
= 0.818 m

Jenis Baja	Tegangan putus minimum, fu (MPa)	Tegangan leleh minimum, y f (MPa)	Peregangan minimum (%)
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

7.1.1 Design tulangan Lentur

$$P_{u,pile} = \frac{P_u + 1.2W_{n,cap}}{n}$$

= 69.98238 ton

$$M_u = nP_{u,pile}X - W_u$$

= 47.62122 tonm

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

= 0.023258 Mpa

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c}$$

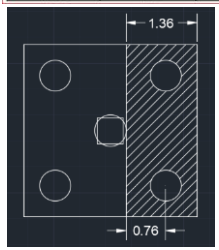
= 7.352941

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) =$$

= 9.31E-05

$$A_s = \rho b_0 d$$

= 15574.72 mm^2



ρmin = 1.4/fy ρpakai = 0.0056
= 0.0056

Dibutuhkan tulangan	Jarak	n	jarak
n = 20	162.5 mm	21.66667	150

Ab = Atul*n
= 16084.95 mm^2 20 D32-165 17425.37

7.1.2 Design tulangan Bagi

Asperlu = 50 % dari tulangan lentur
= 7787.36 mm2

Dibutuhkan tulangan	Jarak	n	jarak
n = 10	325 mm	6.914894	470

Ab = Atul*n
= 8042.477 mm^2 10 D32-325

7.1.2 Design tulangan Geser

Vu = 3166.191 kN

Vc = $\frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times b \times d$

= 13192.39 kN

Vu < Vc

Tidak perlu tulangan geser
Namun tetap dipasang tulangan geser praktis Φ12

Dimensi dan Penulangan *Pilecap* 4 Tiang

7.1 Perencanaan Pilecap

Data perencanaan

Bkolom = 500 mm
Lkolom = 500 mm
Bcap = 2.7 m
Lcap = 2.7 m
Hcap = 1 m
Dpile = 600 mm
npile = 4 pcs
Pn = 126.7895 ton
Pu = 182.3826 ton
Pallow = 229.5 ton
f'c = 40 Mpa
Mutu baja = BJ-41
fy = 250 Mpa
fu = 410 Mpa

Wn cap = 174.96 kN 17.496 ton

$$P_{n,pile} = \frac{P_n + W_{n,cap}}{n}$$

= 36.07138 ton < Pallow = 229.5 ton OK

Asumsi tulangan D- 32
selimut = 75 mm
d = 818 mm
= 0.818 m

Jenis Baja	Tegangan putus minimum, fu (MPa)	Tegangan leleh minimum, y f (MPa)	Peregangan minimum (%)
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

7.1.1 Design tulangan Lentur

$$P_{u,pile} = \frac{P_u + 1.2W_{n,cap}}{n}$$

= 50.84445 ton

$$M_u = nP_{u,pile}X - W_u$$

= 3.32445 tonm

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

= 0.002045 Mpa

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'}$$

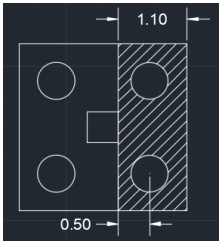
= 7.352941

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) =$$

= 8.18E-06

$$A_s = \rho b_o d$$

= 12368.16 mm^2



ρmin = 1.4/fy ρpakai = 0.0056
= 0.0056

Dibutuhkan tulangan Jarak n jarak
n = 16 159.375 mm 15.9375 160
Ab = Atul*n
= 12867.96 mm^2 16 D32-160 12817.7

7.1.2 Design tulangan Bagi

Asperlu = 50 % dari tulangan lentur
= 6184.08 mm2

Dibutuhkan tulangan Jarak n jarak
n = 8 318.75 mm 5.425532 470
Ab = Atul*n
= 6433.982 mm^2 8 D32-320

7.1.2 Design tulangan Geser

Vu = 1823.826 kN

$$Vc = \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times b \times d$$

= 10476.31 kN

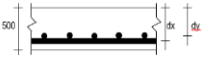
Vu < Vc

Tidak perlu tulangan geser
Namun tetap dipasang tulangan geser praktis Φ12

Lampiran 7 Penulangan Pelat Lantai 8 x 7 meter

8.2.1 Pelat Lantai 8x7m

Bplat = 700 cm Asumsi tulangan D- 13 dx 418.5 mm
Lplat = 800 cm As = 132.73229 mm2 dy 405.5 mm
Hplat = 500 mm Selimut = 75 mm
Bbalok = 30 cm
f'c = 40 Mpa
Mutu baja = BJ-41
fy = 250 Mpa
fu = 410 Mpa



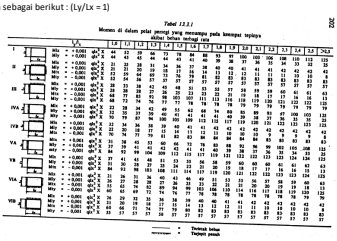
$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\frac{(f'c - 28)}{7}$$

= 0.76429

Lx = 670 cm
Ly = 770 cm
β = Ly / Lx
= 1.2 >> two-way slab

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut : (Ly/Lx = 1)

Mlx = 0.001*qlx^2*X
Mtx = 0.001*qlx^2*X
Mly = -0.001*qlx^2*X
Mty = -0.001*qlx^2*X



8.2.1.1 Penulangan tumpuan dan lapangan arah X

Nilai X	
Mlx (+) =	28
Mtx (-) =	64
X Pakai =	64

β = 1.2
Mlx = 10.4576 tm
= 1E+08 Nmm

$$\rho b = \frac{0.85\beta 1 f'c}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$$

0

= 0.07337
ρmax = 0.75ρb
= 0.05503
Maka digunakan batas=
ρmax = 0.025 SNI 03-2847-2013
ρmin = 0.002 SNI 03-2847-2013

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'}$$

= 7.35294

$$Rn = \frac{Mu}{\phi bd^2}$$

ϕ = 0.75 SNI 03-2847-2013

= 0.79612

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmxRn}{fy}}\right)$$

= 0.00322
Maka digunakan ρ=
ρpakai = 0.00322

Asperlu = ρbd
= 1348.68 mm2
Smax = 450 mm SNI 03-2847-2013
ntul = 10.1609
= 10.2 pcs
Stul = 98.0392
= 95 mm
Aspasang = 1353.87 mm2 OK 11 D13-95 permeter

8.2.1.2 Penulangan tumpuan dan lapangan arah Y

Nilai X	
Mly (+) =	20
Mty (-) =	56
X Pakai =	56

β = 1.2
Mlx = 9.15038 tm
= 9.2E+07 Nmm

$$\rho b = \frac{0.85\beta 1 f'c}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$$

= 0.07337
ρmax = 0.75ρb
= 0.05503
Maka digunakan batas=
ρmax = 0.025 SNI 03-2847-2013
ρmin = 0.002 SNI 03-2847-2013

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'}$$

= 7.35294

$$Rn = \frac{Mu}{\phi bd^2}$$

ϕ = 0.75 SNI 03-2847-2013

= 0.74199

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmxRn}{fy}}\right)$$

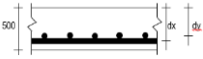
= 0.003
Maka digunakan ρ=
ρpakai = 0.003

Asperlu = ρbd
= 1216.93 mm2
Smax = 450 mm SNI 03-2847-2013
ntul = 9.1683
= 12 pcs
Stul = 83.3333
= 85 mm
Aspasang = 1592.79 mm2 OK 12 D13-85 permeter

