

TUGAS AKHIR

**ANALISIS STABILITAS DINDING PENAHAN TANAH
MENGUNAKAN PONDASI CERUCUK KAYU DAN
MINIPILE PADA PROYEK PEMBANGUNAN JALAN
PONCOSARI – GREGES, YOGYAKARTA**

STA 9 + 350 / 0 + 000

**(*STABILITY ANALYSIS OF RETAINING WALL USING
WOODEN PILES FOUNDATIONS AND MINIPILE
CONSTRUCTION IN DEVELOPMENT PROJECT AT
PONCOSARI STREET - GREGES, YOGYAKARTA STA 9
+ 350/0 + 000*)**

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



**Agus Setyawan
10511197**

**PROGAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2017**

TUGAS AKHIR

**ANALISIS STABILITAS DINDING PENAHAN TANAH
MENGUNAKAN PONDASI CERUCUK KAYU DAN
MINIPILE PADA PROYEK PEMBANGUNAN JALAN
PONCOSARI – GREGES, YOGYAKARTA**

STA 9 + 350 / 0 + 000

**(STABILITY ANALYSIS OF RETAINING WALL USING
WOODEN PILES FOUNDATIONS AND MINIPILE
CONSTRUCTION IN DEVELOPMENT PROJECT AT
PONCOSARI STREET - GREGES, YOGYAKARTA STA 9
+ 350/0 + 000)**

disusun oleh

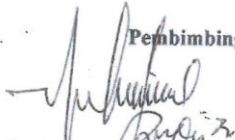
**Agus Setyawan
10511197**

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

diuji pada tanggal 24 Oktober 2017

oleh Dewan Penguji

Pembimbing



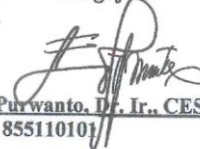
(M. Rifqi abdurrozaq, ST., M.Eng)
NIK : 135111101

Penguji I



(Akhmad Marzuko, Ir., M.T)
NIK : 885110107

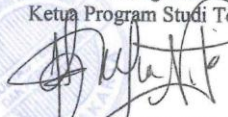
Penguji II



(Edy Purwanto, Dr. Ir., CES., DEA)
NIK : 855110101

Mengesahkan

Ketua Program Studi Teknik Sipil



(Miftahul Fauziah, S.T., M.T., Ph.D)
NIK : 955110103

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

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

Yogyakarta, 24 Oktober 2017
Yang membuat pernyataan,



Agus Setyawan
10511197

DEDIKASI

*Harta yang tak pernah habis adalah
Ilmu pengetahuan dan ilmu yang tak ternilai
adalah pendidikan*



KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah menggunakan Pondasi Cerucuk Kayu dan *Minipile* pada Proyek Pembangunan Jalan Poncosari – Greges Yogyakarta STA 9 + 350 / 0 + 000. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

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

1. Ibu Miftahul Fauziah, S.T., M.T., Ph.D, selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia.
2. Bapak Muhammad Rifqi Abdurrozak, S.T., M.Eng, selaku dosen pembimbing.
3. Bapak Akhmad Marzuko, Ir., M.T, selaku dosen penguji I,
4. Bapak Edy Purwanto, Dr. Ir., CES., DEA, selaku dosen penguji II,
5. Kedua Orang Tua penulis yaitu Bapak Sriyadi dan Ibu Armiyanti yang telah berkorban begitu banyak baik material maupun spiritual dari awal masuk kuliah hingga selesainya Tugas Akhir ini.
6. Teman-teman seperjuangan yang banyak membantu dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.

Semoga laporan Tugas Akhir ini dapat membawa manfaat bagi penulis dan pihak yang membaca.

Yogyakarta, 24 Oktober 2017
Penulis,

Agus Setyawan
10511197

DAFTAR ISI

Halaman Judul	i
Halaman Pengesahan	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
LEMBAR DEDIKASI	iv
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xiii
DAFTAR LAMPIRAN	xiv
ABSTRAK	xvi
<i>ABSTRACT</i>	xvii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Tujuan Penelitian	2
1.4. Manfaat Penelitian	3
1.5. Batasan Penelitian	3
1.6. Keaslian Penelitian	3
1.7. Plagiat	3
1.8. Lokasi Penelitian	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	6
2.1. Tinjauan Umum	6

2.2.	Tanah Timbunan	7
2.3.	Stabilitas Dpt	8
2.4.	Pondasi Cerucuk	8
2.5.	Pondasi Minipile	9
2.6.	Perbedaan Penelitian Terdahulu Dengan Sekarang	10
BAB III LANDASAN TEORI		13
3.1.	METODE PENYELIDIKAN TANAH	13
3.1.1.	Cone Penetration Test (CPT)	13
3.1.2.	Standart Penetration Test (SPT)	15
3.2.	DINDING PENAHAN TANAH (DPT)	17
3.2.1.	Definisi Dinding Penahan Tanah	17
3.2.2.	Jenis Dinding Penahan Tanah	18
3.3.3.	Analisis stabilitas dinding penahan tanah (DPT)	19
3.3.	PONDASI	23
3.3.1.	Pondasi Cerucuk kayu	23
3.3.2.	Pondasi <i>Mini pile</i>	25
BAB IV METODE PENELITIAN		29
4.1.	Subjek dan Objek Penelitian	29
4.2.	Pengumpulan Data	29
4.3.	Metode Analisis	30
4.4.	Bagan Alir	31
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN		32
5.1.	Pendahuluan	32
5.2.	Data Penelitian	32
5.3.	Desain Dinding Penahan Tanah	33

5.2.1.	Dimensi Dinding Penahan Tanah	33
5.2.2.	Data material yang digunakan	34
5.3.	Geoteknik	34
5.4.	Pembebanan Dpt	38
5.5.	ANALISIS STABILITAS DINDING PENAHAN TANAH	40
5.5.1	Stabilitas guling DPT	40
5.5.2	Stabilitas geser DPT	44
5.5.3	Stabilitas terhadap daya dukung ijin tanah	45
5.6.	REDESAIN DINDING PENAHAN TANAH	48
5.6.1	Stabilitas guling DPT	51
5.6.2	Stabilitas geser DPT	55
5.6.3	Stabilitas terhadap daya dukung ijin tanah	56
5.7.	STABILITAS INTERNAL	60
5.7.1.	Tinjauan Stabilitas Internal Tanpa Gempa	60
5.7.2.	Tinjauan Stabilitas Internal dengan Gempa	66
5.8.	PERENCANAAN PONDASI <i>MINIPILE</i>	71
5.7.1	Berdasarkan kekuatan bahan	72
5.7.2	Berdasarkan data <i>Cone penetration test</i> (CPT)	72
5.7.3	Berdasarkan Kapasitas Tarik	74
5.8.	PERENCANAAN PONDASI CERUCUK KAYU	77
5.8.2	Berdasarkan kekuatan bahan	78
5.8.3	Berdasarkan data <i>Cone penetration test</i> (CPT)	78
5.8.4	Berdasarkan Kapasitas Tarik	80
5.9.	PEMBAHASAN	83
5.9.1.	Kondisi Geoteknik	83

5.9.2.	Dinding Penahan Tanah	83
5.9.3.	Pondasi <i>Minipile</i>	83
5.9.4.	Pondasi Cerucuk Kayu	84
BAB VI SIMPULAN DAN SARAN		85
6.1.	Simpulan	85
6.2.	Saran	85
DAFTAR PUSTAKA		87
LAMPIRAN		89



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Sekarang	10
Tabel 3.1 Persyaratan Angka Keamanan Minimal terhadap Gaya Gempa	22
Tabel 3.2 Persyaratan Cerucuk Kayu	24
Tabel 5.1 Beban Lalu Lintas untuk Analisis Stabilitas	32
Tabel 5.2 Daya Dukung Ijin Tanah pada Static Cone Resistance S1	35
Tabel 5.3 <i>Cone Penetration Test</i>	35
Tabel 5.4 Rekapitulasi Beban Sendiri DPT	40
Tabel 5.5 Rekapitulasi Beban Sendiri DPT (Redesain)	50
Tabel 5.6 Rekapitulasi Tekanan Tanah Aktif	53



DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Peta lokasi proyek pembangunan jalan Poncosari-Greges	4
Gambar 1.2 Lokasi Proyek Pembangunan Jalan Poncosari-Greges	5
Gambar 1.3 Gambar Potongan Melintang Pada STA 9 + 350 / 0 + 000	5
Gambar 3.1 Bentuk Konus Litrik dan Sondir Mekanis	13
Gambar 3.2 Contoh Hasil CPT	14
Gambar 3.3 <i>Split Spoon Sampler SPT</i>	15
Gambar 3.4 Diagram Skematis Jenis-Jenis Hammer	16
Gambar 3.5 Dinding Penahan Beton Bertulang	18
Gambar 3.6 Pondasi Cerucuk Kayu	23
Gambar 4.1 Dinding Penahan Tanah pada STA 9 + 350 / 0 + 000	29
Gambar 4.2 Bagan Alir Penelitian	31
Gambar 5.1 Peta Zonasi Gempa Indonesia 2012	33
Gambar 5.2 Dimensi Dinding Penahan Tanah	33
Gambar 5.3 Tahanan Ujung Tiang dari Data Sondir	37
Gambar 5.4 Pembebanan DPT	38
Gambar 5.5 Stabilitas Guling DPT	40
Gambar 5.6 Stabilitas Geser DPT	44
Gambar 5.7 Pembebanan DPT (Redesain)	48
Gambar 5.8 Stabilitas Guling DPT (Redesain)	51
Gambar 5.9 Stabilitas Geser DPT (Redesain)	55
Gambar 5.10 Stabilitas Internal Tanpa Gempa	60
Gambar 5.11 Stabilitas Internal Tinjauan Titik A-B	63
Gambar 5.12 Gambar tinjauan A-C dan B-D tanpa Gempa	64
Gambar 5.13 Gambar Superposisi tanpa Gempa	65
Gambar 5.10 Stabilitas Internal dengan Gempa	66
Gambar 5.11 Stabilitas Internal Tinjauan titik A-B dengan Gempa	69
Gambar 5.12 Gambar Tinjauan A-C dan B-D dengan Gempa	70
Gambar 5.13 Gambar Superposisi dengan Gempa	71

Gambar 5.14 Kapasitas Kelompok Tiang <i>Minipile</i>	75
Gambar 5.15 Titik Berat Tiang <i>minipile</i>	76
Gambar 5.16 Kapasitas Kelompok Tiang Cerucuk	80
Gambar 5.17 Titik Berat Tiang Cerucuk	82



DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

ASTM	: <i>American Standard Testing and Material</i>
AASTHO	: <i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
C	: Kohesi
w	: Kadar air
δ	: Sudut geser tanah tiang
γ	: Berat isi
α	: Koefisien gesekan pada tiang
b	: Lebar
CBR	: <i>California Bearing Ratio</i>
CPT	: <i>Cone Penetration Test</i>
Cc	: Koefisien Gradasi
Cu	: Koefisien keseragaman
d _{kk}	: dan kawan-kawan
D	: Diameter
DPU	: Dinas Pekerja Umum
DPT	: Dinding Penahan Tanah
h	: Tinggi
kN	: Kilonewton
L	: panjang
M	: Momen
max	: Maksimal
M _{max}	: Momen Maksimal
MPa	: Megapascal
P	: Beban
SF	: <i>Safety factor</i>
SNI	: Standar Nasional Indonesia
SPT	: <i>Standart Penetration Test</i>

DAFTAR LAMPIRAN

Laporan penyelidikan tanah Proyek pembangunan jalan Poncosari- Greges
Yogyakarta.

Tabel PPKI – 1979 Kelas kuat kayu.



ABSTRAK

Tanah merupakan lapisan permukaan bumi yang sangat dinamis, perubahan tanah dipengaruhi oleh beberapa faktor yaitu udara, air, dan pergeseran lempeng bumi. Salah satu akibat dari perubahan tersebut adalah adanya lereng. Lereng dapat mengalami pergeseran yang menyebabkan kelongsoran akibat berbagai pengaruh gaya-gaya yang ada dan membuat lereng menjadi tidak stabil.

Pada penelitian ini yang menjadi subjek penelitian adalah Proyek Pembangunan Jalan Poncosari – Greges STA 9 + 350 / 0 + 000. Sedangkan yang menjadi objek dari penelitian ini adalah stabilitas dinding penahan tanah menggunakan perkuatan cerucuk dan *Minipile* pada proyek pembangunan Jalan Poncosari – Greges. Data – data yang digunakan dalam penelitian ini adalah gambar detail proyek pembangunan jalan Poncosari – Greges, oleh Satker Perencanaan dan Pengawasan Jalan Nasional Provinsi DIY, hasil uji penyelidikan tanah oleh pihak kontraktor yaitu PT. Suradi Sejahtera Raya, dan observasi lapangan pada bagian jalan yang menggunakan pondasi cerucuk kayu “Pekerjaan Pembangunan Jalan Poncosari – Greges”. Setelah data-data yang diperlukan terkumpul, kemudian dengan literatur yang relevan dan berhubungan dengan pembahasan pada tugas akhir ini, maka data tersebut diolah dan dianalisis dengan menggunakan program *microsoft excel*.

Berdasarkan hasil analisis dan pembahasan yang telah dilakukan pada Tugas Akhir ini, maka dapat disimpulkan bahwa dinding penahan tanah harus diperkuat dengan pondasi dalam karena posisi pilecap berada pada tanah lunak. Setelah dilakukan analisis ternyata pondasi Cerucuk kayu tidak mampu menahan beban yang terjadi. Sebagai pembandingan dari pondasi cerucuk kayu digunakan pondasi minipile dengan penampang 0,2 x 0,2 meter, hasilnya tiang minipile mampu menahan beban yang terjadi. Perkuatan pondasi menggunakan minipile lebih efisien karena penampang minipile sendiri pasti lurus sedangkan untuk kayu yang benar – benar lurus susah didapatkan.

Kata kunci : Dinding penahan tanah, Cerucuk kayu, *Minipile*

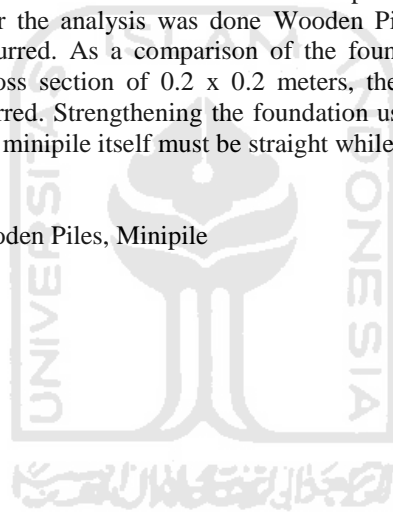
ABSTRACT

Soil is a dynamic layer of the earth's surface. Soil changes are influenced by several factors such as water, and the shift of the earth's plate. The change is the existence of the slope. The slopes which can shift, causes a slump due to sharing the effect of existing forces and making the slope to be unstable.

The subject of the research is the Poncosari Road Construction Project - Greges STA 9 + 350/0 + 000. While the object of this research is the stability of retaining wall using retrograde and Minipile. The data used in this research is a detailed picture of the Poncosari - Greges road construction project, by the National Planning and Road Control Unit of DIY Province, the result of land investigation by the contractor, PT. Suradi Sejahtera Raya, and field observation on the road section using the foundation of "Woodwork Poncosari - Greges". After the necessary data are collected, then with relevant literature and related to the discussion on this final project, then the data is processed and analyzed using microsoft excel program.

Based on the results of the analysis and discussion that has been done, it can be concluded that the retaining wall should be reinforced with deep foundation because the position of pilecap is in soft soil. After the analysis was done Wooden Piles foundation was unable to withstand the burden that occurred. As a comparison of the foundation of cerucuk kayu used minipile foundation with a cross section of 0.2 x 0.2 meters, the result minipile pole able to withstand the burden that occurred. Strengthening the foundation using minipile is more efficient because the cross section of the minipile itself must be straight while for the straight - hard wood is hard to achieve.