Penulangan Pelat Lantai 8 x 6.5 meter

8.2.1 Pelat Lantai 8x6.5m

Bplat =	650 cm	Asumsi tulangan D-	13	dx	418.5 mm
Lplat =	800 cm	As =	132.73229 mm2	dy	405.5 mm
Hplat =	500 cm	Selimut =	75 mm		
Bbalok =	30 cm				
f'c =	40 Mpa				
Mutu baja =	BJ-41				
	fy =	250 Mpa			
	fu =	410 Mpa			



$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\frac{(f\,c - 28)}{7}$$

= 0.7642857

Lx = 620 cm

Ly = 770 cm

β = Ly / Lx

= 1.3 >> two-way slab

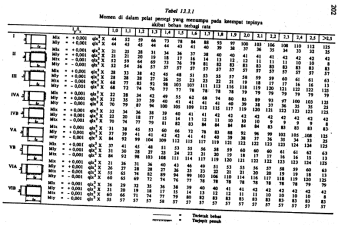
Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut : (Ly/Lx = 1.1)

Mlx = 0.001*qlx^2*X

Mtx = 0.001*qlx^2*X

Mly = -0.001*qlx^2*X

Mty = -0.001*qlx^2*X



202

Tabel 13.3.1

Momen di dalam pelat persegi yang menumpu pada keempat sisinya akibat beban merata rata

		Ly/Lx	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	>2.5
I	Mlx = +0.001 qlx² X		44	52	59	66	72	78	84	88	92	95	97	98	98	98	98	98	98
	Mly = +0.001 qly² X		44	43	42	41	40	39	38	37	36	35	34	33	32	31	30	30	30
	Mtx = -0.001 qlx² X																		
	Mty = -0.001 qly² X		51	59	66	73	79	85	90	94	98	101	103	104	104	104	104	104	104
II	Mlx = +0.001 qlx² X		29	35	39	44	48	51	54	57	59	60	61	62	62	62	62	62	62
	Mly = +0.001 qly² X		29	28	28	27	26	25	24	23	22	21	20	19	18	17	16	16	16
	Mtx = -0.001 qlx² X		33	39	44	49	53	57	60	63	65	67	68	69	69	69	69	69	69
	Mty = -0.001 qly² X		34	38	41	43	45	46	47	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48
III	Mlx = +0.001 qlx² X		38	43	48	52	56	60	63	65	67	68	69	70	70	70	70	70	70
	Mly = +0.001 qly² X		38	37	36	35	34	33	32	31	30	29	28	27	26	25	24	24	24
	Mtx = -0.001 qlx² X		42	48	53	57	61	65	68	71	73	75	76	77	77	77	77	77	77
	Mty = -0.001 qly² X		48	51	53	55	56	57	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58
IVA	Mlx = +0.001 qlx² X		73	79	85	91	96	101	105	108	111	113	115	116	117	118	119	119	119
	Mly = +0.001 qly² X		73	72	71	70	69	68	67	66	65	64	63	62	61	60	59	59	59
	Mtx = -0.001 qlx² X		79	85	91	96	101	105	109	112	115	117	119	120	121	122	123	123	123
	Mty = -0.001 qly² X		79	78	77	76	75	74	73	72	71	70	69	68	67	66	65	65	65
IVB	Mlx = +0.001 qlx² X		22	25	28	31	33	35	37	38	39	40	41	42	42	42	42	42	42
	Mly = +0.001 qly² X		22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	8	8
	Mtx = -0.001 qlx² X		25	28	31	34	36	38	40	41	42	43	44	45	45	45	45	45	45
	Mty = -0.001 qly² X		26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	40	40
V	Mlx = +0.001 qlx² X		33	38	43	47	50	53	56	58	60	61	62	63	63	63	63	63	63
	Mly = +0.001 qly² X		33	32	31	30	29	28	27	26	25	24	23	22	21	20	19	19	19
	Mtx = -0.001 qlx² X		38	43	47	50	53	56	58	60	61	62	63	63	63	63	63	63	63
	Mty = -0.001 qly² X		38	37	36	35	34	33	32	31	30	29	28	27	26	25	24	24	24
VIA	Mlx = +0.001 qlx² X		52	59	65	71	76	81	85	88	91	93	95	96	97	98	99	99	99
	Mly = +0.001 qly² X		52	51	50	49	48	47	46	45	44	43	42	41	40	39	38	38	38
	Mtx = -0.001 qlx² X		59	65	71	76	81	85	89	92	95	97	99	100	101	102	103	103	103
	Mty = -0.001 qly² X		59	58	57	56	55	54	53	52	51	50	49	48	47	46	45	45	45
VIB	Mlx = +0.001 qlx² X		22	25	28	31	33	35	37	38	39	40	41	42	42	42	42	42	42
	Mly = +0.001 qly² X		22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	8	8
	Mtx = -0.001 qlx² X		25	28	31	34	36	38	40	41	42	43	44	45	45	45	45	45	45
	Mty = -0.001 qly² X		26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	40	40
VII	Mlx = +0.001 qlx² X		33	38	43	47	50	53	56	58	60	61	62	63	63	63	63	63	63
	Mly = +0.001 qly² X		33	32	31	30	29	28	27	26	25	24	23	22	21	20	19	19	19
	Mtx = -0.001 qlx² X		38	43	47	50	53	56	58	60	61	62	63	63	63	63	63	63	63
	Mty = -0.001 qly² X		38	37	36	35	34	33	32	31	30	29	28	27	26	25	24	24	24
VIIIA	Mlx = +0.001 qlx² X		52	59	65	71	76	81	85	88	91	93	95	96	97	98	99	99	99
	Mly = +0.001 qly² X		52	51	50	49	48	47	46	45	44	43	42	41	40	39	38	38	38
	Mtx = -0.001 qlx² X		59	65	71	76	81	85	89	92	95	97	99	100	101	102	103	103	103
	Mty = -0.001 qly² X		59	58	57	56	55	54	53	52	51	50	49	48	47	46	45	45	45
VIIIB	Mlx = +0.001 qlx² X		22	25	28	31	33	35	37	38	39	40	41	42	42	42	42	42	42
	Mly = +0.001 qly² X		22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	8	8
	Mtx = -0.001 qlx² X		25	28	31	34	36	38	40	41	42	43	44	45	45	45	45	45	45
	Mty = -0.001 qly² X		26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	40	40

* Tulangan tunggal
********** Tulangan ganda

Nilai X	
Mlx (+) =	31
Mtx (-) =	69
X Pakai =	69

8.2.1.1 Penulangan tumpuan dan lapangan arah X

β = 1.3

Mlx = 9.6545904 tm

= 96545904 Nmm

$$\rho b = \frac{0.85\beta 1 f'c}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$$

= 0.0733714

ρmax = 0.75ρb

= 0.0550286

Maka digunakan batas=

ρmax = 0.025 SNI 03-2847-2013

ρmin = 0.002 SNI 03-2847-2013

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'}$$

= 7.3529412

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2}$$ ϕ = 0.75 SNI 03-2847-2013

= 0.7349904

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmxRn}{fy}}\right)$$

= 0.0029724

Maka digunakan ρ=

ρpakai = 0.0029724

Asperlu = ρbd

= 1243.9681 mm2

Smax = 450 mm SNI 03-2847-2013

ntul = 9.3720085

= 11 pcs

Stul = 90.909091

= 95 mm

Aspasang = 1460.0552 mm2 OK 11 D13-95 permeter

Nilai X	
Mly (+) =	19
Mty (-) =	57
X Pakai =	57

8.2.1.2 Penulangan tumpuan dan lapangan arah Y

β = 1.3

Mlx = 7.9755312 tm

= 79755312 Nmm

$$\rho b = \frac{0.85\beta 1 f'c}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$$

= 0.0733714

ρmax = 0.75ρb

= 0.0550286

Maka digunakan batas=

ρmax = 0.025 SNI 03-2847-2013

ρmin = 0.002 SNI 03-2847-2013

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'}$$

= 7.3529412

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2}$$ ϕ = 0.75 SNI 03-2847-2013

= 0.6467205

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmxRn}{fy}}\right)$$

= 0.002612

Maka digunakan ρ=

ρpakai = 0.002612

Asperlu = ρbd

= 1059.1515 mm2

Smax = 450 mm SNI 03-2847-2013

ntul = 7.979607

= 8 pcs

Stul = 125

= 95 mm

Aspasang = 1061.8583 mm2 OK 10 D13-95 permeter

Penulangan Pelat Lantai 8 x 3 meter

8.2.1 Pelat Lantai 8x3m

Bplat = 300 cm Asumsi tulangan D- 13 dx 418.5 mm
Lplat = 800 cm As = 132.73229 mm2 dy 405.5 mm
Hplat = 500 cm Selimut = 75 mm
Bbalok = 30 cm
f'c = 40 Mpa
Mutu baja = BJ-41
fy = 250 Mpa
fu = 410 Mpa

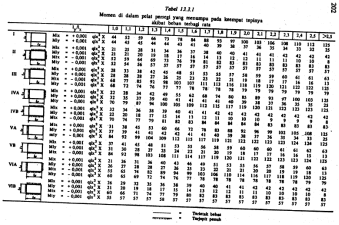
$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\,\frac{(f'c - 28)}{7}$$

= 0.764286

Lx = 270 cm
Ly = 770 cm
β = Ly / Lx
= 2.9 >> one-way slab

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut : (Ly/Lx = 2.9)

Mlx = 0.001*qlx^2*X
Mtx = 0.001*qlx^2*X
Mly = -0.001*qlx^2*X
Mty = -0.001*qlx^2*X



8.2.1.1 Penulangan tumpuan dan lapangan arah X

Nilai X	
Mlx (+) =	42
Mtx (-) =	83
X Pakai =	83

β = 2.9
Mlx = 2.202455 tm
= 22024548 Nmm

$$\rho b = \frac{0.85\beta 1 f'c}{fy}\left(\frac{600}{600 + fy}\right)$$

= 0.073371
ρmax = 0.75ρb
= 0.055029

Maka digunakan batas=
ρmax = 0.025 SNI 03-2847-2013
ρmin = 0.002 SNI 03-2847-2013

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'}$$

= 7.352941

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2}$$ ϕ = 0.75 SNI 03-2847-2013

= 0.16767

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmxRn}{fy}}\right)$$

= 0.000672

Maka digunakan ρ=
ρpakai = 0.002

Asperlu = ρbd
= 837 mm2
Smax = 450 mm SNI 03-2847-2013
ntul = 6.305926
= 7 pcs
Stul = 142.8571
= 145 mm
Aspasang = 929.126 mm2 OK 7 D13-145 permeter

8.2.1.2 Penulangan tumpuan dan lapangan arah Y

Nilai X	
Mly (+) =	8
Mty (-) =	57
X Pakai =	57

β = 2.9
Mlx = 1.512529 tm
= 15125292 Nmm

$$\rho b = \frac{0.85\beta 1 f'c}{fy}\left(\frac{600}{600 + fy}\right)$$

= 0.073371
ρmax = 0.75ρb
= 0.055029

Maka digunakan batas=
ρmax = 0.025 SNI 03-2847-2013
ρmin = 0.002 SNI 03-2847-2013

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'}$$

= 7.352941

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2}$$ ϕ = 0.75 SNI 03-2847-2013