Keywords: Retaining wall, Wooden Piles, Minipile



BAB I

PENDAHULUAN

1.1. LATAR BELAKANG

Dewasa ini teknologi terus berkembang seiring kemajuan jaman. Teknologi dibidang konstruksi bangunan juga mengalami perkembangan pesat, termasuk teknologi dalam bidang geoteknik. Bidang geoteknik merupakan bidang ilmu tersendiri dan menitikberatkan pada aplikasi teknik sipil dan masalah-masalah yang berhubungan dengan sifat mekanis tanah dan batuan (Suryolelono, 1996).

Tanah merupakan lapisan permukaan bumi yang sangat dinamis, perubahan tanah dipengaruhi oleh beberapa faktor yaitu udara, air, dan pergeseran lempeng bumi. Salah satu akibat dari perubahan tersebut adalah adanya lereng. Lereng adalah permukaan bumi yang membentuk sudut kemiringan tertentu dengan bidang horizontal. Lereng dapat terbentuk secara alamiah karena proses geologi atau karena dibuat oleh manusia. Lereng yang terbentuk alami misalnya lereng- lereng perbukitan, tebing sungai dll, sedangkan lereng buatan antara lain galian dan timbunan badan jalan, bendungan, jalan kereta api, tanggul sungai, dll. Lereng dapat mengalami pergeseran yang menyebabkan kelongsoran akibat berbagi pengaruh gaya-gaya yang ada dan membuat lereng menjadi tidak stabil.

Proyek pembangunan jalan Poncosari – Greges terletak pada kawasan rawan gempa dengan kondisi lereng tanah yang tidak stabil. Untuk menjaga kestabilan lereng- lereng tersebut maka dibuatlah dinding penahan tanah (DPT) yang dilengkapi dengan perkuatan pondasi cerucuk kayu atau *minipile*. Dinding penahan tanah merupakan struktur peting untuk jalan raya dan bangunan lainnya yang memiliki kontur atau elevasi tanah yang berbeda. Singkatnya dinding penahan tanah merupakan dinding yang dibangun untuk menahan suatu masa tanah. Dinding penahan tanah umumnya dibuat dari pasangan kayu, pasangan batu, baja dan beton. Dinding penahan tanah didesain untuk menahan beban gaya lateral tanah, sehingga bahaya longsor yang mungkin terjadi dapat dihindarkan.

Berdasarkan bentuk dan penahanan terhadap tanah, dinding penahan tanah dapat di klasifikasikan kedalam tiga bentuk, yaitu: (a) dinding *grafity*, (b) dinding semi *grafity* dan (c) dinding non *grafity*. Dinding *grafity* merupakan dinding penahan tanah yang mengandalkan berat bahan sebagai penahan tanah, umumnya berupa pasangan batu atau bronjong batu. Dinding semi *grafity* selain mengandalkan berat sendiri dan memanfaatkan berat tanah tertahan untuk kestabilan struktur. Sedangkan dinding non *grafity* mengandalkan konstruksi dan kekuatan bahan untuk kestabilan. Selain dari ketiga jenis penahan tanah diatas, material kayu yang sering disebut cerucuk juga digunakan untuk menyetabilkan suatu lereng. Dalam merencanakan dinding penahan tanah harus dapat memperhitungkan kestabilan dinding penahan tanah tersebut terhadap daya dukung, stabilitas geser dan gulingnya.

1.2. RUMUSAN MASALAH

Berdasarkan uraian dan latar belakang masalah yang dikemukakan di atas dapat di rumuskan beberapa permasalahan sebagai berikut ini.

1. Bagaimana stabilitas DPT tanpa pondasi?
2. Bagaimana stabilitas DPT dengan Cerucuk mampu menahan beban jalan?
3. Bagaimana stabilitas DPT dengan *Minipile* mampu menahan beban jalan?
4. Bagaimana perbandingan daya dukung pondasi menggunakan perkuatan Cerucuk dengan *Minipile*?

1.3. TUJUAN PENELITIAN

Tujuan penitian tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. mengetahui stabilitas struktur DPT tanpa pondasi,
2. mengetahui stabilitas struktur DPT dengan perkuatan Cerucuk,
3. mengetahui stabilitas struktur DPT dengan perkuatan *Minipile*,
4. mengetahui perbandingan daya dukung Cerucuk dengan *Minipile*.

1.4. MANFAAT PENELITIAN

Dalam Penulisan tugas akhir ini diharapkan dapat menambah pengetahuan penulis secara umum berkaitan dengan kontrol gaya-gaya dan stabilitas pada dinding penahan tanah.

1.5. BATASAN PENELITIAN

Berdasarkan rumusan masalah di atas, maka perlu adanya batasan penelitian. Adapun batasan penelitian adalah sebagai berikut ini.

1. Data yang dipakai adalah data-data yang berhubungan dengan “proyek Pembangunan Jalan Poncosari-Greges”, Satker PJN Wilayah DIY,
2. Data penyelidikan tanah dilakukan oleh Laboratorium Mekanika Tanah, Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Atma Jaya Yogyakarta,
3. Lokasi penelitian ini berada di jalan Poncosari-Greges Kabupaten Bantul Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta,
4. Daerah yang ditinjau terletak pada STA 9 + 350 / 0 + 000,
5. Perkuatan pondasi menggunakan Cerucuk dan *Mini pile*,

1.6. KEASLIAN PENELITIAN

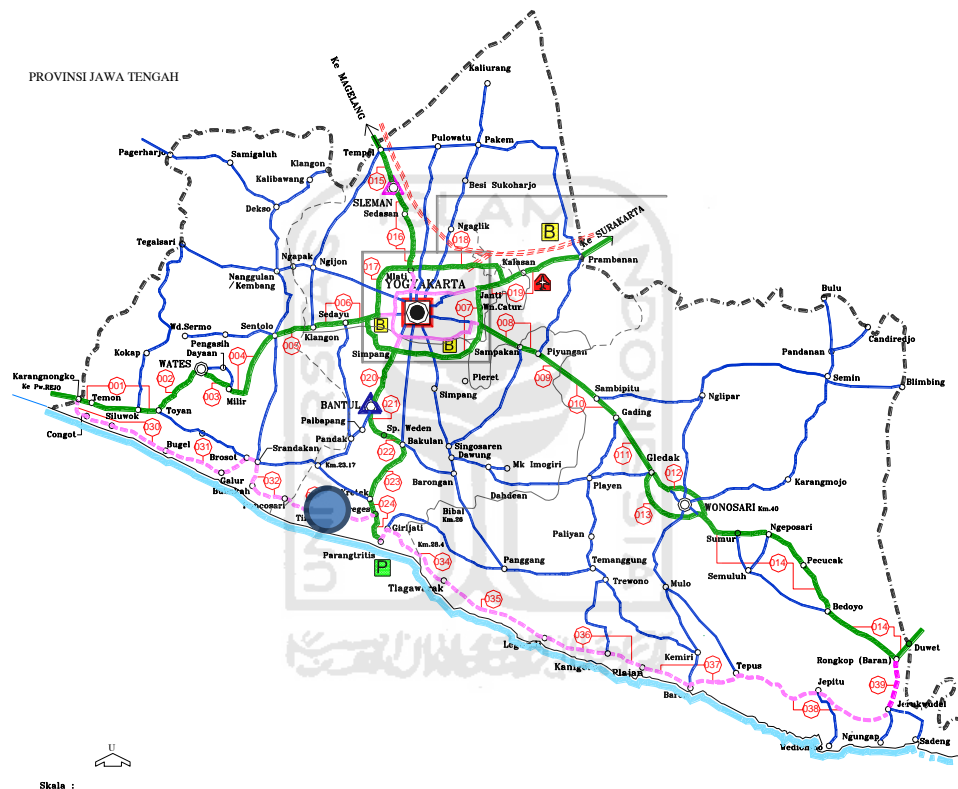
Penelitian ini merupakan penelitian yang asli dan dapat dijamin keasliannya. tugas akhir yang akan dibuat belum pernah dilakukan oleh pihak lain. Penelitian ini berjudul “Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah menggunakan pondasi Cerucuk kayu dan *Mini pile* pada proyek pembangunan jalan Poncosari – Greges, Yogyakarta STA 9 + 350 / 0 + 000”.

1.7. PLAGIAT

Laporan Tugas Akhir ini bukan plagiat hasil penulis orang lain. Bentuk penyalinan berupa kalimat, parafrase, dan penggunaan pemikiran penulis lain yang ditulis dan telah disebutkan sumbernya seperti tercantum dalam daftar pustaka.

1.8. LOKASI PENELITIAN

Lokasi penelitian ini terletak di ruas jalan Poncosari-Greges Yogyakarta pada STA 9 + 350 / 0 + 000. Untuk memperjelas lokasi penelitian maka diperlukan peta lokasi penelitian yang dapat dilihat pada gambar dibawah ini.



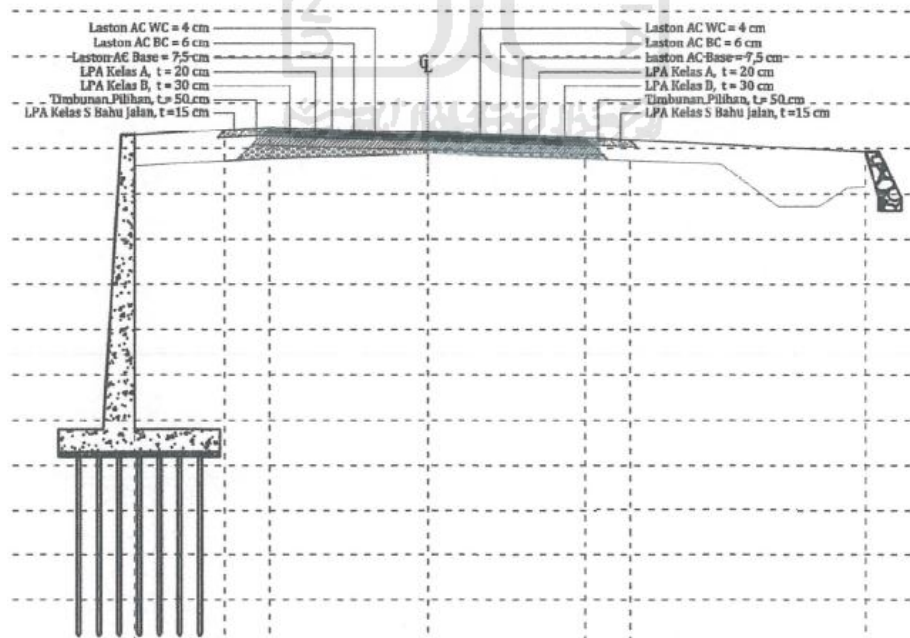
Gambar 1.1 Peta lokasi proyek pembangunan jalan Poncosari-Greges

(Sumber : Satker PJN Wilayah DIY 2014)



Gambar 1.2 Lokasi Proyek Pembangunan Jalan Puncosari-Greges

(Sumber : Satker PJN Wilayah DIY)



Gambar 1.3 Gambar Potongan Melintang Pada STA 9 + 350 / 0 + 000

(Sumber : Satker PJN Wilayah DIY)

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. TINJAUAN UMUM

Dinding penahan tanah merupakan komponen struktur bangunan penting untuk jalan raya dan bangunan lingkungan lainnya yang berhubungan dengan tanah berkontur atau tanah dengan elevasi berbeda. Secara singkat dinding penahan merupakan dinding yang dibangun untuk menahan massa tanah diatas struktur atau bangunan yang dibuat. Bangunan dinding penahan umumnya terbuat dari bahan kayu, pasangan batu, beton hingga baja. Pada penelitian ini akan mengulas perkuatan dinding penahan tanah menggunakan pondasi cerucuk dan *mini pile*.

Pondasi cerucuk merupakan salah satu jenis pondasi yang biasanya diaplikasikan di daerah dengan kondisi tanah yang kurang stabil dimana umumnya dengan jenis tanah lumpur ataupun tanah gambut dengan elevasi muka air yang cukup tinggi. Cerucuk dalam definisinya adalah susunan kayu dengan diameter antara 8 sampai 15 meter yang dimasukkan atau ditancapkan secara vertikal kedalam tanah yang ditujukan untuk memperkuat daya dukung terhadap beban diatasnya. Pondasi cerucuk diperlukan untuk menambah daya dukung tanah yang cukup rendah (Khedanta, 2011).

Pondasi *Mini pile* merupakan pondasi tiang pancang berukuran kecil yang digunakan untuk bangunan-bangunan bertingkat rendah. *Mini pile* ini dibuat menjadi satu kesatuan yang monolit dengan menyatukan pangkal tiang pancang yang terdapat dibawah konstruksi dengan tumpuan pondasi. (Sunaryanto, 2012).

Secara umum dinding penahan tanah menggunakan perkuatan cerucuk dan *mini pile* adalah perkuatan yang digunakan untuk memperkuat stabilitas dan daya dukung dinding penahan tanah, perkuatan cerucuk dan minipail digunakan karena kurangnya kapasitas dukung tanah yang mempengaruhi kuat geser tanah keseluruhan.

Pada bab dua ini akan memaparkan hasil penelitian-penelitian terdahulu mengenai DPT sebagai acuan dan referensi untuk penelitian yang akan dilakukan, dengan harapan penelitian yang dilakukan akan lebih baik serta dapat menyimpulkan hal baru yang mungkin belum pernah diungkapkan pada penelitian-penelitian sebelumnya, sekaligus menghindari duplikasi.

2.2. TANAH TIMBUNAN

Ayu dkk (2013) Pengaruh Penggunaan Cerucuk Terhadap Daya Dukung Tanah Timbunan Pada Lapis Tanah Dasar (Studi Kasus Jalan Soekarno-Hatta Palembang)

Hasil penelitian dan pembahasan yang dilakukan di jalan Soekarno-Hatta dan Laboratorium Teknik Sipil Politeknik Negeri Sriwijaya Palembang, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

- a. Kadar Air (*Moisture Content*) di dapat $W = 30,12 \%$.
- b. Analisa Saringan (*Sieve Analysis*) di dapat $F_{200} < 5\%$, maka klasifikasi termasuk SW dan SP. Dari nilai perhitungan $C_u > 6$ dan $C_c < 1$ maka jenis tanah termasuk pada klasifikasi jenis SW.
- c. Berat Jenis (*Specivic Gravity*) di dapat $G_s = 2,22$ jenis lempung kohesif dengan plastisitas tinggi.
- d. Batas – Batas Konsistensi (*Atterberg Limit*) didapat *Liquid Limit* (LL) = 61,53, *Plastis Limit* (PL) = 35,53, *Index Plastisitas* (PI) = 26.
- e. Pematatan (*Standard Proktor*) didapat $\gamma_d \max = 1,413 \text{ gr/cm}^3$ $W_{opt} = 23,2 \%$.
- f. Pengujian *California Bearing Ratio* (CBR) Lapangan didapat untuk tanpa cerucuk = 7,115 % sedangkan dengan cerucuk = 7,927 %, terjadi peningkatan nilai CBR setelah penggunaan stabilisasi cerucuk, peningkatan yang terjadi hanya 11,413%. CBR Laboratorium = 6,145 % (Ayu, 2013).