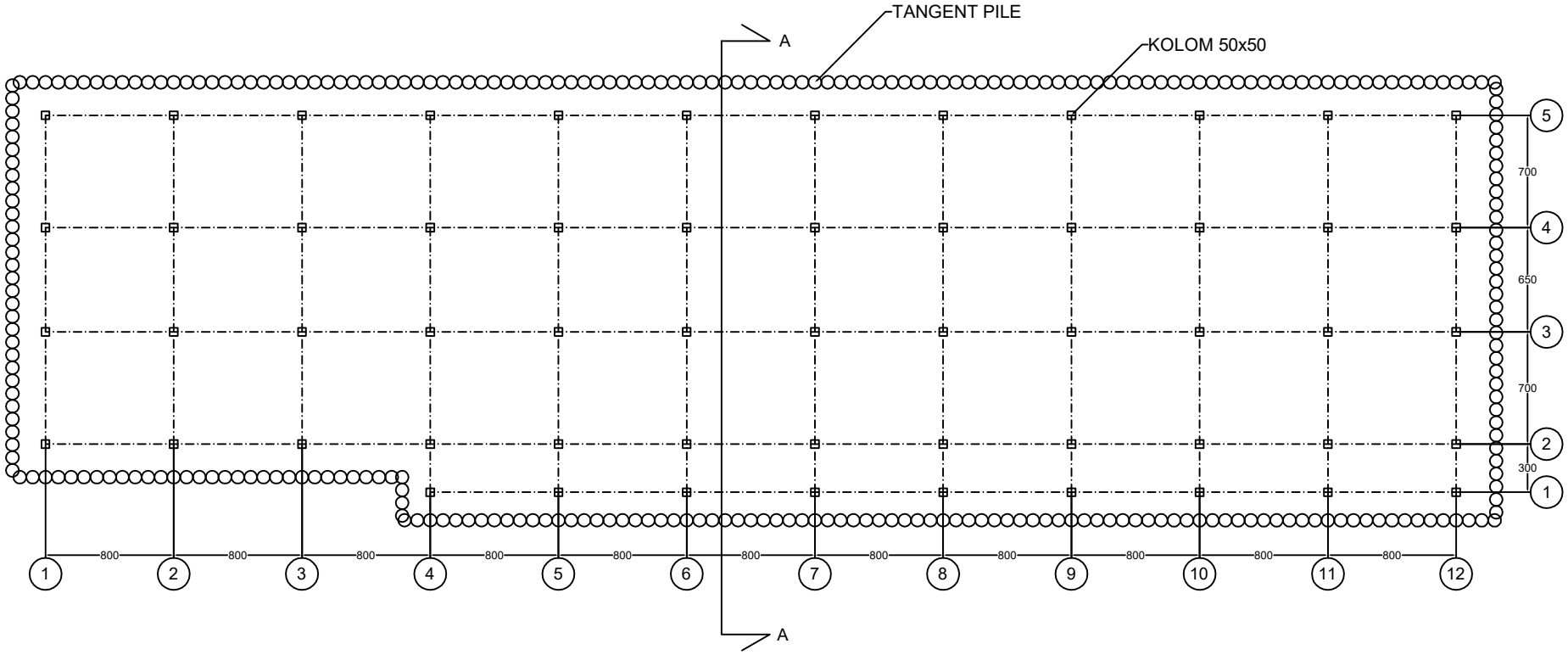
= 0.122648

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmxRn}{fy}}\right)$$

= 0.000491

Maka digunakan ρ=
ρpakai = 0.002

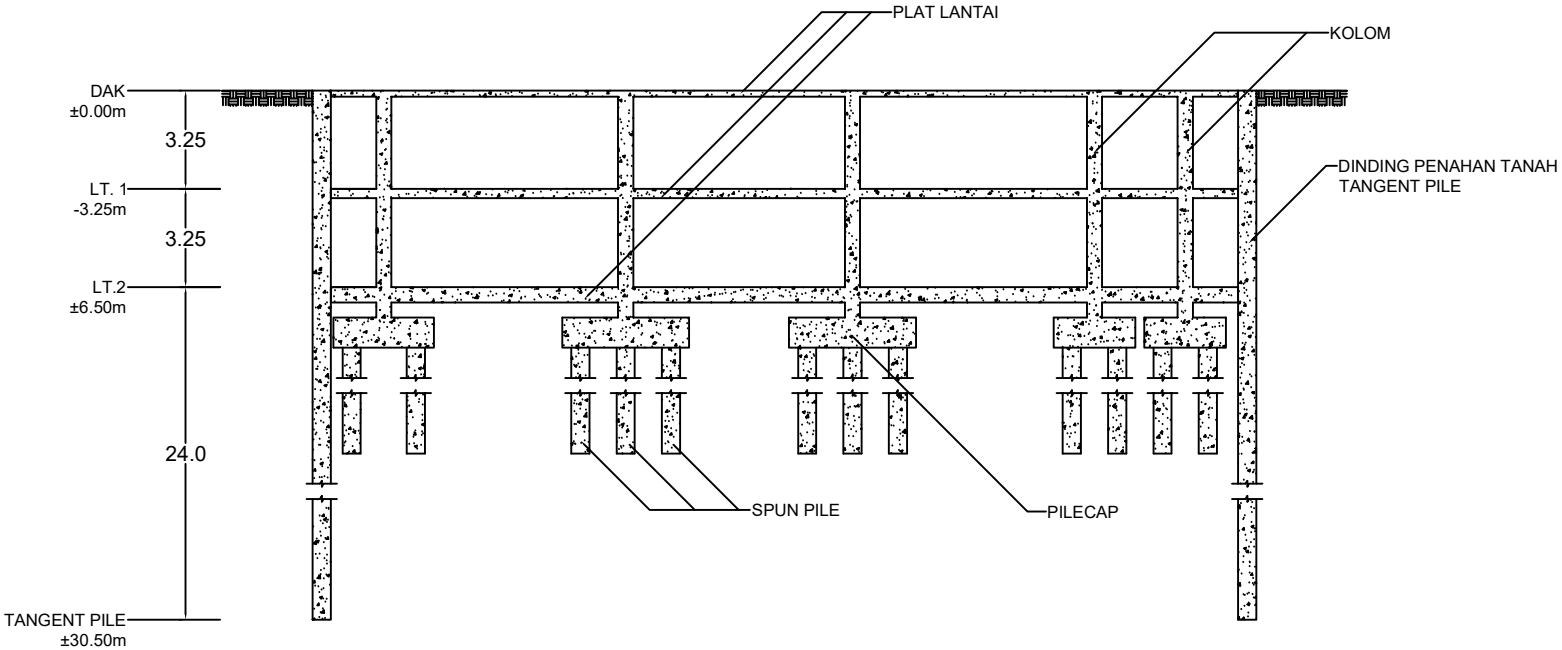
Asperlu = ρbd
= 811 mm2
Smax = 450 mm SNI 03-2847-2013
ntul = 6.110043
= 7 pcs
Stul = 142.8571
= 145 mm
Aspasang = 929.126 mm2 OK 7 D13-145 permeter



DENAH TANGENT PILE

SKALA 1 : 400

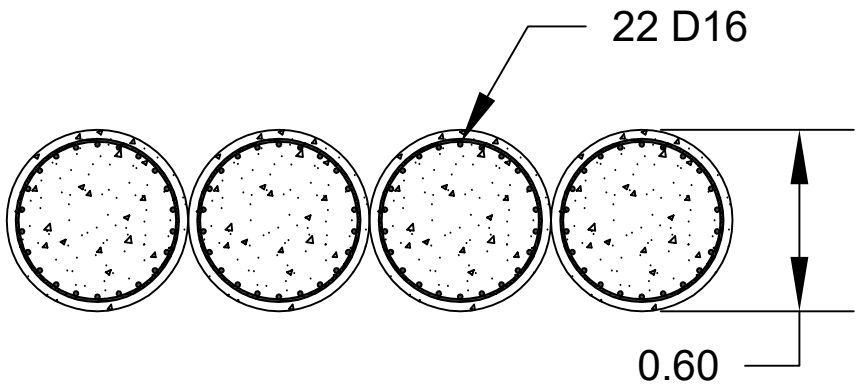
	FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	NAMA TUGAS	DOSEN PEMBIMBING	NAMA & NRP MAHASISWA	NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
		Tugas Akhir	Trihanyndyo R.S., ST., MT. Musta'in Arif, ST., MT.	Kusuma Ariftama 03111440007002	1	10



POTONGAN A-A TANGENT PILE

SKALA 1 : 250

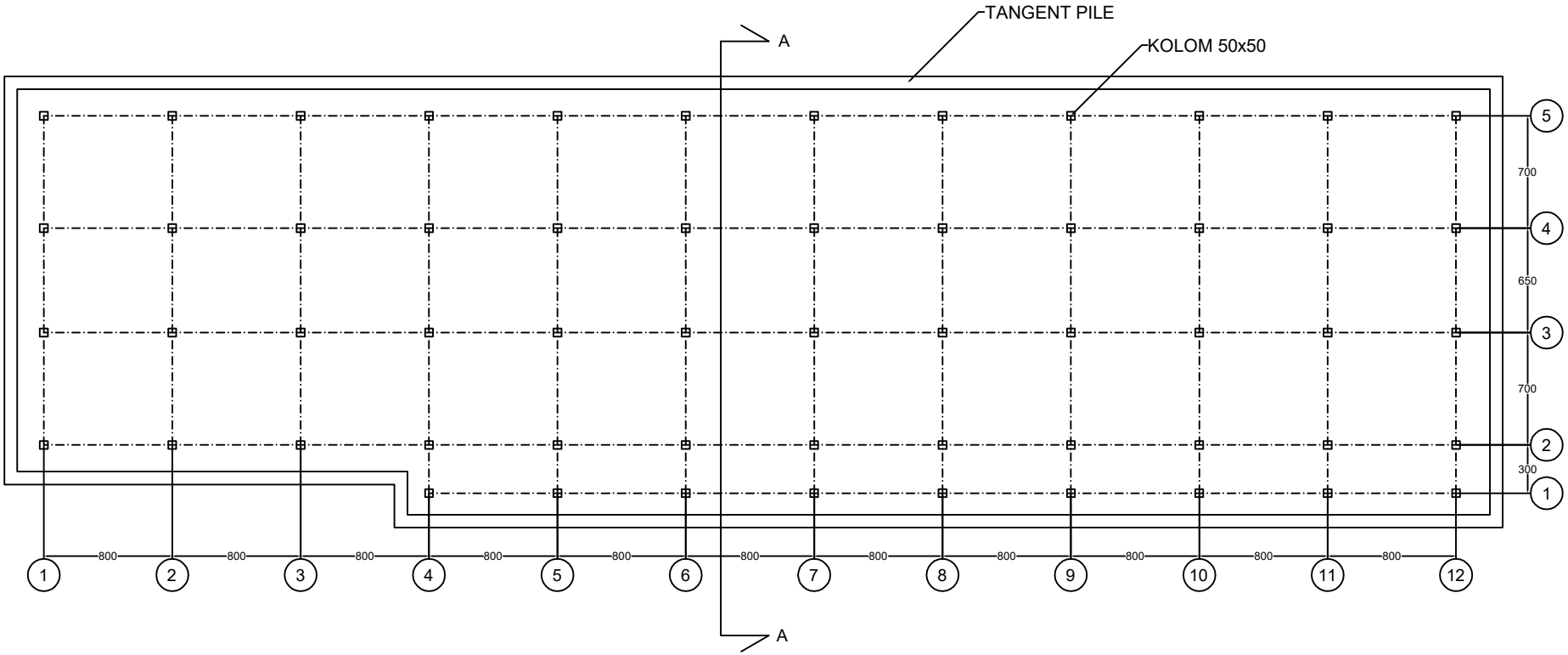
	FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	NAMA TUGAS	DOSEN PEMBIMBING	NAMA & NRP MAHASISWA	NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
		Tugas Akhir	Trihanyndyo R.S., ST., MT. Musta'in Arif, ST., MT.	Kusuma Ariftama 03111440007002	2	10