2.3. STABILITAS DPT

Apriyono dkk (2016) Analisis Penanggulangan Kelongsoran Tanah Pada Ruas Jalan Gunung Tugel Patikraja Banyumas. Analisis Perkuatan Tanah Terdapat tiga variasi perkuatan yang akan dianalisis untuk mencegah kelongsoran yaitu DPT, dinding turap dan kombinasi DPT dengan tiang. Dari ketiga tipe perkuatan tersebut dilakukan trial and error (coba banding) terhadap beberapa variasi dimensi sehingga diperoleh nilai SF. Lereng dinyatakan dalam kondisi aman apabila memiliki angka keamanan lebih dari 1,5. Hasil analisis terhadap masing-masing tipe perkuatan adalah sebagai berikut ini

a. DPT Kekuatan DPT ditentukan dengan menganalisis stabilitas gesernya. Tipe keruntuhan geser dipilih sebagai acuan berdasarkan kondisi existing dilapangan dimana DPT mengalami kegagalan geser. Dimensi yang dipakai dilapangan tinggi DPT = 2m, lebar atas DPT = 0.3 m, lebar bawah DPT = 0.6 m, berat satuan DPT = 23 kN/m³. Gaya penyebab longsor DPT berasal dari tanah timbunan pada badan jalan, Sedangkan kuat geser ditentukan dari berat DPT dan parameter tanah di bawah DPT. Hasil dari coba banding dari lima variasi dimensi DPT diperoleh nilai nilai SF

Dari analisis yang telah dilakukan dapat disimpulkan hal-hal sebagai berikut ini :

a. Penggunaan DPT tidak cocok diterapkan untuk menangani kerusakan jalan di Gunung Tugel karena membutuhkan dimensi yang sangat besar.

b. Diperlukan dinding turap dengan kedalaman yang sangat dalam untuk memperkuat lereng diruas jalan Gunung Tugel, sehingga tipe perkuatan ini juga tidak sesuai.

c. Jenis perkuatan yang paling cocok diterapkan pada ruas jalan Gunung Tugel adalah DPT yang dikombinasikan dengan pondasi tiang (Apriyono, 2016).

2.4. PONDASI CERUCUK

Hermawan dkk (2014) Analisis Perkuatan Tanah Dasar Pada Tanggul Sungai Gajah Putih Surakarta Dengan Cerucuk Kayu. Hasil dari tugas akhir yang berjudul “Analisis perkuatan tanah dasar pada tanggul sungai gajah putih surakarta dengan cerucuk kayu” ini adalah perbaikan dinding penahan tanah

mengenai perubahan dimensi dinding penahan tanah dan penggantian tanah urug memberikan pengaruh perubahan kenaikan nilai faktor (SF) sebesar 210 % pada stabilitas geser, 87% pada stabilitas guling dan 433% pada stabilitas daya dukung penahan tanah. Pemasangan cerucuk kayu dengan konfigurasi 7L 2,5 d meningkatkan nilai aman (SF) pada stabilitas gaya lateral rata-rata sebesar 200% dan stabilitas daya dukung rata-rata sebesar 1116%. Pengaruh perubahan berupa penambahan panjang tiang (L) dari 6L menjadi 6.5L, 6,5L menjadi 7L, 7L menjadi 8L berturut-turut memberikan hasil kenaikan faktor aman terhadap stabilitas gaya lateral sebesar 24,5%, 22%, dan 41,8%. Sedangkan kenaikan faktor aman (SF) terhadap stabilitas daya dukung sebesar 7,5%, 7%, dan 13%. Pengaruh penambahan jarak antar tiang (s) pada kelompok tiang tidak berpengaruh pada stabilitas gaya lateral. (Hermawan, 2014)

2.5. PONDASI MINIPILE

Nurmanza (2014) Analisis Stabilitas Lereng Dengan Perkuatan Tiang (*Pile*) Dengan Bantuan Perangkat Lunak (Studi Kasus Pada Sungai Parit Raya) Hasil dari tugas akhir ini melalui pengamatan dilapangan diketahui terdapat genangan air 15 cm di belakang lereng atau konstruksi yang muncul saat musim hujan datang sehingga mempengaruhi stabilitas lereng karena menambah beban keruntuhan dari lereng tersebut serta kondisi tanah yang kurang baik di sekitar lokasi konstruksi membuat kondisi lereng menjadi tidak stabil dan rentan mengalami kelongsoran. Kondisi stabilitas lereng eksisting kurang stabil karena dari hasil analisis dengan SLOPE/W diperoleh nilai angka keamanan 0,685. Dari hasil analisis didapatkan desain perkuatan dengan diameter *pile* (D) = 40 cm, faktor reduksi geser (co) =1.5, jarak antar *pile* memanjang (S) = 2D = 2x40 = 80cm, jarak antar *pile* melintang = 1.2 m, panjang *pile* ditetapkan (L) =2x dari tinggi kelongsoran pada pias sebelum diperkuat oleh *pile* (hpias). (Nurmanza, 2014)

2.6. PERBEDAAN PENELITIAN TERDAHULU DENGAN SEKARANG

Perbedaan penelitian tugas akhir ini dengan beberapa penelitian terdahulu dapat ditabelkan seperti Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Sekarang

Peneliti	Topik	Tujuan	Lokasi	Metode	Hasil
Ayu dkk (2013)	Pengaruh Penggunaan Cerucuk Terhadap Daya Dukung Tanah Timbunan Pada Lapis Tanah Dasar (Studi Kasus Jalan Soekarno-Hatta Palembang)	Untuk mengetahui angka daya dukung tanah	Jalan Soekarno-Hatta Palembang	Metode laboratorium dan metode lapangan	Pengujian <i>California Bearing Ratio</i> (CBR) Lapangan didapat untuk tanpa cerucuk = 7,115 % sedangkan dengan cerucuk = 7,927 %

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Sekarang

Peneliti	Topik	Tujuan	Lokasi	Metode	Hasil
Hermawan dkk (2014)	Analisis Perkuatan Tanah Dasar Pada Tanggul Sungai Gajah Putih Surakarta Dengan Cerucuk Kayu.	Untuk mengetahui angka daya dukung tanah	Tanggul Sungai Gajah Putih Surakarta	Metode Terzaghi	Perbaikan DPT mengenai perubahan dimensi DPT dan penggantian tanah urug memberikan pengaruh perubahan kenaikan nilai faktor (SF).
Nurmanza (2014)	Analisis Stabilitas Lereng Dengan Perkuatan Tiang (<i>Pile</i>) Dengan Bantuan Perangkat Lunak	Untuk mengetahui angka daya dukung tanah	Sungai Parit Raya, Trenggalek	Program SLOPE?W	Kondisi stabilitas lereng eksisting kurang stabil karena dari hasil analisis dengan SLOPE/W diperoleh nilai angka keamanan 0,685.

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Sekarang

Peneliti	Topik	Tujuan	Lokasi	Metode	Hasil
Apriyono dkk (2016)	Analisis Penanggulangan Kelongsoran Tanah Pada Ruas Jalan Gunung Tugel	Untuk mengetahui angka daya dukung tanah	Gunung Tugel Patikraja Banyumas	<i>trial and error</i> (coba banding)	Jenis perkuatan yang paling cocok diterapkan pada ruas jalan Gunung Tugel adalah DPT yang dikombinasikan dengan pondasi tiang.
Agus Setyawan (2017)	Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah menggunakan perkuatan Cerucuk dan <i>Mini pile</i> .	Untuk mengetahui angka daya dukung tanah	Poncosari - Greges, Yogyakarta	Metode Terzaghi	Dimensi awal tidak mampu menahan guling sehingga harus di redesain. Daya dukung pada dasar dinding penahan tanah tidak aman maka diperlukan perkuatan pondasi tiang.

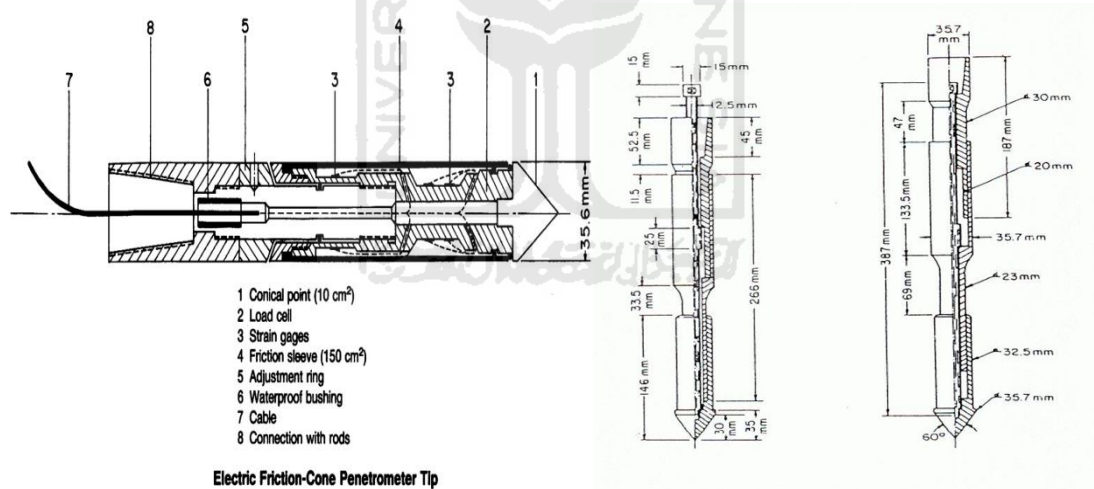
BAB III

LANDASAN TEORI

3.1. METODE PENYELIDIKAN TANAH

3.1.1. Cone Penetration Test (CPT)

Cone Penetration Test (CPT) atau uji sondir adalah uji sederhana yang dipakai untuk lempung lunak dan pasir halus sampai pasir setengah kasar. Pengujian ini tidak diterapkan pada tanah berkerikil dan lempung kaku/keras. Pengujian ini dilakukan dengan mendorong kerucut baku ke dalam tanah dengan kecepatan 10 mm sampai 20 mm per detik. Pengujian ini dimaksudkan untuk mengetahui perlawanan penetrasi ujung konus (q_c) dan hambatan lekat (f_s) tanah. Alat yang dipakai untuk pengujian ini dapat dilihat pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Bentuk Konus Litrik dan Sondir Mekanis

(Sumber: Raharjo, 2005)

Interprestasi Uji Sondir :

1. Tahanan Ujung (q_c)

Tahanan ujung diperoleh dari penekanan ujung konus untuk memperoleh perlawanan tanah yang dipenetrasi. Tahanan ujung diukur sebagai gaya penetrasi

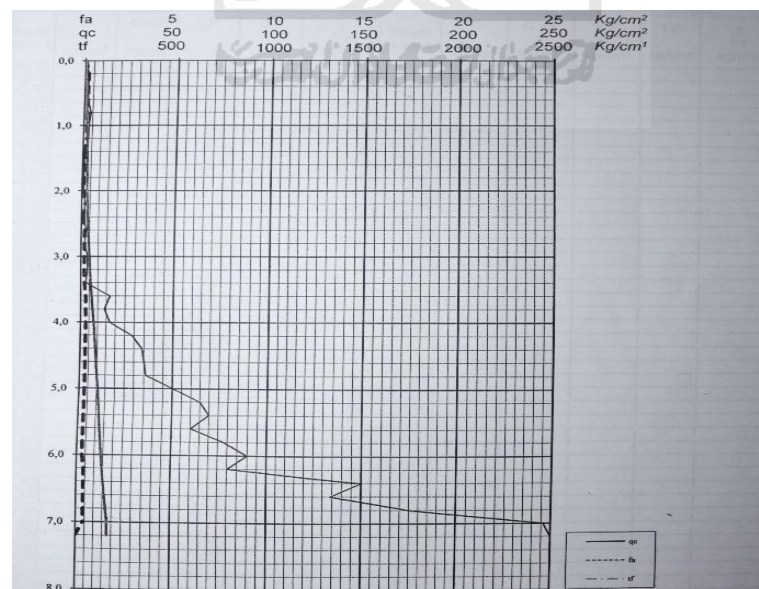
persatuan luas (kg/cm^2) penampang ujung konus (q_c). Besarnya nilai ini menunjukkan identifikasi jenis tanah. Pada tanah pasiran, perlawanan ujung yang besar menunjukkan tanah pasir padat. Sedangkan perlawanan ujung kecil menunjukkan pasir halus. Perlawanan ujung yang kecil juga menunjukkan tanah lempung karena kecilnya kuat geser dan pengaruh tekanan air pori saat penetrasi.

2. Gesekan selimut (f_s)

Gesekan selimut (f_s) diperoleh dari hasil perlawanan geser tanah terhadap selubung konus. Gesekan selimut diukur sebagai gaya penetrasi persatuan panjang (kg/cm).

3. *Friction Ratio* (f_R)

Friction Ratio merupakan perbandingan antara gesekan selimut (f_s) dengan tahanan ujung (q_c) dikali 100 %. Rasio gesekan (f_s/q_c) dari hasil sondir dapat digunakan untuk membedakan tanah berbutir halus dengan tanah yang berbutir kasar (memperkirakan jenis tanah yang diselidiki). Pasir biasanya mempunyai rasio gesekan $f_R < 1$ persen, rasio gesekan lempung lebih besar, dan gambut dapat mempunyai $f_R > 5$ atau 6 persen (Bowles, 1997). Contoh hasil uji sondir atau Cpt dapat dilihat pada gambar 3.2.

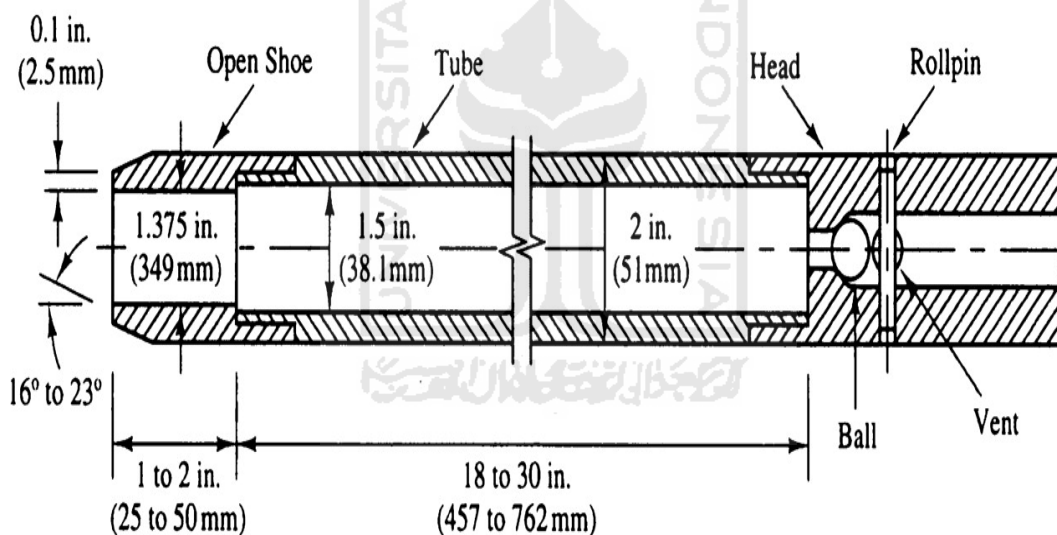


Gambar 3.2 Contoh Hasil CPT

(Sumber: PPKT 2014)

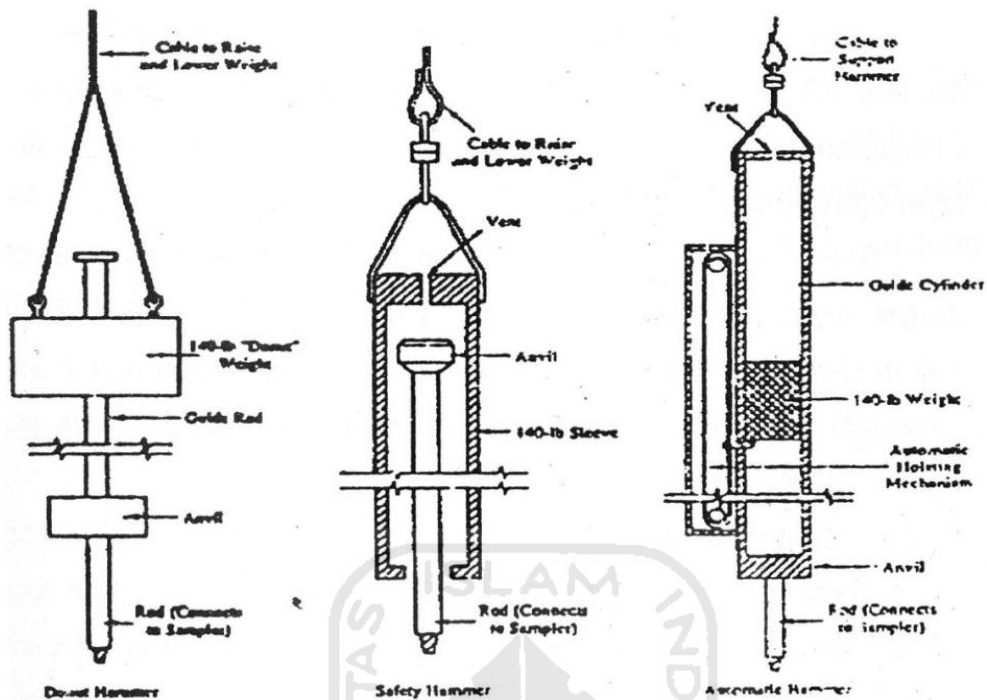
3.1.2. Standart Penetration Test (SPT)

Uji penetrasi standar (SPT) adalah penyelidikan tanah di lapangan dengan memasukkan (memancangkan) sebuah *Split Spoon Sampler* (tabung pengambilan contoh tanah yang dapat dibuka dalam arah memanjang) dengan diameter 50 mm dan panjang 500 mm (Gambar 3.3) dengan menggunakan pukulan palu dan mengukur jumlah pukulan perkedalaman penetrasi (Gambar 3.4). Uji penetrasi standar dikembangkan pada tahun 1927, merupakan sarana paling populer dan paling ekonomis untuk mendapatkan informasi dari lapisan tanah. Diperkirakan 85 sampai 90 persen dari rancangan fondasi konvensional di Amerika Utara dan Amerika Selatan dibuat dengan SPT, pengujian ini juga dipakai di daerah lain. Cara ini di bakukan sebagai ASTM D 1586 pada tahun 1958.