DETAIL TULANGAN TANGENT PILE

SKALA 1 : 25

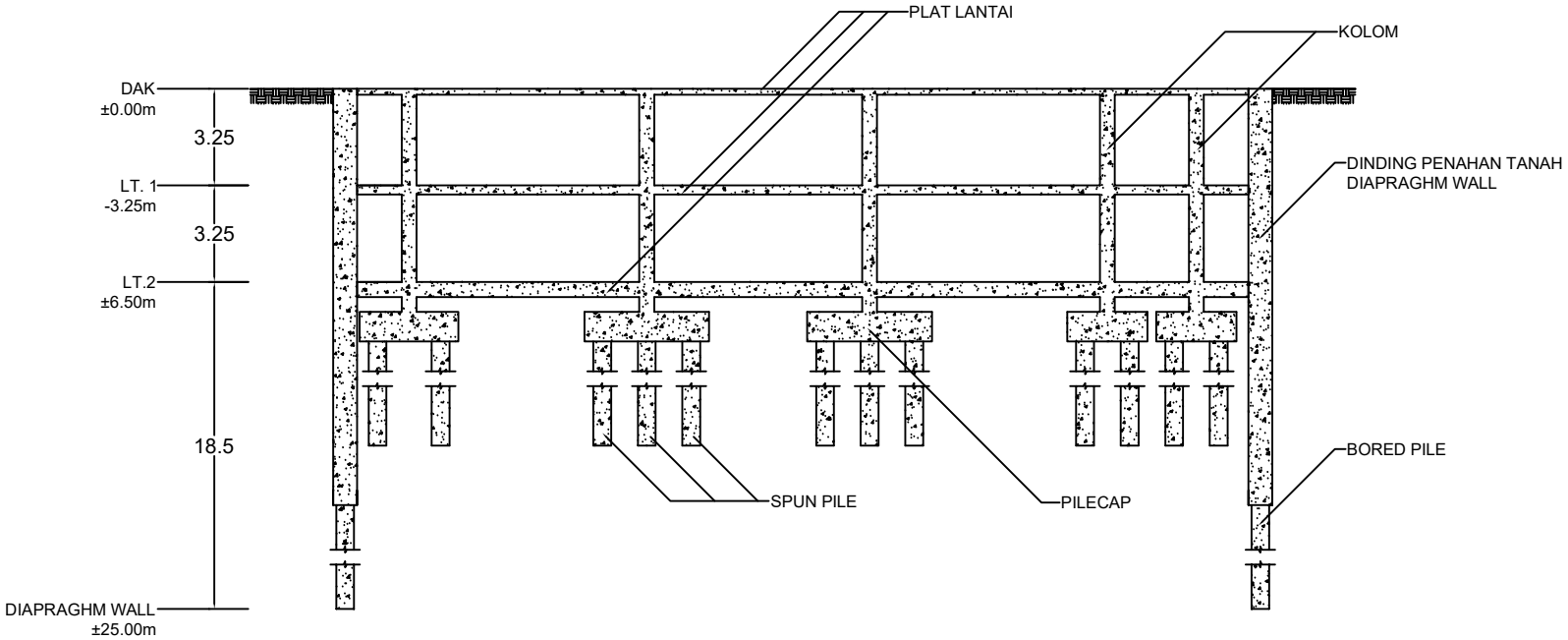
	FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	NAMA TUGAS	DOSEN PEMBIMBING	NAMA & NRP MAHASISWA	NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
		Tugas Akhir	Trihanyndyo R.S., ST., MT. Musta'in Arif, ST., MT.	Kusuma Ariftama 03111440007002	3	10



DENAH DIAPRAGHM WALL

SKALA 1 : 400

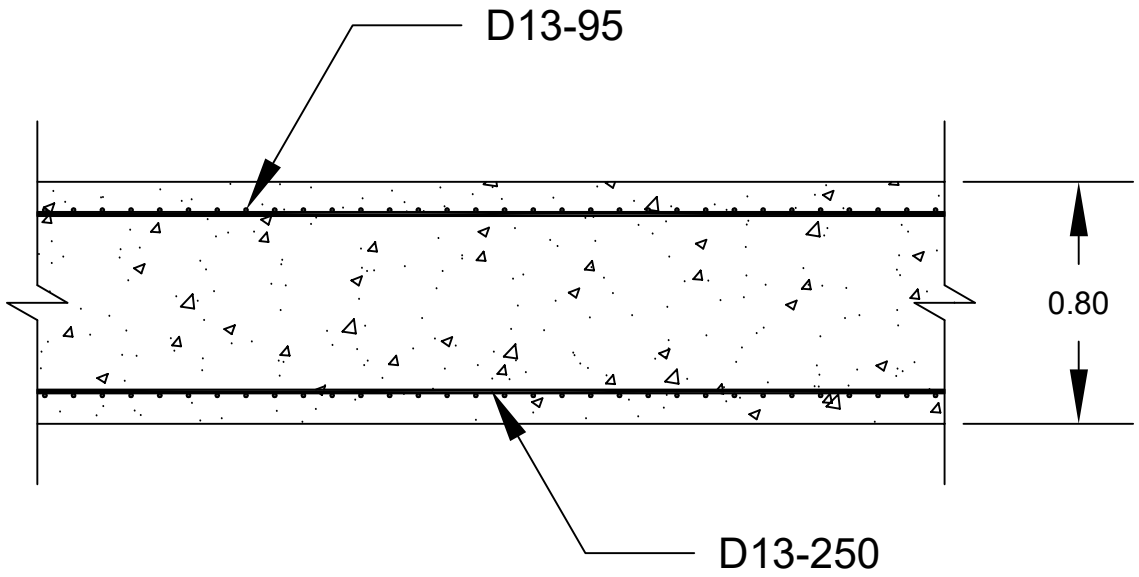
	FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	NAMA TUGAS	DOSEN PEMBIMBING	NAMA & NRP MAHASISWA	NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
		Tugas Akhir	Trihanyndyo R.S., ST., MT. Musta'in Arif, ST., MT.	Kusuma Ariftama 03111440007002	4	10