Gambar 3.3 *Split Spoon Sampler SPT*

(Sumber: Raharjo, 2005)



Gambar 3.4 Diagram Skematis Jenis-Jenis Hammer

(Sumber: Bowles, 1988)

Alat ini perlu distandarisasi karena hasil yang didapat berupa nilai N sangat bergantung pada tipe alat yang digunakan.

Faktor Penyebab SPT perlu distandarisasi :

1. dengan menggunakan tipe *hammer* yang berbeda, dapat menyebabkan transfer energi yang berbeda,
2. dengan tipe panjang tabung yang berbeda, akan menyebabkan pengaruh energi yang ditransfer ke batang juga berbeda,
3. dengan tinggi jatuh yang berbeda akan mempengaruhi besarnya energi *hammer* yang berbeda yang ditransfer ke batang,
4. tali yang telah lapuk dapat mengurangi kelancaran terjadinya tinggi jatuh bebas, dan penggunaan tali *hammer* yang berbeda mempengaruhi perlawanan SPT.

Interpretasi uji SPT :

Split spoon sampler (Gambar 3.3.) dimasukkan ke dalam tanah pada bagian dasar dari sebuah lobang bor dengan memakai suatu beban penumbuk (Gambar 3.4.) seberat 63,5 kg yang dijatuhkan dari ketinggian 76 cm (30 inci). setelah *split spoon* ini dimasukkan 15 cm, jumlah pukulan dihitung dan diberi nama N1. Lakukan penumbukan lagi hingga mencapai kedalaman 15 cm kedua (30 cm), jumlah pukulan dihitung dan diberi nama N2. Lakukan penumbukan lagi hingga mencapai kedalaman 15 cm ketiga (45 cm), jumlah pukulan dihitung dan diberi nama N3. Setelah percobaan selesai, *split spoon* dikeluarkan dari lubang bor dan dibuka untuk mengambil contoh tanah yang tertahan di dalamnya. Ulangi prosedur tersebut, setelah mencapai kedalaman tertentu lakukan lagi prosedur pengujian SPT. Begitu seterusnya sehingga nilai N didapatkan sesuai keinginan atau mencapai tanah keras dengan nilai $N = N_2 + N_3 > 50$ pukulan pada pembacaan 3 kali berturut-turut.

Kegunaan hasil penyelidikan SPT adalah menentukan kedalaman dan tebal masing-masing lapisan tanah, contoh tanah terganggu dapat diperoleh untuk identifikasi jenis tanah, berbagai korelasi empiris dengan parameter tanah dapat diperoleh dan dapat dilakukan pada semua jenis tanah.

Kelebihan penyelidikan SPT ini antara lain test ini dapat dilakukan dengan cepat dan operasinya relatif sederhana, serta biaya yang relatif murah. Kekurangan penyelidikan SPT ini antara lain hasil yang didapat contoh tanah terganggu, interpretasi hasil SPT bersifat empiris dan ketergantungan pada operator dalam menghitung.

3.2. DINDING PENAHAN TANAH (DPT)

3.2.1. Definisi Dinding Penahan Tanah

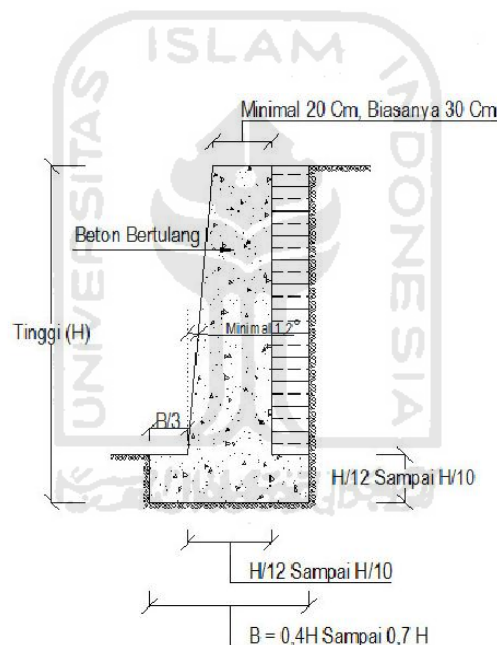
Dinding penahan tanah merupakan struktur penting untuk jalan raya dan bangunan lainnya yang memiliki kontur atau elevasi tanah yang berbeda. Singkatnya dinding penahan tanah merupakan dinding yang dibangun untuk menahan suatu masa tanah. Dinding penahan tanah umumnya dibuat dari pasangan kayu, pasangan batu, baja dan beton. Dinding penahan tanah didesain

untuk menahan beban gaya lateral tanah, sehingga bahaya longsor yang mungkin terjadi dapat dihindarkan.

Kestabilan dinding penahan tanah diperoleh terutama dari berat sendiri struktur dan berat tanah yang berada di atas pelat pondasi. Besar dan distribusi tekanan tanah pada dinding penahan tanah, sangat tergantung pada gerakan tanah lateral terhadap DPT.

3.2.2. Jenis Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah yang dipakai pada penelitian ini menggunakan jenis dinding penahan tanah beton bertulang seperti yang diperlihatkan pada Gambar 3.5.



Gambar 3.5 Dinding Penahan Beton Bertulang

(Sumber : Hardiyatmo, 2001)

Dinding penahan beton bertulang tersusun dari suatu dinding memanjang dan suatu pelat lantai, dinding ini menggunakan aksi konsol untuk menahan massa yang berada di belakang dinding dari kemiringan alami yang terjadi. Masing-masing berlaku sebagai balok kantilever dan kestabilan dari dinding didapatkan dengan berat badannya sendiri dan berat tanah di atas tumit pelat lantai. Dinding penahan jenis ini relatif ekonomis dan juga relatif mudah dilaksanakan.

3.3.3. Analisis stabilitas dinding penahan tanah (DPT)

3.3.3.1. Tekanan Tanah Lateral

Tekanan tanah lateral adalah gaya yang ditimbulkan oleh akibat dorongan tanah di belakang struktur penahan tanah. Besarnya tekanan lateral sangat dipengaruhi oleh perubahan letak (*displacement*) dari dinding penahan dan sifat-sifat tanahnya. Menurut (Rankine, 1857) analisis tekanan tanah lateral ditinjau pada kondisi keseimbangan plastis, yaitu saat massa tanah pada kondisi tepat akan runtuh. Kondisi keseimbangan plastis ini hanya dapat dicapai bila terjadi deformasi yang cukup pada massa tanahnya. Besar dan distribusi tekanan tanah adalah fungsi dari perubahan letak (*displacement*) dan regangan (*strain*).

Menurut Terzaghi (1923) dalam Hardiyatmo (1992), memberikan prinsip tegangan efektif yang bekerja pada segumpal tanah. Prinsip tegangan efektif hanya berlaku pada tanah yang jenuh sempurna yaitu:

1. tegangan normal total (σ) pada suatu bidang di dalam massa tanah, yaitu tegangan akibat berat tanah total termasuk air dalam ruang pori, per satuan luas yang arahnya tegak lurus,
2. tegangan air pori (u) yang disebut juga dengan tekanan netral atau tekanan air pori yang bekerja ke segala arah sama besar, yaitu tekanan air yang mengisi rongga di antara butiran padat, dan
3. tegangan normal efektif (σ') pada suatu bidang di dalam massa tanah, yaitu tegangan yang dihasilkan dari beban berat butiran tanah per satuan luas bidangnya.

1) Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

Menurut (Rankine, 1857) tekanan tanah aktif dan tekanan pasif dapat dijabarkan seperti persamaan 3.1 dan 3.2.

$$a) K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.1)$$

dengan,

K_a = Koefisien tekanan aktif

φ = Sudut gesek dalam tanah

$$b) K_p = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.2)$$

dengan,

K_p = Koefisien tekanan pasif

φ = Sudut gesek dalam tanah

Tekanan tanah aktif total (P_a) untuk dinding penahan setinggi H sama dengan luas diagram tekanannya seperti dijabarkan dalam Persamaan 3.3.

$$P_a = 1/2 H^2 \gamma K_a \quad (3.3)$$

dengan,

P_a = tekanan tanah aktif total

γ = berat volume tanah

K_a = koefisien tekanan aktif

H = tinggi dinding penahan

Tekanan tanah pasif total (P_p) adalah luas diagram tekanan pasifnya seperti dijabarkan dalam Persamaan 3.4

$$P_p = 1/2 H^2 \gamma K_p \quad (3.4)$$

dengan,

P_p = tekanan tanah pasif total

γ = berat volume tanah

K_p = koefisien tekanan pasif

H = tinggi dinding penahan

2) Pengaruh beban terbagi merata

Terkadang tanah urug di belakang dinding penahan tanah dipengaruhi oleh beban terbagi merata. Dengan asumsi beban terbagi rata (q) sebagai beban tanah (h_s) dengan berat volume (γ) tertentu, maka tinggi lapisan tanah $h_s = q/\gamma$. Tekanan tanah lateral pada kedalaman h_s dari tinggi tanah asumsi (atau di permukaan tanah urug) akan sebesar Persamaan 3.5.

$$P_a = q K_a H \quad (3.5)$$

dengan,

P_a = tekanan tanah aktif akibat beban terbagi merata

Q = beban terbagi merata

H = tinggi dinding penahan tanah

3) Stabilitas Eksternal

Faktor keamanan terhadap penggulingan, geser dan kapasitas daya dukung pondasi dijabarkan dalam persamaan 3.6, 3.7, dan 3.8.

$$\text{a) SF guling} = \frac{\sum M \text{ pasif}}{\sum M \text{ dorong}} = \frac{\sum M p}{\sum M a - \sum M p} \geq 2,00 \quad (3.6)$$

$$\text{b) SF geser} = \frac{\sum V \text{ pasif}}{\sum V \text{ dorong}} = \frac{\sum V \cdot \text{tg } \delta}{\sum V a - \sum V p} \geq 2,00 \quad (3.7)$$

$$\text{c) Kapasitas dukung pondasi} = \sigma \text{ terjadi} \leq \sigma \text{ ijin} \quad (3.8)$$

4) Stabilitas Internal

a) Tinjauan terhadap tampang badan DPT

(1) Tegangan Desak :

$$\sigma \text{ desak} = \frac{\sum V_{1-1}}{b_{1-1} \cdot L} + \frac{\sum M_{1-1}}{W} \leq \sigma \text{ desak bahan} \quad (3.9)$$

(2) Tegangan Tarik :

$$\sigma \text{ tarik} = \frac{\sum V_{1-1}}{b_{1-1} \cdot L} + \frac{\sum M_{1-1}}{W} \leq \sigma \text{ tarik bahan} \quad (3.10)$$

(3) Tegangan Geser :

$$\tau = \frac{2}{3} \frac{D_{1-1}}{b_{1-1} \cdot L} \leq \text{bahan} \quad (3.11)$$

b) Tinjauan terhadap tampang kaki depan dan belakang

(1) Tegangan ekstrim (tarik/tekan) yang terjadi

$$\sigma_{\text{ekstrim}} = \pm \frac{\sum M_{II-II}}{W} \leq \sigma \text{ tarik bahan} \quad (3.12)$$

(2) Tegangan geser yang terjadi

$$\tau = \frac{3}{2} \frac{D}{b} \frac{H-H}{H.L} \leq \tau \text{ bahan} \quad (3.13)$$

3.3.3.2. Pembebanan Gempa

Menurut Seed dan Whitman (1970) dalam Liong (2013) menganjurkan untuk menghitung gaya gempa pada dinding penahan tanah sebagai Persamaan 3.14 berikut ini.

$$PE = 3/8 \times ah/g \times \gamma (H')^2 \quad (3.14)$$

dengan,

- PE = gaya gempa
- g = gravitasi bumi
- γ = berat volume tanah
- H' = tinggi dinding penahan tanah
- ah = percepatan gempa maksimum

Pusat gaya gempa bekerja pada 0,6 H' dari dasar dinding penahan. Kriteria angka keamanan minimal yang harus dipenuhi menurut persyaratan *AASHTO Design Method For Reinforced Earth Structures Subject to Seismic Forces* (1995), ditunjukkan pada Tabel 3.1 di bawah ini.

Tabel 3.1 Persyaratan Angka Keamanan Minimal terhadap Gaya Gempa

Jenis Angka Keamanan	Persyaratan <i>AASHTO Design Method</i> (1995)
SF Guling	1.5
SF Geser	1,1
SF Daya Dukung	1

Sumber: *AASHTO Design Method For Reinforced Earth Structures Subject to Seismic Forces* (1995)

Persyaratan dari tiang pancang tongkat kayu tersebut adalah : bahan kayu yang dipergunakan harus cukup tua, berkualitas baik dan tidak cacat, contohnya kayu berlian. Semula tiang pancang kayu harus diperiksa terlebih dahulu sebelum dipancang untuk memastikan bahwa tiang pancang kayu tersebut memenuhi ketentuan dari bahan dan toleransi yang diijinkan. Semua kayu lunak yang digunakan untuk tiang pancang memerlukan pengawetan, yang harus dilaksanakan sesuai dengan AASHTO M133 – 86 dengan menggunakan instalasi peresapan bertekanan. Bilamana instalasi semacam ini tidak tersedia, pengawetan dengan tangki terbuka secara panas dan dingin, harus digunakan. Beberapa kayu keras dapat digunakan tanpa pengawetan, tetapi pada umumnya, kebutuhan untuk mengawetkan kayu keras tergantung pada jenis kayu dan beratnya kondisi pelayanan. Cerucuk kayu yang digunakan dapat berupa batang kayu atau hasil olahan dengan spesifikasi seperti pada Tabel 3.2.

Tabel 3.2 Persyaratan Cerucuk Kayu

Uraian	Persyaratan
Diameter	Minimum 8 cm, maksimum 15 cm
Panjang	Minimum 3,5 meter, maksimum 6 meter
Kelurusan	Cukup lurus, tidak belok, dan bercabang
Kekuatan	Minimum kelas kuat III PKKI 1973
Tegangan	Minimum Was kuat III untuk mutu A PKKI 1973

(Sumber : (DPU, 1999)

Keuntungan pemakaian tiang pancang kayu adalah sebagai berikut.

- 1) Tiang pancang dari kayu relatif lebih ringan sehingga mudah dalam pengangkutan.
- 2) Kekuatan tarik besar sehingga pada waktu pengangkatan untuk pemancangan tidak menimbulkan kesulitan seperti misalnya pada tiang pancang beton precast.

- 3) Mudah untuk pemotongannya apabila tiang kayu ini sudah tidak dapat masuk lagi ke dalam tanah.
- 4) Tiang pancang kayu ini lebih baik untuk *friction pile* dari pada untuk *end bearing pile* sebab tegangan tekanannya relatif kecil.
- 5) Tiang kayu ini relatif flexible terhadap arah horizontal dibandingkan dengan tiang-tiang pancang selain dari kayu, maka apabila tiang ini menerima beban horizontal yang tidak tetap, tiang pancang kayu ini akan melentur dan segera kembali ke posisi setelah beban horizontal tersebut hilang. Hal seperti ini sering terjadi pada dermaga dimana terdapat tekanan kesamping dari kapal dan perahu.

Kerugian pemakaian tiang pancang kayu adalah sebagai berikut ini.

- 1) Tiang pancang ini harus selalu terletak di bawah muka air tanah yang terendah agar dapat tahan lama, maka kalau air tanah yang terendah itu letaknya sangat dalam, hal ini akan menambah biaya untuk penggalian.
- 2) Tiang pancang yang di buat dari kayu mempunyai umur yang relatif kecil di bandingkan dengan tiang pancang yang di buat dari baja atau beton terutama pada daerah yang muka air tanahnya sering naik dan turun.
- 3) Pada waktu pemancangan pada tanah yang berbatu (*gravel*) ujung tiang pancang kayu dapat berbentuk berupa sapu atau dapat pula ujung tiang tersebut hancur. Apabila tiang kayu tersebut kurang lurus, maka pada waktu dipancarkan akan menyebabkan penyimpangan terhadap arah yang telah ditentukan.
- 4) Tiang pancang kayu tidak tahan terhadap benda-benda yang agresif dan jamur yang menyebabkan kebusukan.

3.3.2. Pondasi *Mini pile*

Mini pile atau tiang pancang berukuran kecil ini digunakan untuk bangunan-bangunan bertingkat rendah dan tanah relative baik. Ukuran dan kekuatan yang ditawarkan adalah:

- a. bentuk penampang segitiga dengan ukuran 28 dan 32 dan
- b. bentuk bujur sangkar dengan ukuran 20 x 20 dan 25 x 25.

- Tiang pancang berbentuk penampang segitiga berukuran 28 mampu menopang beban 25 – 30 ton
- Tiang pancang berbentuk penampang segitiga berukuran 32 mampu menopang beban 35 – 40 ton.
- Tiang pancang berbentuk bujur sangkar berukuran 20x20 mampu menopang tekanan 30 – 35 ton
- Tiang pancang berbentuk bujur sangkar berukuran 25 x 25 mampu menopang tekanan 40 – 50 ton.

(sunaryanto, 2012)

Tahanan tiang didasarkan pada gesekan antara selimut/kulit tiang dengan tanah disekitarnya untuk sepanjang tiang. Lapisan tanah keras terletak dalam dan tahanan gesekan selimut dengan tanah lebih dominan, maka dapat di jabarkan melalui persamaan 3.15 .

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.15)$$

dengan,

$$Q_p = \text{tahanan ujung tiang}$$

$$Q_s = \text{tahanan gesek selimut tiang}$$

Namun karena pondasi terletak pada lapisan tanah jelek (*weak soil*), besaran tahanan gesek antara selimut tiang dengan tanah sepanjang tiang relatif kecil atau dianggap nol, maka dijabarkan dalam persamaan 3.16, 3.17, dan 3.18.

$$Q_u = Q_p \quad (3.16)$$

$$Q_u = A_p \cdot q_p \quad (3.17)$$

$$Q_u = (A_p \cdot q_p) / SF \quad (3.18)$$

Berdasarkan data laboratorium nilai tahanan ujung tiang (Q_p) dapat dijabarkan dengan persamaan 3.19 Metode Mayerhoff (1976).

$$Q_p = cN_c + qN_q + B\gamma N_\gamma \quad (3.19)$$

Dimana,

N_c, N_q, N_γ = faktor daya dukung

Pada perhitungan pondasi tiang, jika nilai B atau D kecil, maka nilai $B\gamma N_\gamma$ dianggap = 0. Sehingga dapat dijabarkan dengan persamaan 3.20.

$$Q_p = A_p \cdot (cN_c + qN_q) \quad (3.20)$$

Pada kasus tanah pasir murni $c = 0$, maka persamaanya menjadi lihat persamaan 3.21.

$$Q_p = A_p \cdot 5 \tan \phi \cdot N_q \quad (3.21)$$

dimana,

ϕ = sudut gesek dalam tanah

A_p = luas penampang tiang

Pada kasus tanah lempung murni $\phi = 0$, maka $qN_q =$ relatif kecil. Sedangkan $N_c = 9$ (Poulos & Davis). Persamaanya menjadi lihat persamaan 3.22 dan 3.23.

$$Q_p = A_p \cdot cN_c \quad (3.22)$$

$$= A_p \cdot 9 \cdot C_u \quad (3.23)$$

Dengan,

C_u = *Undrained Cohesion*

Berdasarkan hasil sondir (C.P.T.) kapasitas dukung tiang dapat dijabarkan menjadi persamaan 3.24.

$$Q_{ijin} = (A_{tiang} \cdot p) / SF1 + (O.L.c) / SF2 \quad (3.24)$$

dengan,

A_{tiang} = luas penampang tiang (cm)

P = nilai tekan konus (kg/cm^2)

O = keliling kulit tiang (cm)

$L.c$ = jumlah hambatan lekat (kg/cm)

Untuk menghitung kapasitas tiang yang berkaitan dengan keruntuhan blok, Terzaghi dan peck (1948) mengambil asumsi-asumsi sebagai berikut:

1. Pelat penutup tiang (*pile cap*) sangat kaku.
2. Tanah yang berada di dalam kelompok tiang-tiang berkelakuan seperti blok padat.

Dengan asumsi-asumsi tersebut, keseluruhan blok dapat dianggap sebagai pondasi dalam dengan kapasitas ultimit yang dinyatakan oleh (Terzaghi dan Peck, 1948) pada persamaan 3.25.

$$Q_g = 2D (B + L)c + 1,3 c_b N_c BL \quad (3.25)$$

dengan,

- Q_g = kapasitas ultimit kelompok (kN)
- c = kohesi tanah di sekeliling kelompok tiang (kN/m^2)
- c_b = kohesi tanah dibawah dasar kelompok tiang (kN/m^2)
- B = lebar kelompok tiang , dihitung dari pinggir tiang-tiang
- L = panjang kelompok tiang (m)
- D = Kedalaman tiang dibawah permukaan tanah (m)

Kapasitas tarik pondasi menurut Das dan Seeley (1982) dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$T = L \times P \times \alpha' \times C_u \quad (3.26)$$

dengan,

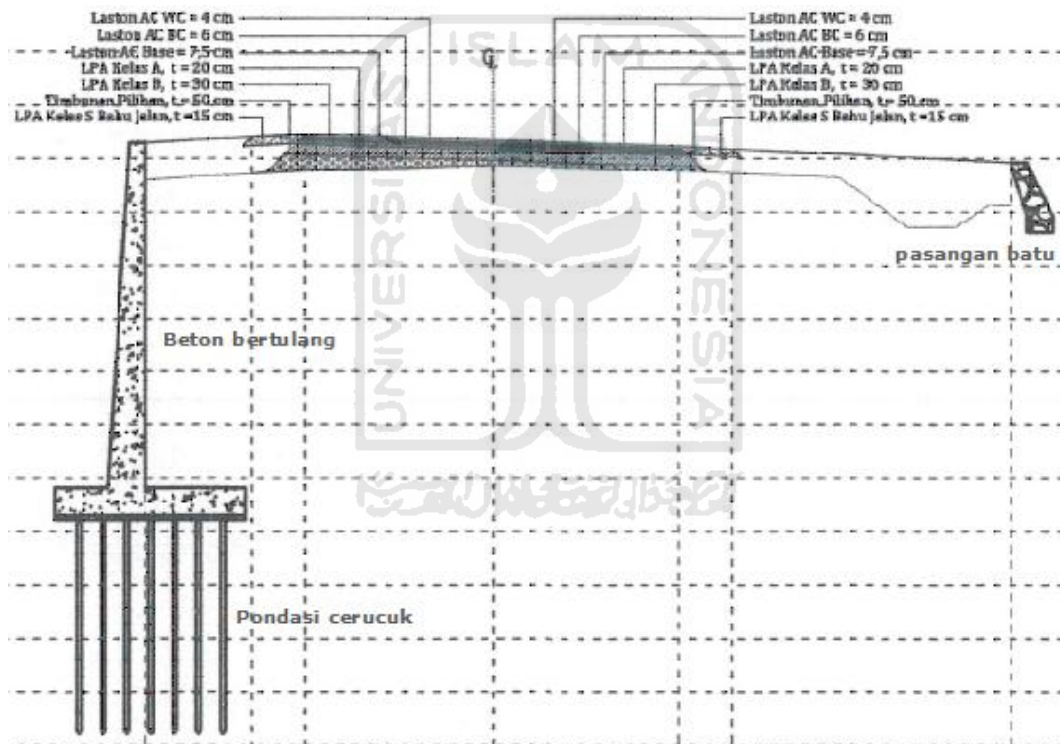
- T = Kapasitas tarik tiang
- L = Panjang tiang
- P = keliling tiang
- α' = Faktor adesi tarik pondasi tiang
- C_u = Kohesi

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1. SUBJEK DAN OBJEK PENELITIAN

Pada penelitian ini yang menjadi subjek penelitian adalah Proyek Pembangunan Jalan Poncosari – Greges STA 9 + 350 / 0 + 000. Sedangkan yang menjadi objek dari penelitian ini adalah stabilitas dinding penahan tanah menggunakan perkuatan cerucuk dan *Minipile* pada proyek pembangunan Jalan Poncosari – Greges seperti terlihat pada (Gambar 4.1) berikut ini:



Gambar 4.1 Dinding Penahan Tanah pada STA 9 + 350 / 0 + 000

(Sumber: Satker PJN Wilayah DIY 2014)

4.2. PENGUMPULAN DATA

Data yang digunakan untuk mencapai maksud dan tujuan penelitian sebagai berikut ini.

1. Gambar detail proyek pembangunan jalan Poncosari – Greges, oleh Satker Perencanaan dan Pengawasan Jalan Nasional Provinsi DIY,

2. Hasil uji penyelidikan tanah oleh pihak kontraktor yaitu PT. Suradi Sejahtera Raya,
3. Observasi lapangan pada bagian jalan yang menggunakan pondasi cerucuk kayu “Pekerjaan Pembangunan Jalan Poncosari – Greges”.

Perincian data tersebut adalah sebagai berikut ini.

1. Gambar Detail Proyek Pembangunan Jalan Poncosari – Greges.

Gambar detail yang diperlukan adalah gambar dinding penahan tanah pada STA 9 + 350 / 0 + 000.

2. Hasil Uji Penyelidikan Tanah.

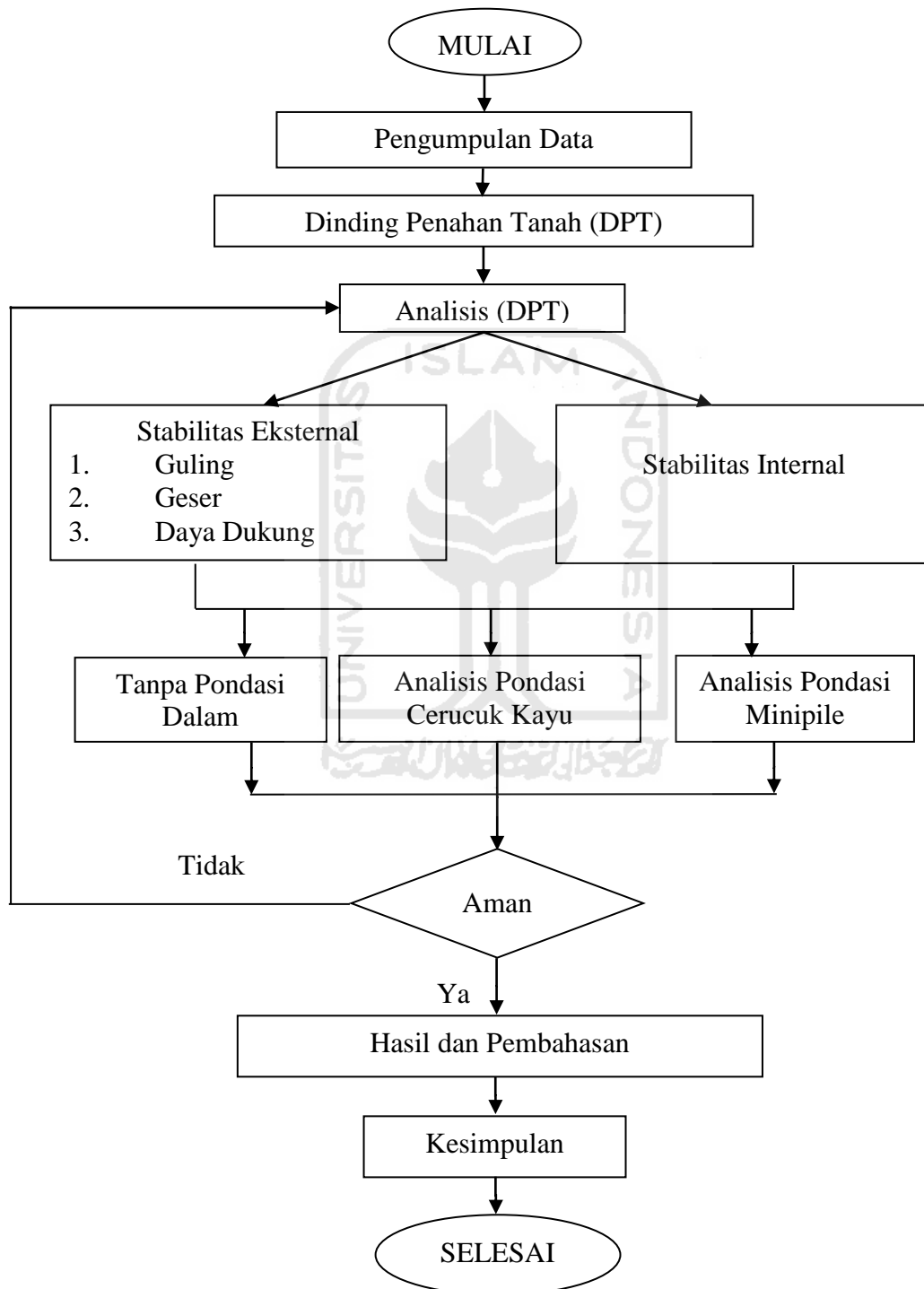
Pada proyek pembangunan Jalan Poncosari – Greges ini, penyelidikan tanah yang dilakukan yaitu pengujian sondir (*Cone Penetration Test*) sebanyak 4 titik yaitu S1, S2, S3, dan B1 untuk mengukur nilai sondir lapisan-lapisan yang dilakukan sampai kedalaman tanah padat. Data hasil penyelidikan tanah dapat dilihat pada Lampiran.