POTONGAN A-A DIAPRAGHM WALL

SKALA 1 : 250

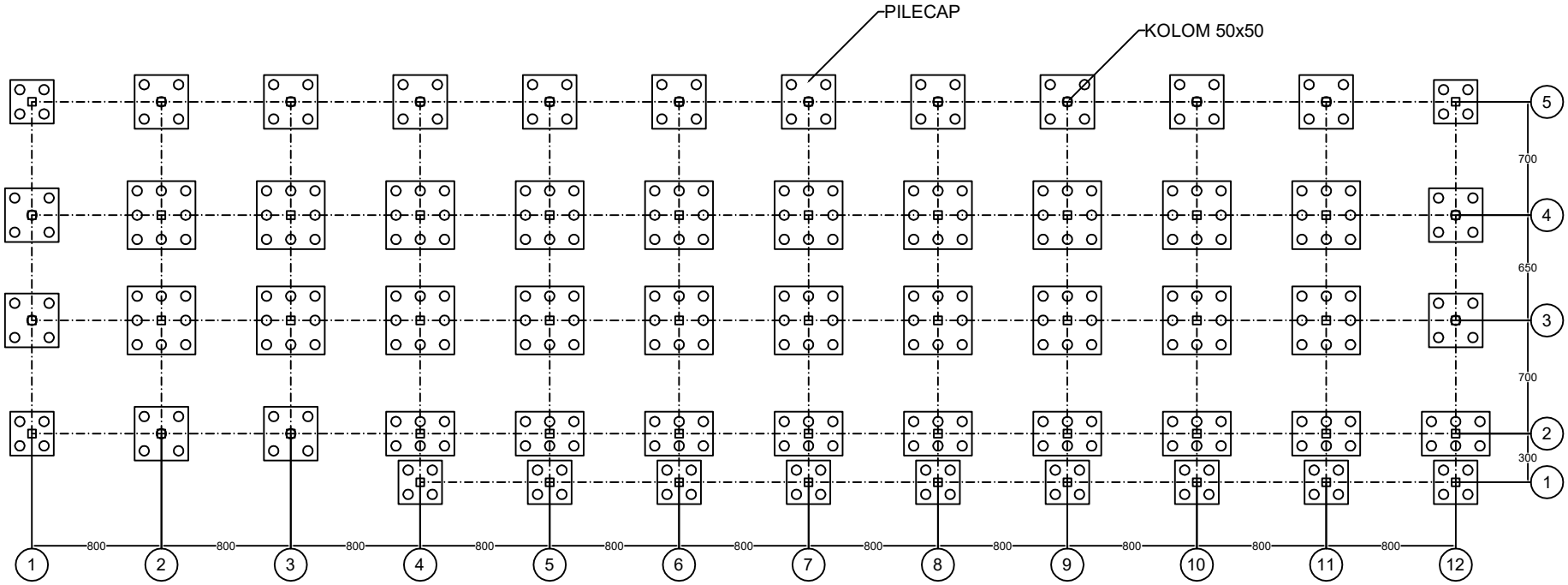
	FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	NAMA TUGAS	DOSEN PEMBIMBING	NAMA & NRP MAHASISWA	NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
		Tugas Akhir	Trihanyndyo R.S., ST., MT. Musta'in Arif, ST., MT.	Kusuma Ariftama 03111440007002	5	10



DETAIL PENULANGAN DIAPRAGHM WALL

SKALA 1 : 25

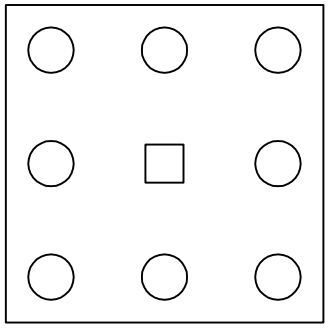
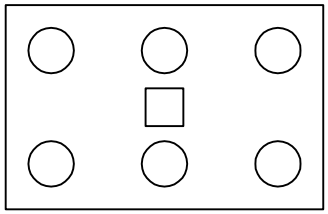
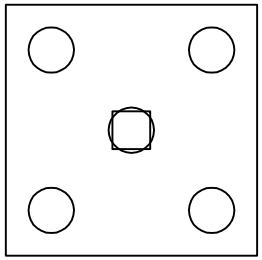
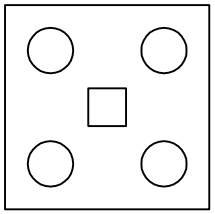
	FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	NAMA TUGAS	DOSEN PEMBIMBING	NAMA & NRP MAHASISWA	NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
		Tugas Akhir	Trihanyndyo R.S., ST., MT. Musta'in Arif, ST., MT.	Kusuma Ariftama 03111440007002	6	10



DENAH PILECAP

SKALA 1 : 400

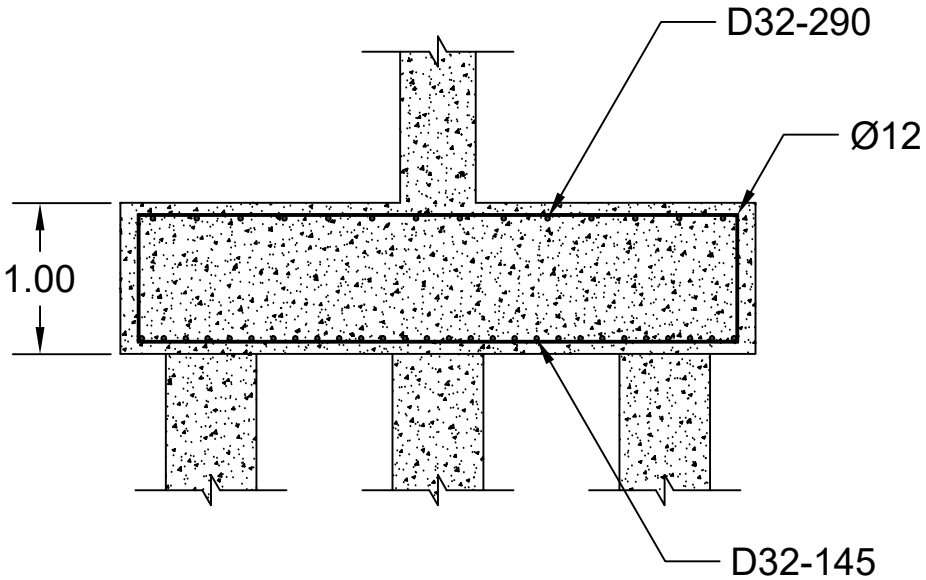
	FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	NAMA TUGAS	DOSEN PEMBIMBING	NAMA & NRP MAHASISWA	NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
		Tugas Akhir	Trihanyndyo R.S., ST., MT. Musta'in Arif, ST., MT.	Kusuma Ariftama 03111440007002	7	10

TIPE	P1	P2	P3	P4
GAMBAR				
DIMENSI	420 x 420	420 x 270	330 x 330	270 x 270
TULANGAN LENTUR	28 D32-145	20 D32-205	20 D32-165	16 D32-160
TULANGAN BAGI	14 D32-290	12 D32-340	10 D32-325	8 D32-320