4.3. METODE ANALISIS

Setelah data-data yang diperlukan terkumpul, kemudian dengan literatur yang relevan dan berhubungan dengan pembahasan pada tugas akhir ini, maka data tersebut diolah dan dianalisis dengan menggunakan program microsoft excel untuk mengetahui kemampuan daya dukung pondasi cerucuk terhadap perkuatan tanah dasar pada dinding penahan tanah di Proyek Pekerjaan Pembangunan Jalan Poncosari - Greges agar stabil terhadap gaya guling, geser, serta daya dukung tanahnya.

4.4. BAGAN ALIR

Berikut ini adalah bagan alir dari metode perencanaan yang dilakukan pada penelitian analisis stabilitas dinding penahan tanah.



Gambar 4.2 Bagan Alir Penelitian

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1. PENDAHULUAN

Berdasarkan pada studi kasus proyek pembangunan jalan Poncosari – Greges Yogyakarta, perkuatan dinding penahan tanah menggunakan pondasi cerucuk kayu merupakan solusi sebagai peningkat daya dukung tanah. Dinding penahan tanah yang dipakai merupakan tipe dinding penahan beton bertulang dengan variasi sesuai dengan tinggi timbunan.

5.2. DATA PENELITIAN

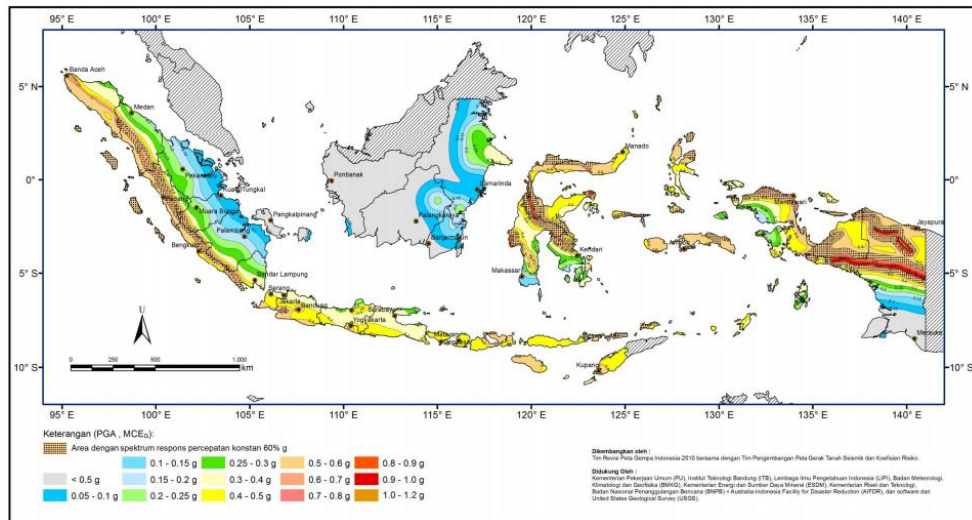
Penelitian ini menggunakan data sekunder berupa data beban lalu lintas, data beban gempa, dan juga data kelas kuat kayu. Beban lalu lintas harus diperhitungkan dalam menganalisis stabilitas dinding penahan tanah. Beban lalu lintas dapat ditabelkan seperti Tabel 5.1 dibawah ini.

Tabel 5.1 Beban Lalu Lintas untuk Analisis Stabilitas

Kelas Jalan	Beban lalu lintas (kPa)/(kN/m ²)
I	15
II	12
III	12

(Sumber : Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah Kementrian PU 2002)

Data percepatan gempa didapat dari peta zonasi gempa tahun 2012, berdasarkan Gambar 5.1 dibawah ini, percepatan gempa untuk wilayah Poncosari – Greges, Yogyakarta sebesar 0,25 g.

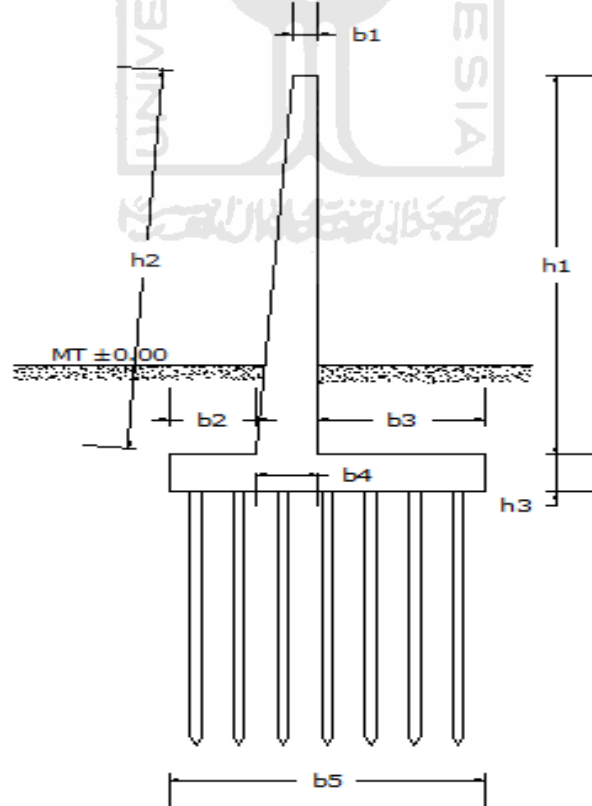


Gambar 5.1 Peta Zonasi Gempa Indonesia 2012

(Sumber: SNI 1726 – 2012)

5.3. DESAIN DINDING PENAHAN TANAH

5.2.1. Dimensi Dinding Penahan Tanah



Gambar 5.2 Dimensi Dinding Penahan Tanah

Keterangan :

$$h1 = 6,00 \text{ m}$$

$$h2 = 6,01 \text{ m}$$

$$h3 = 0,60 \text{ m}$$

$$b1 = 0,30 \text{ m}$$

$$b2 = 1,00 \text{ m}$$

$$b3 = 1,90 \text{ m}$$

$$b4 = 0,70 \text{ m}$$

$$b5 = 3,60 \text{ m}$$

5.2.2. Data material yang digunakan

a. Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah menggunakan beton bertulang dimana berat volume beton (γ) = 2,5 ton/m³, mutu beton = K-250 atau 21 Mpa dan mutu baja tulangan = U-32 atau 320 Mpa.

b. Pondasi Dinding Penahan Tanah

Pondasi Dinding penahan tanah menggunakan perkuatan pondasi cerucuk kayu Galam berdiameter 12 cm. Ujung pondasi cerucuk kayu tertumpu pada lapisan tanah keras yang berada pada kedalaman 6,00 m dari muka tanah.

5.3. GEOTEKNIK

Kondisi geoteknik pada lokasi proyek merupakan tanah lunak, dimana sebelumnya area tersebut merupakan daerah persawahan. Pengujian tanah menggunakan sondir dan hasil pengujiannya dapat dilihat pada Tabel 5.2.

Tabel 5.2 Daya Dukung Ijin Tanah pada Static Cone Resistance S1

kedalaan permukaan tanah setempat	Static cone resistance (q_c mean)	Friction ratio (%)	Daya dukung ijin rata-rata (Mpa)	Perkiraan jenis tanah (berdasarkan FR)	kepadatan
-0.20	4.000	5.000	0.010	Lanau Lempung	Lunak
-0.04	6.000	3.333	0.015	Lanau	Lunak
-0.06	6.000	3.333	0.015	Lanau	Lunak
-0.08	8.000	3.750	0.020	Lanau	Lunak
-1.0	14.000	2.143	0.035	Lanau Pasir	Lunak
-1.2	13.000	2.308	0.033	Lanau Pasir	Lunak
-1.4	14.000	2.143	0.035	Lanau Pasir	Lunak
-1.6	11.000	2.727	0.028	Lanau Pasir	Lunak
-1.8	26.000	1.154	0.065	Pasir Lanau	Lunak
-2.0	4.000	5.000	0.010	Lanau Lempung	Lunak
-3.0	14.000	2.140	0.035	Lanau Pasir	Lunak
-4.0	30.000	1.000	0.075	Pasir	Lunak
-5.0	74.000	0.405	0.185	Pasir	Sedang
-6.0	151.000	0.199	0.378	kerikil pasir	Sedang
-6.6	250.000	0.000	0.625	kerikil pasir	Padat/Keras

(Sumber : PPKT 2014)

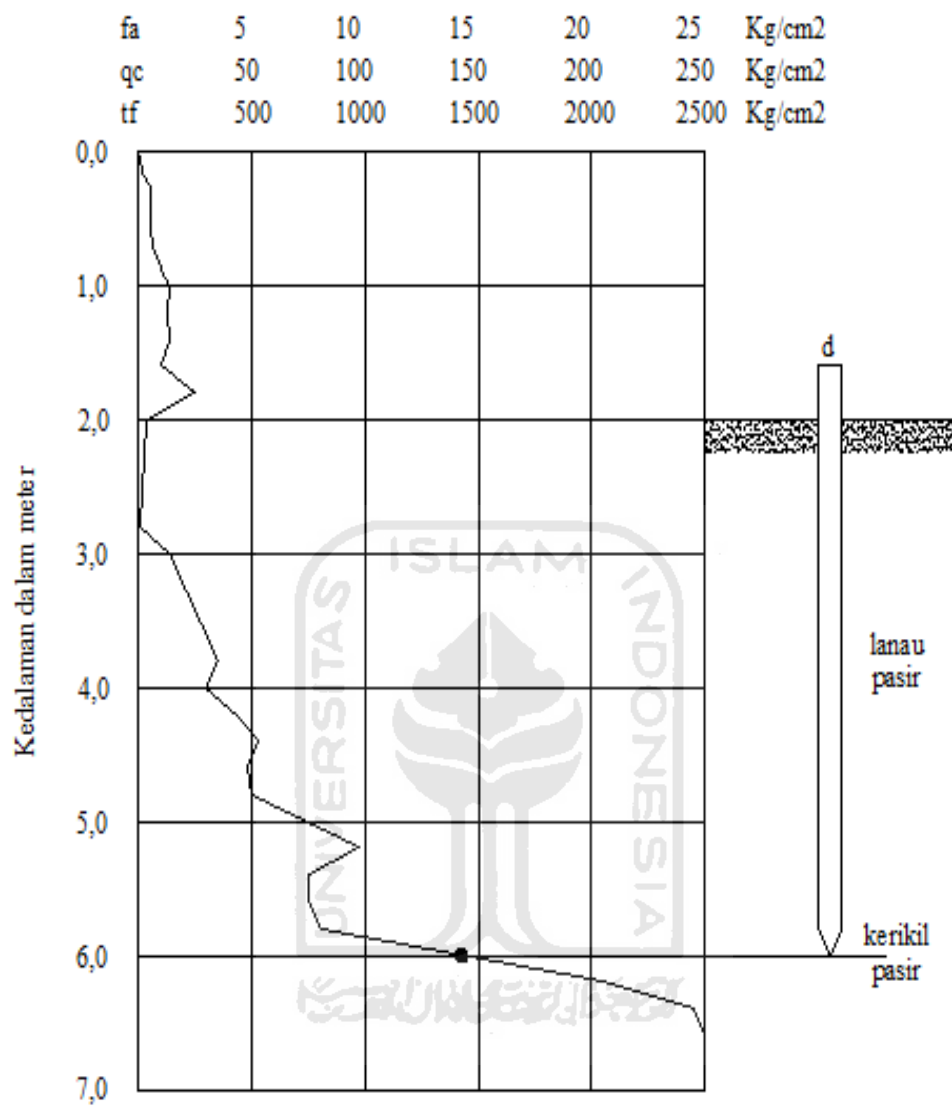
Tabel 5.3 Cone Penetration Test

CONE PENETRATION TEST					
Depth meters	C kg/cm ²	C + F kg/cm ²	LF kg/cm ²	TF kg/cm ²	Σ TF kg/cm ²
0,00	0	0	0		
0,20	4	6	0,2	4	4
0,40	6	8	0,2	4	8
0,60	6	8	0,2	4	12
0,80	8	11	0,3	6	18
1,00	14	17	0,3	6	24
1,20	13	16	0,3	6	30
1,40	14	17	0,3	6	36
1,60	11	14	0,3	6	42
1,80	26	29	0,3	6	48
2,00	4	6	0,2	4	52

Lanjutan Tabel 5.3 *Cone Penetration Test*

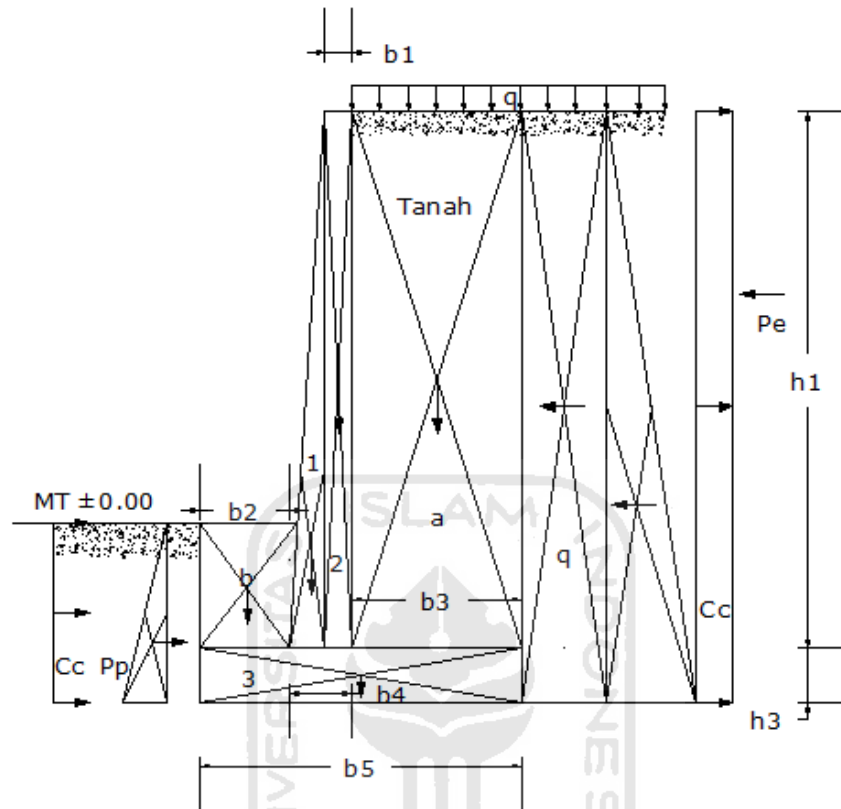
Depth meters	C kg/cm ²	C + F kg/cm ²	LF kg/cm ²	TF kg/cm ²	Σ TF kg/cm ²
2,20	2	4	0,2	4	56
2,40	1	2	0,1	2	58
2,60	1	2	0,1	2	60
2,80	1	2	0,1	2	62
3,00	14	17	0,3	6	68
3,20	21	24	0,3	6	74
3,40	27	30	0,3	6	80
3,60	31	34	0,3	6	86
3,80	35	38	0,3	6	92
4,00	30	33	0,3	6	98
4,20	44	47	0,3	6	104
4,40	53	56	0,3	6	110
4,60	48	51	0,3	6	116
4,80	51	54	0,3	6	122
5,00	74	77	0,3	6	128
5,20	98	101	0,3	6	134
5,40	75	78	0,3	6	140
5,60	76	79	0,3	6	146
5,80	81	84	0,3	6	152
6,00	151	154	0,3	6	158
6,20	207	210	0,3	6	164
6,40	246	250	0,4	8	172
6,60	250	250	0	0	172

(Sumber : PPKT 2014)



Gambar 5.3 Tahanan Ujung Tiang dari Data Sondir

5.4. PEMBEBANAN DPT



Gambar 5.4 Pembebanan DPT

Lebar DPT (B_x)		= 3,6 m
Berat volume beton (w)		= 25 kN/m ³
Berat bagian DPT		
Bagian 1	b	= 0,4 m
	h	= 6 m
	shape	= 0,5 m
	berat	= ($b \times h \times \text{shape} \times w$)
		= (0,4 x 6 x 0,5 x 25)
		= 30 kN
Bagian 2	b	= 0,3 m
	h	= 6 m
	shape	= 1 m