TABEL DIMENSI PILECAP

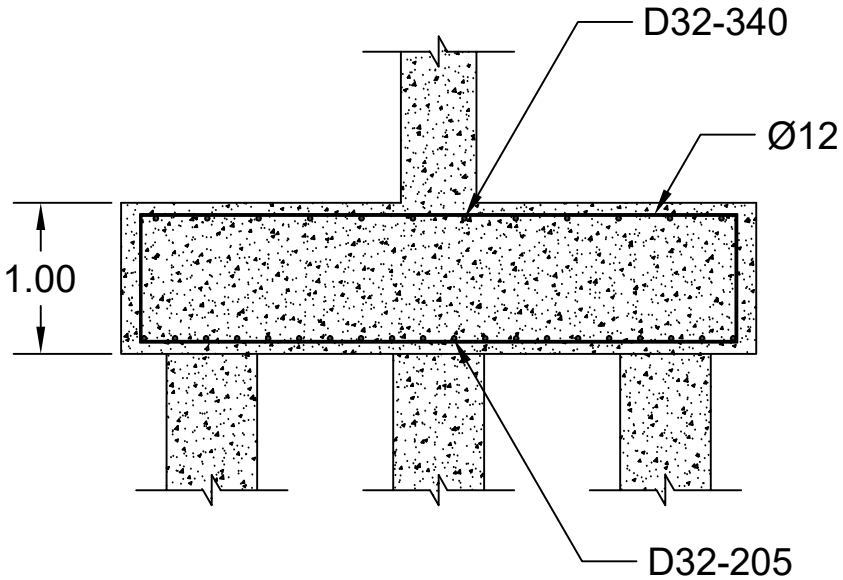
SKALA 1 : 100

FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	NAMA TUGAS	DOSEN PEMBIMBING	NAMA & NRP MAHASISWA	NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
	Tugas Akhir	Trihanyndyo R.S., ST., MT. Musta'in Arif, ST., MT.	Kusuma Ariftama 03111440007002	8	10



DETAIL PENULANGAN P1

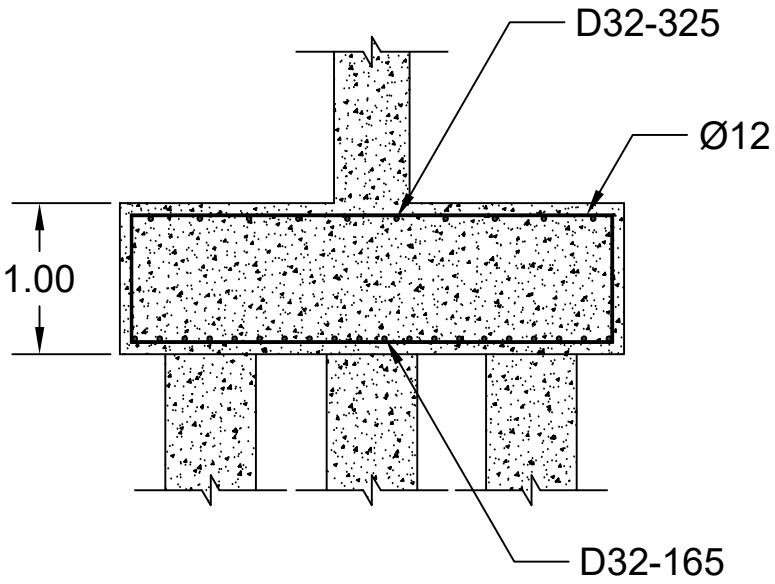
SKALA 1 : 50



DETAIL PENULANGAN P2

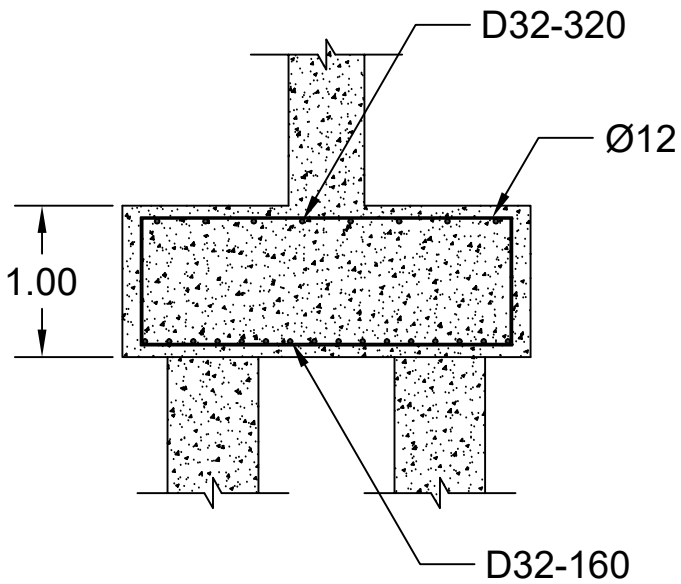
SKALA 1 : 50

	FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	NAMA TUGAS	DOSEN PEMBIMBING	NAMA & NRP MAHASISWA	NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
		Tugas Akhir	Trihanyndyo R.S., ST., MT. Musta'in Arif, ST., MT.	Kusuma Ariftama 03111440007002	9	10



DETAIL PENULANGAN P3

SKALA 1 : 50



DETAIL PENULANGAN P4

SKALA 1 : 50

	FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	NAMA TUGAS	DOSEN PEMBIMBING	NAMA & NRP MAHASISWA	NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
		Tugas Akhir	Trihanyndyo R.S., ST., MT. Musta'in Arif, ST., MT.	Kusuma Ariftama 03111440007002	10	10

KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIAN
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111
Telp : 031-5946094, Fax : 031-5947284
http://ce.its.ac.id, email: ce@its.ac.id

SURAT PERJANJIAN MULAI MENGERJAKAN TUGAS AKHIR (SP-MMTA)

Nomor : 025784 /IT2.VI.4.1/PP.05.02.00/2018

Berdasarkan hasil ujian seminar Proposal Tugas Akhir periode Januari 2018 Semester Gasal 2017/2018, dan setelah menyerahkan perbaikan Proposal Tugas Akhirnya, maka mahasiswa yang tercantum di bawah ini :

N a m a	:	***Kusuma Ariftama***
N R P	:	***03111440007002***
Judul Tugas Akhir	:	***Usulan Perencanaan Dinding Penahan Tanah dan Pondasi pada Proyek Pembangunan Basement Balai Pemuda Surabaya***
Pembimbing Tugas Akhir	:	***Trihanyndio Rendy S., ST. MT*** ***Musta'in Arif, ST.MT***
Tgl. Ujian Proposal TA	:	***29 Januari 2018***
Tgl. Penyerahan Revisi Proposal TA	:	***21 Februari 2018***
Nilai	:	***80.75***

dinyatakan dapat memulai mengerjakan Tugas Akhirnya di bawah bimbingan Dosen yang telah ditetapkan.

Proses pembimbingan berlaku maksimal selama satu semester, terhitung mulai tanggal **19 Februari 2018** sampai dengan tanggal **20 Agustus 2018** (buku Tugas Akhir sudah masuk).

Apabila Tugas Akhir tersebut tidak dapat diselesaikan dalam waktu yang telah ditentukan, maka :

a. Bila kemajuan penyusunan Tugas Akhir telah mencapai ≥ 75% akan diberikan perpanjangan waktu satu semester.
b. Bila kemajuan penyusunan Tugas Akhir telah mencapai < 75%, diharuskan membuat Proposal Tugas Akhir dengan judul yang baru dan dipresentasikan di depan Team Dosen Penguji.

Demikian Surat Perjanjian ini dibuat untuk dipergunakan sebagai syarat proses pengerjaan Tugas Akhir.

Surabaya, 05 APR 2018

Menyetujui :
Mahasiswa,

Kusuma Ariftama
NRP 03111440007002

Mengesahkan :
Ketua Program Studi S1 Teknik Sipil,

Dr. techn. Umboro Lasminto, ST. M.Sc
NIP 197212021998021001

Menyetujui :
Dosen Pembimbing I

Trihanyndio Rendy S., ST. MT
NIP 198410102008121004

Menyetujui :
Dosen Pembimbing II

Musta'in Arif, ST.MT
NIP 197003272005011001

tembusan :
- *Dosen Pembimbing*

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN
PROGRAM SARJANA (S1)
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK – ITS

BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN
SEMINAR DAN LISAN
TUGAS AKHIR

Pada hari ini **Senin** tanggal **9 Juli 2018** jam **09.00 WIB** telah diselenggarakan **UJIAN SEMINAR DAN LISAN TUGAS AKHIR** Program Sarjana (S1) Departemen Teknik Sipil FTSLK-ITS bagi mahasiswa:

NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
03111440007002	Kusuma Ariftama	Usulan Perencanaan Dinding Penahan Tanah dan Pondasi Pada Proyek Pembangunan Basement Balai Pemuda Surabaya

Dengan Hasil :

□ Lulus Tanpa Perbaikan	□ Mengulang Ujian Seminar dan Lisan
☑ Lulus Dengan Perbaikan	□ Mengulang Ujian Lisan

Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :

- Qs (kumulatif), karena basement 2 lt, => tarik menentukan (dy. dukung tiang)
- satuan dalam TA diperbaiki semua.
- Perbaiki untuk perhitungan kebutuhan pondasi utk beban tekan.
- Daya dukung tiang diperbaiki untuk yang di bidang galian.
- Tambahkan dy. dukung tiang panang dgn teori Luciano Decoort.
- Sesuaikan lagi untuk kebutuhan konfigurasi diafragma wall dan bored pile.
- Perbaiki input momen dan Paxial pada Pca Col.

Tim Penguji (Anggota)	Tanda Tangan
Ir. Suwarno, M.Eng	.....
Putu Tantri Kumala Sari, ST. MT	

Surabaya, 9 Juli 2018
Dosen Pembimbing I
(Ketua)

Trihanyndio Rendy Satrya, ST. MT

Dosen Pembimbing 2
(Sekretaris)

Musta'in Arif, ST. MT

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284

Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: TRIHANYNDIO RENDY SATRYA, ST., MT.,
NAMA MAHASISWA	: KUSUMA ARIFTAMA
NRP	: 03111440007002
JUDUL TUGAS AKHIR	: USULAN PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH DAN PONDASI
	PROYEK PEMBANGUNAN BASEMENT BALAI PEMUDA SURABAYA
TANGGAL PROPOSAL	: 29 JANUARI 2018
NO. SP-MMTA	: 025704 / IT2.VI.4.1 / PP.05.02.00 / 2018

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	15/3/18	- Asistensi perhitungan DPT metode Rankine	- Membuat korelasi data tanah berdasar nilai SPT - Membuat stratigrafi	
2.	3/4/18	- Asistensi korelasi data tanah & stratigrafi	- Koreksi lapisan tanah thd. Standar Deviasi	
3.	7/4/18	- Asistensi koreksi ST Dev	- Perhitungan kedalaman DPT menggunakan metode Beam on Elastic Foundation	
4.	20/4/18	- Asistensi kedalaman dinding metode BoEF	- Menghitung interasi DPT pada SAP2000	
5.	25/4/18	- Koreksi data tanah untuk perhitungan pondasi	- Membuat koreksi Qu pondasi dalam	

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS

LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284

Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: TRIHANYNDIO RENDY SATRVA, ST., MT.
NAMA MAHASISWA	: KUSUMA ARIFTAMA
NRP	: 03111440007002
JUDUL TUGAS AKHIR	: USULAN PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH DAN PONDASI PROYEK PEMBANGUNAN BASEMENT BALAI PEMUDA SURABAYA
TANGGAL PROPOSAL	: 29 JANUARI 2018
NO. SP-MMTA	: 025704 / IT2-VI.4.1 / PP-05-02-00/2018

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
6.	20/5/18	- Asistensi keberubahan tiang pancang diriap titik perlukan dan merencanakan group pile, pile cap & penulangan	- Merencanakan plat lantai basement & penulangan serta menghitung kemungkinan uplift	
7.				

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284

Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: MUSTAIN ARIF, ST, MT.
NAMA MAHASISWA	: KURNIA ARIFTAMA
NRP	: 03111440007002
JUDUL TUGAS AKHIR	: USULAN PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH DAN PONDASI PADA PROYEK PEMBANGUNAN BASEMENT BALAI PEMUDA SURABAYA
TANGGAL PROPOSAL	: 29 JANUARI 2018
NO. SP-MMTA	: 025784 / IT2.VI.4.1 / PP.05.02.00 / 2018

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	4/4/18	- Kroscek data tanah hasil korelasi	- Perbaikan nilai γ utk NSPT ≤ 4 - Menghitung stabilitas DPT dengan rumusan Rankine metode Free earth support.	
2.	22/5/18	- Asistensi stabilitas DPT	- Menghitung stabilitas dengan menggunakan parameter tanah yg paling kritis dan tanah rata-rata	
3.	23/5/18	- Asistensi stabilitas DPT tanah kritis & rata²	- Memodelkan struktur DPT pada aprogram bantu PLAXIS	
4.	5/6/18	- Asistensi model struktur DPT (Diaphragm Wall, Tangent Pile, & PC Sheet Pile) pada PLAXIS	-	

BIODATA PENULIS

Penulis lahir di kota Nunukan, Kalimantan Utara, pada tanggal 4 April 1997 dengan nama lengkap Kusuma Ariftama. Penulis merupakan anak sulung dari 2 bersaudara. Pendidikan formal yang telah ditempuh oleh penulis antara lain TK Sion Nunukan, SD Negeri 011 Nunukan, SMP Negeri 1 Nunukan, dan SMA Negeri 1 Nunukan. Setelah lulus dari SMA Negeri 1 Nunukan, penulis diterima di Departemen Teknik Sipil FTSLK-ITS Surabaya pada tahun 2014 melalui jalur PKM Afirmasi Dikti 3T dan terdaftar dengan NRP 03111440007002. Pada masa perkuliahan penulis aktif dalam berorganisasi di bidang kemahasiswaan. Penulis menjadi pengurus CECC HMS FTSLK-ITS sebagai staf Hubungan Eksternal pada tahun kedua, dan menjadi Kepala Biro Hubungan Eksternal CECC HMS FTSLK-ITS pada tahun ketiga. Penulis tertarik pada bidang Geoteknik khususnya pada konstruksi struktur bawah tanah, oleh karena itu penulis mengambil topik Tugas Akhir mengenai perencanaan dinding penahan tanah dan pondasi. Penulis berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi para pembaca serta bagi penulis sendiri. Apabila pembaca ingin berkorespondensi dengan penulis, dapat menghubungi melalui *email:* ariftamakusuma@gmail.com.