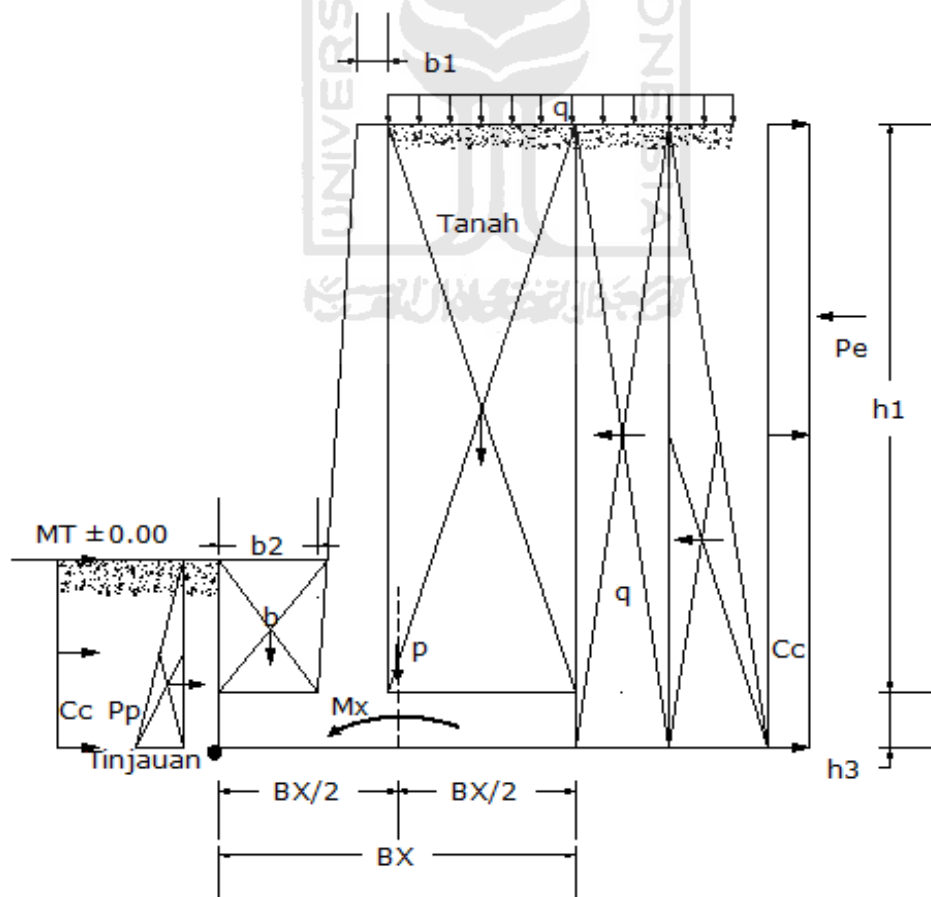
	berat	= (b x h x shape x w) = (0,3 x 6 x 1 x 25) = 45 kN
Bagian 3	b	= 3,6 m
	h	= 0,6 m
	shape	= 1 m
	berat	= (b x h x shape x w) = (3,6 x 0,6 x 1 x 25) = 54 kN
Berat tanah		
Bagian a	b	= 1,9 m
	h	= 6 m
	shape	= 1 m
	berat	= (b x h x shape x W_s) = (1,9 x 6 x 1 x 19,71) = 224,72 kN
Bagian b	b	= 1 m
	h	= 1,4 m
	shape	= 1 m
	berat	= (b x h x shape x W_s) = (1 x 1,4 x 1 x 19,71) = 27,60 kN
Berat total DPT	(Σv)	= (berat bagian DPT + berat tanah) = 30 + 45 + 54 + 224,72 + 27,60 = 381,31 kN

Tabel 5.4 Rekapitulasi Beban Sendiri DPT

No	Parameter Berat Bagian				Berat (kN)	Lengan X (m)	Momen X (kNm)
	b (m)	h (m)	shape	direc			
DINDING PENAHAN TANAH							
1	0,4	6	0,5	-1	30	1,27	-38,00
2	0,3	6	1	-1	45	1,55	-69,75
3	3,6	0,6	1	-1	54	1,80	-97,20
TANAH							
a	1,9	6	1	-1	224,72	2,65	-595,50
b	1	1,4	1	-1	27,60	0,50	-13,80
$\Sigma v =$					381,31	$\Sigma M_b =$	-814,25

5.5. ANALISIS STABILITAS DINDING PENAHAN TANAH

5.5.1 Stabilitas guling DPT



Gambar 5.5 Stabilitas Guling DPT

H	= 6,6 m
Lebar DPT (Bx)	= 3,6 m
γ (berat jenis tanah)	= 19,712 kN/m ³
q (beban lalu lintas)	= 15 kN/m ²
ϕ (sudut geser dalam)	= 11,27 °
c (kohesi)	= 2 kN/m ²

1. Menghitung tekanan tanah aktif total sebelum terjadi gempa

a. koefisien tekanan tanah aktif Rankine

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - 11,27^\circ / 2)$$

$$K_a = 0,6730$$

b. tekanan aktif akibat beban merata

$$\begin{aligned} p_{a1} &= q \times K_a \\ &= 15 \times 0,6730 \\ &= 10,0955 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{a1} &= q \times K_a \times H \\ &= 15 \times 0,6730 \times 6,6 \\ &= 66,6304 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Titik tangkap gayanya} &= \frac{1}{2} \times H \\ &= \frac{1}{2} \times 6,6 \\ &= 3,3 \text{ m} \end{aligned}$$

c. akibat beban tanah urug

$$\begin{aligned} p_{a2} &= H \times \gamma \times K_a \\ &= 6,6 \times 19,712 \times 0,6730 \\ &= 87,5616 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{a2} &= \frac{1}{2} \times (H)^2 \times \gamma \times K_a \\ &= \frac{1}{2} \times 6,6 \times 87,5616 \\ &= 288,9531 \text{ kN/m}^1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Titik tangkap gayanya} &= 1/3 \times H \\ &= 1/3 \times 6,6 \\ &= 2,2 \text{ m}\end{aligned}$$

d. akibat kohesi tanah

$$\begin{aligned}p_{a3} &= -2 \times c \times \sqrt{Ka} \\ &= -2 \times 2 \times \sqrt{0,6730} \\ &= -3,2815 \text{ kN/m}^2 \\ p_{a3} &= -2 \times c \times \sqrt{Ka} \times H \\ &= -3,2815 \times 6,6 \\ &= -21,658 \text{ kN/m}^1\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Titik tangkap gayanya} &= 1/2 \times H \\ &= 1/2 \times 6,6 \\ &= 3,3 \text{ m}\end{aligned}$$

Jumlah tekanan aktif total sebelum terjadi gempa

$$\begin{aligned}\sum Pa &= Pa_1 + Pa_2 + Pa_3 \\ &= 66,6304 + 288,9531 + (-21,658) \\ &= 333,9253 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Titik tangkap gayanya

$$\begin{aligned}333,9253 y &= 66,6304 \times 3,3 + 288,9531 \times 2,2 + (-21,658 \times 3,3) \\ y &= 2,3481 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

1. Menghitung tekanan tanah aktif total setelah terjadi gempa

Tekanan tanah aktif akibat beban gempa pada dinding penahan tanah (metode Seed-Whitman 1970).

percepatan gempa (a_h) = 0,25g

$$\begin{aligned}P_e &= 3/8 \times a_h/g \times \gamma \times H^2 \\ &= 3/8 \times 0,25/9,81 \times 19,712 \times 6,6^2 \\ &= 80,4992 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Titik tangkap gayanya} &= 0,6 \times H \\
 &= 0,6 \times 6,6 \\
 &= 2,6612 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

jumlah tekanan aktif total setelah terjadi gempa

$$\begin{aligned}
 \sum P_{ae} &= \sum P_a + P_e \\
 &= 333,9253 + 80,4992 \\
 &= 414,4245 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Titik tangkap gayanya

$$\begin{aligned}
 414,4245 \text{ y} &= 66,6304 \times 3,3 + 288,9531 \times 2,2 + (-21,658 \times 3,3) + \\
 &\quad 176,1322 \times 3,96 \\
 \text{y} &= 2,6612 \text{ m}
 \end{aligned}$$

a. stabilitas terhadap guling sebelum terjadi gempa

$$\begin{aligned}
 M_a &= \sum P_a \times y \\
 &= 333,9253 \times 2,3481 \\
 &= 784,105 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SF_{\text{Guling}} &= \frac{\sum m_b + \sum m_p}{\sum m_a} \\
 &= \frac{810,3077 + 39,0511}{784,105} \\
 &= 1,0832 < 2 \text{ (Tidak aman)}
 \end{aligned}$$

b. stabilitas terhadap guling sesudah terjadi gempa

$$\begin{aligned}
 M_a &= \sum P_{ae} \times y \\
 &= 510,0575 \times 2,9048 \\
 &= 1481,59 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SF_{\text{Guling}} &= \frac{\sum m_b + \sum m_p}{\sum m_a} \\
 &= \frac{810,3077 + 39,0511}{1481,59} \\
 &= 0,5733 < 2 \text{ (Tidak aman)}
 \end{aligned}$$

1. Koefisien tekanan tanah pasif Rankine

$$K_p = tg^2 (45^\circ + \varphi/2)$$

$$K_p = tg^2 (45^\circ + 11,27/2)$$

$$K_p = 1,4858$$

2. Tekanan tanah pasif

$$\begin{aligned} P_p &= \frac{1}{2} K_p \gamma D^2 + 2 c D \sqrt{K_p} \\ &= 68,3282 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. Stabilitas terhadap geser

a. Stabilitas geser sebelum terjadi gempa

$$\begin{aligned} SF_{\text{Geser}} &= \frac{\sum v \tan (k_1 \phi) + B k_2 c + P_p}{\sum P_a} \\ &= 3,3739 > 1,5 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

b. Stabilitas geser setelah terjadi gempa

$$\begin{aligned} SF_{\text{Geser}} &= \frac{\sum v \tan (k_1 \phi) + B k_2 c + P_p}{\sum P_{ae}} \\ &= 2,7088 > 1,5 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

5.5.3 Stabilitas terhadap daya dukung ijin tanah

Lebar <i>pile cap</i> (B)	= 3,6 m
Berat volume tanah (γ)	= 19,712 kN/m ³
Sudut geser (ϕ)	= 11,27°
N _c	= 10,4382
N _q	= 3,1318
N _{γ}	= 1,5302
Kohesi (c)	= 2 kN/m ²
Kedalaman <i>pile cap</i> (D)	= 2 m
SF	= 2
$\sum v$	= 373,43 kN
$\sum M_b$	= 810,31 kNm

1. Kegagalan daya dukung tanah sebelum terjadi gempa

$$\begin{aligned} M_a &= \sum P a \times y \\ &= 333,9253 \times 2,3481 \\ &= 784,105 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= \frac{\sum MR - M_a}{\sum v} - \frac{B}{2} \\ &= \frac{810,31 - 784,105}{373,43} - \frac{3,6}{2} \\ &= 0,2997 \text{ m} < \frac{B}{6} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{\sum v}{B} \times \frac{1+6e}{B} \\ &= \frac{373,43}{3,6} \times \frac{1+(6 \times 0,2997)}{3,6} \\ &= 155,5507 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\min} &= \frac{\sum v}{B} \times \frac{1-6e}{B} \\ &= \frac{373,43}{3,6} \times \frac{1-(6 \times 0,2997)}{3,6} \\ &= -195,33 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= \gamma \times D \\ &= 19,712 \times 2 \\ &= 39,4241 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B' &= B - 2 \times e \\ &= 3,6 - 2 \times 0,2997 \\ &= 3,0005 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_u &= c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \\ &= 198,6391 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{ijin} &= q_u / SF \\
 &= 198,6391 / 2 \\
 &= 99,3195 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SF_{\text{Daya dukung}} &= q_u / \sigma_{\text{max}} \\
 &= 198,6391 / 155,5507 \\
 &= 1,2770 < 2 \text{ (tidak aman)}
 \end{aligned}$$

2. Kegagalan daya dukung tanah setelah terjadi gempa

$$\begin{aligned}
 Ma &= \sum Pae \times y \\
 &= 510,0575 \times 2,6612 \\
 &= 1102,8818 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{\sum MR - Ma}{\sum v} - \frac{B}{2} \\
 &= \frac{810,31 - 1102,8818}{373,43} - \frac{3,6}{2} \\
 &= 1,1534 \text{ m} > \frac{B}{6}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{max}} &= \frac{\sum v}{B} \times \frac{1+6e}{B} \\
 &= \frac{373,43}{3,6} \times \frac{1+(6 \times 1,1534)}{3,6} \\
 &= 303,1325 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{min}} &= \frac{\sum v}{B} \times \frac{1-6e}{B} \\
 &= \frac{373,43}{3,6} \times \frac{1-(6 \times 1,1534)}{3,6} \\
 &= -95,6716 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \gamma \times D \\
 &= 19,712 \times 2 \\
 &= 39,4241 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 B' &= B - 2 \times e \\
 &= 3,6 - 2 \times 1,1534 \\
 &= 1,2932
 \end{aligned}$$

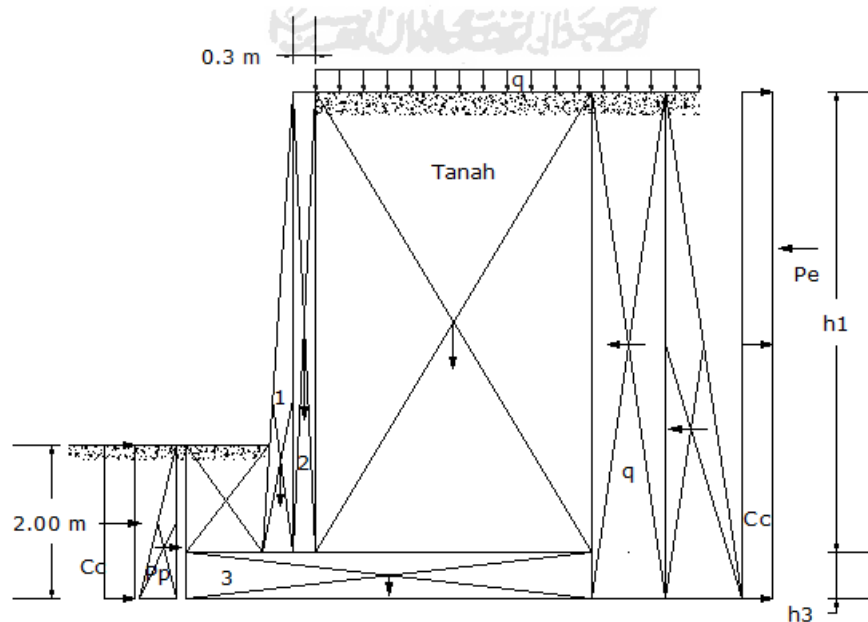
$$\begin{aligned}
 q_u &= c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma \\
 &= 198,6391 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{ijin} &= q_u / SF \\
 &= 198,6391 / 2 \\
 &= 99,3195 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SF_{\text{Daya dukung}} &= q_u / \sigma_{\text{max}} \\
 &= 198,6391 / 426,6395 \\
 &= 0,6553 < 2 \text{ (tidak aman)}
 \end{aligned}$$

Dinding penahan tanah sebelum dan sesudah gempa tidak aman, dikarenakan SF guling $< 1,5$ dan SF daya dukung tanahnya < 2 . berdasarkan analisis diatas, maka dinding penahan tanah harus diredesain ulang.

5.6. REDESAIN DINDING PENAHAN TANAH



Gambar 5.7 Pembebanan DPT (Redesain)

$$\text{Lebar DPT (Bx)} = 5,3 \text{ m}$$

$$\text{Berat volume beton (w)} = 25 \text{ kN/m}^3$$

Berat bagian DPT

Bagian 1

$$b = 0,4 \text{ m}$$

$$h = 6 \text{ m}$$

$$\text{shape} = 0,5 \text{ m}$$

$$\text{berat} = (b \times h \times \text{shape} \times w)$$

$$= (0,4 \times 6 \times 0,5 \times 25)$$

$$= 30 \text{ kN}$$

Bagian 2

$$b = 0,3 \text{ m}$$

$$h = 6 \text{ m}$$

$$\text{shape} = 1 \text{ m}$$

$$\text{berat} = (b \times h \times \text{shape} \times w)$$

$$= (0,3 \times 6 \times 1 \times 25)$$

$$= 45 \text{ kN}$$

Bagian 3

$$b = 5,3 \text{ m}$$

$$h = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{shape} = 1 \text{ m}$$

$$\text{berat} = (b \times h \times \text{shape} \times w)$$

$$= (5,9 \times 0,6 \times 1 \times 25)$$

$$= 79,5 \text{ kN}$$

Berat tanah

Bagian a

$$b = 3,6 \text{ m}$$

$$h = 6 \text{ m}$$

$$\text{shape} = 1 \text{ m}$$

$$\text{berat} = (b \times h \times \text{shape} \times W_s)$$

$$= (3,6 \times 6 \times 1 \times 17,2308)$$

$$= 425,78 \text{ kN}$$

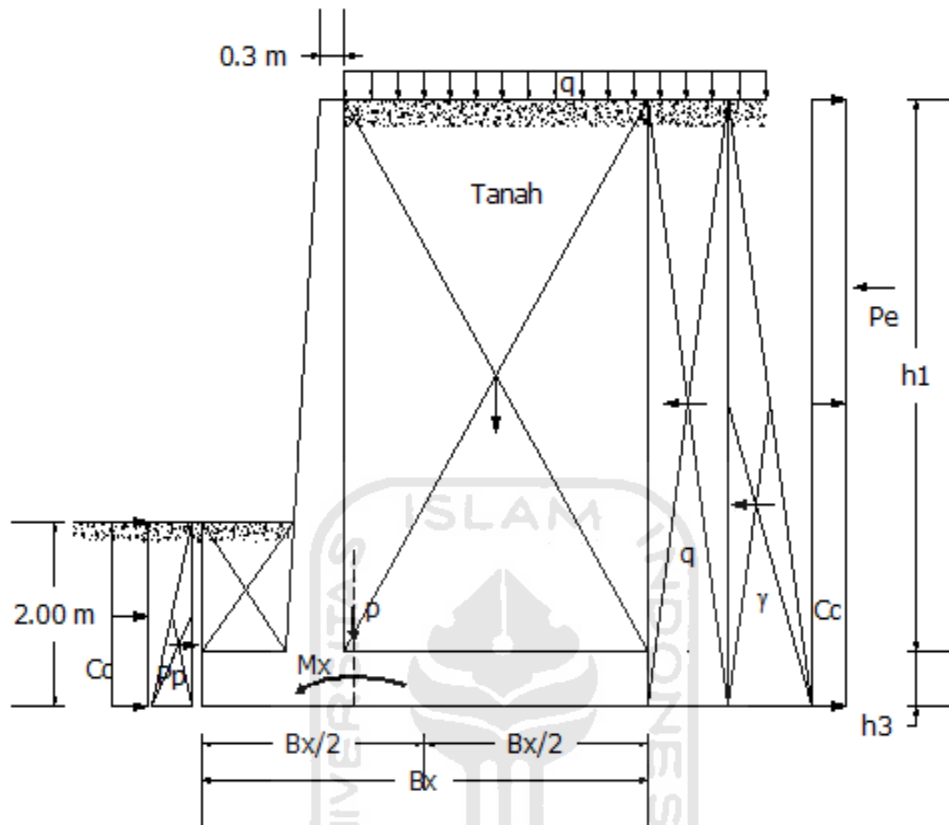
Bagian b b = 1 m
 h = 1,4 m
 shape = 1 m
 berat = (b x h x shape x W_s)
 = (1 x 1,4 x 1 x 19,71)
 = 27,60 kN

Berat total DPT (Σv) = (berat bagian DPT + berat tanah)
 = 30 + 45 + 79,5 + 425,78 + 27,60
 = 607,88 kN

Tabel 5.5 Rekapitulasi Beban Sendiri DPT (Redesain)

No	Parameter Berat Bagian				Berat (kN)	Lengan X (m)	Momen X (kNm)
	B (m)	H (m)	shape	direc			
DINDING PENAHAN TANAH							
1	0,4	6	0.5	-1	30	1,27	-38,00
2	0,3	6	1	-1	45	1,55	-69,75
3	5,3	0,6	1	-1	79,5	2,65	-210,68
TANAH							
a	3,6	6	1	-1	425,78	3,5	-1490,23
b	1	1,4	1	-1	27,60	0,50	-13,80
				$\Sigma v =$	607,88	$\Sigma M_b =$	-1822,46

5.6.1 Stabilitas guling DPT



Gambar 5.8 Stabilitas Guling DPT (Redesain)

H	= 6,6 m
Lebar DPT (Bx)	= 5,3 m
γ (berat jenis tanah)	= 19,712 kN/m ³
q (beban lalu lintas)	= 15 kN/m ²
ϕ (sudut geser dalam)	= 11,27 °
c (kohesi)	= 2 kN/m ²

1. Menghitung tekanan tanah aktif total sebelum terjadi gempa

a. koefisien tekanan tanah aktif Rankine

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - 11,27^\circ / 2)$$

$$K_a = 0,6730$$

b. tekanan aktif akibat beban merata

$$\begin{aligned} p_{a1} &= q \times K_a \\ &= 15 \times 0,6730 \\ &= 10,0955 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa_1 &= q \times K_a \times H \\ &= 15 \times 0,6730 \times 6,6 \\ &= 66,6304 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Titik tangkap gayanya} &= \frac{1}{2} \times H \\ &= \frac{1}{2} \times 6,6 \\ &= 3,3 \text{ m} \end{aligned}$$

c. akibat beban tanah urug

$$\begin{aligned} p_{a2} &= H \times \gamma \times K_a \\ &= 6,6 \times 19,712 \times 0,6730 \\ &= 87,5616 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa_2 &= \frac{1}{2} \times (H)^2 \times \gamma \times K_a \\ &= \frac{1}{2} \times 6,6 \times 87,5616 \\ &= 288,9531 \text{ kN/m}^1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Titik tangkap gayanya} &= \frac{1}{3} \times H \\ &= \frac{1}{3} \times 6,6 \\ &= 2,2 \text{ m} \end{aligned}$$

d. akibat kohesi tanah

$$\begin{aligned} p_{a3} &= -2 \times c \times \sqrt{K_a} \\ &= -2 \times 9 \times \sqrt{0,6730} \\ &= -3,2815 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa_3 &= -2 \times c \times \sqrt{K_a} \times H \\ &= -3,2815 \times 6,6 \\ &= -21,658 \text{ kN/m}^1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Titik tangkap gayanya} &= \frac{1}{2} \times H \\ &= \frac{1}{2} \times 6,6 \\ &= 3,3 \text{ m}\end{aligned}$$

Tabel 5.6 Rekapitulasi Tekanan Tanah Aktif

No	σ (kN/m ²)	Pa (kN/m)	Lengan (m)	Momen (kNm)
1	10,0955	66,6304	3,30	219,8803
2	87,5616	288,9531	2,20	635,6969
3	-3,2815	-21,6582	3,30	-71,4721
	ΣPa	333,9253	ΣMa	784,1051

Jumlah tekanan aktif total sebelum terjadi gempa

$$\begin{aligned}\Sigma Pa &= Pa_1 + Pa_2 + Pa_3 \\ &= 66,6304 + 288,9531 + (-21,658) \\ &= 333,9253 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Titik tangkap gayanya

$$\begin{aligned}333,9253 y &= 66,6304 \times 3,3 + 288,9531 \times 2,2 + (-21,658 \times 3,3) \\ y &= 2,3481 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

1. Menghitung tekanan tanah aktif total setelah terjadi gempa

Tekanan tanah aktif akibat beban gempa pada dinding penahan tanah (metode Seed-Whitman).

$$\text{percepatan gempa (ah)} = 0,25g$$

$$\begin{aligned}Pe &= \frac{3}{8} \times ah/g \times \gamma \times H^2 \\ &= \frac{3}{8} \times 0,25/9,81 \times 19,712 \times 6,6^2 \\ &= 80,4992 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Titik tangkap gayanya} &= 0,6 \times H \\ &= 0,6 \times 6,6 \\ &= 3,96 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

jumlah tekanan aktif total setelah terjadi gempa

$$\begin{aligned}\sum P_{ae} &= \sum P_a + P_e \\ &= 333,9253 + 80,4992 \\ &= 414,4245 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Titik tangkap gayanya

$$\begin{aligned}414,4245 y &= 66,6304 \times 3,3 + 288,9531 \times 2,2 + (-21,658 \times 3,3) + \\ &\quad 176,1322 \times 3,96 \\ y &= 2,6612 \text{ m}\end{aligned}$$

a. stabilitas terhadap guling sebelum terjadi gempa

$$\begin{aligned}M_a &= \sum P_a \times y \\ &= 333,9253 \times 2,3481 \\ &= 784,105 \text{ kNm}\end{aligned}$$

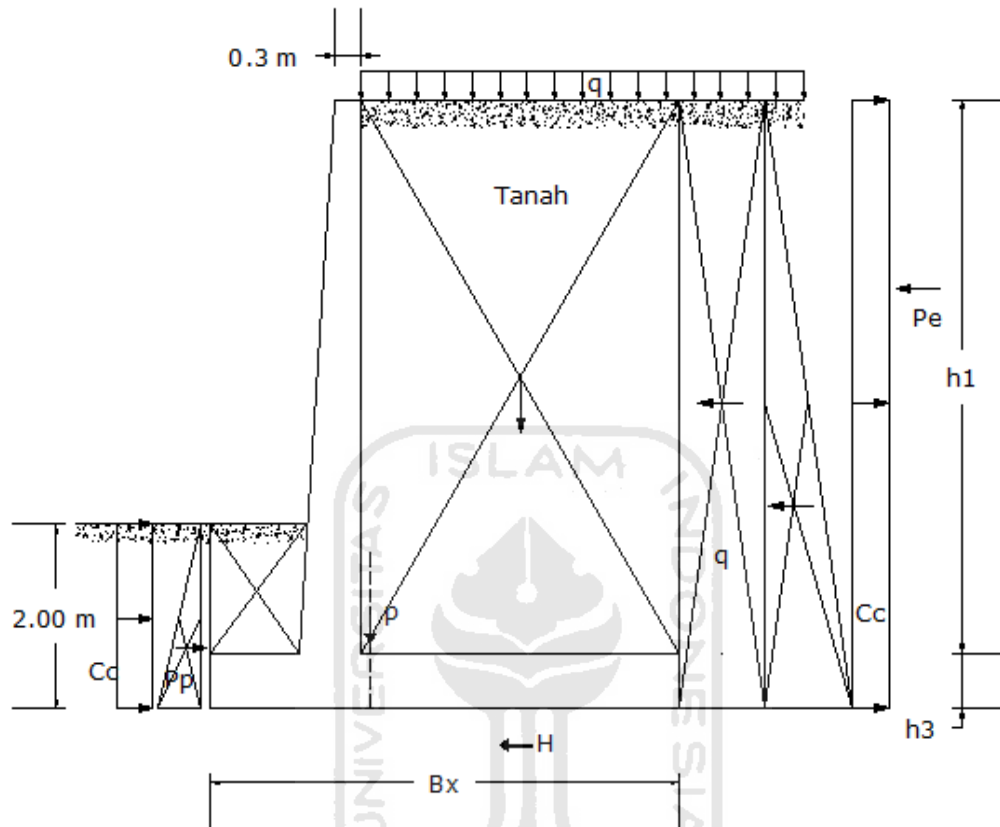
$$\begin{aligned}SF_{\text{Guling}} &= \frac{\sum m_b + \sum m_p}{\sum m_a} \\ &= \frac{1822,4559 + 39,0511}{784,105} \\ &= 2,3741 > 1,5 \text{ (aman)}\end{aligned}$$

b. stabilitas terhadap guling sesudah terjadi gempa

$$\begin{aligned}M_a &= \sum P_{ae} \times y \\ &= 414,4245 \times 2,6612 \\ &= 1102,8818 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}SF_{\text{Guling}} &= \frac{\sum m_b + \sum m_p}{\sum m_a} \\ &= \frac{1822,4559 + 39,0511}{1102,8818} \\ &= 1,6879 > 1,5 \text{ (aman)}\end{aligned}$$

5.6.2 Stabilitas geser DPT



Gambar 5.9 Stabilitas Geser DPT (Redesain)

$$\begin{aligned}\gamma &= 19,712 \\ D &= 2 \text{ m} \\ B &= 5,3 \text{ m} \\ \phi &= 11,27^\circ \\ c &= 2 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

1. Koefisien tekanan tanah pasif Rankine

$$\begin{aligned}K_p &= tg^2 (45^\circ + \phi/2) \\ K_p &= tg^2 (45^\circ + 11,27/2) \\ K_p &= 1,4858\end{aligned}$$

2. Tekanan tanah pasif

$$\begin{aligned} P_p &= \frac{1}{2} K_p \gamma D^2 + 2 c D \sqrt{K_p} \\ &= 68,3282 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. Stabilitas terhadap geser

a. Stabilitas geser sebelum terjadi gempa

$$\begin{aligned} SF_{\text{Geser}} &= \frac{\sum v \tan(k_1 \phi) + B k_2 c + P_p}{\sum P_a} \\ &= 5,3614 > 1,5 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

b. Stabilitas geser setelah terjadi gempa

$$\begin{aligned} SF_{\text{Geser}} &= \frac{\sum v \tan(k_1 \phi) + B k_2 c + P_p}{\sum P_{ae}} \\ &= 4,3200 > 1,5 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

5.6.3 Stabilitas terhadap daya dukung ijin tanah

Lebar <i>pile cap</i> (B)	= 5,3 m
Berat volume tanah (γ)	= 19,712 kN/m ³
Sudut geser (ϕ)	= 11,27°
N _c	= 10,4382
N _q	= 3,1318
N _{γ}	= 1,5302
Kohesi (c)	= 2 kN/m ²
Kedalaman <i>pile cap</i> (D)	= 2 m
SF	= 2
$\sum v$	= 607,88 kN
$\sum M_b$	= 1822,4559 kNm

1. Kegagalan daya dukung tanah sebelum terjadi gempa

$$\begin{aligned} M_a &= \sum P_a \times y \\ &= 333,9253 \times 2,3481 \\ &= 784,1051 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{\Sigma M_{\text{total}}}{M_a} \\
 &= \frac{1861,5071}{784,1051} \\
 &= 2,3741 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e &= x - \frac{B}{2} \\
 &= 2,3741 - \frac{5,3}{2} \\
 &= 0,2759 \text{ m} < \frac{1}{6} B
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{max}} &= \frac{\Sigma v}{B} x \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \\
 &= \frac{607,88}{5,3} \left(1 + \frac{6 \times 0,2759}{5,3} \right) \\
 &= 150,5234 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{min}} &= \frac{\Sigma v}{B} x \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \\
 &= \frac{607,88}{5,3} \left(1 - \frac{6 \times 0,2759}{5,3} \right) \\
 &= 78,8643 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \gamma \times D \\
 &= 19,712 \times 2 \\
 &= 39,4241 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 B' &= B - 2 \times e \\
 &= 5,3 - 2 \times 0,2759 \\
 &= 4,7481 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_u &= c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \\
 &= 224,2780 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{ijin} &= q_u / SF \\
 &= 224,2780 / 2 \\
 &= 112,1390 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SF_{\text{Daya dukung}} &= q_u / \sigma_{\text{max}} \\
 &= 224,2780 / 150,5234 \\
 &= 1,4900 < 2 \text{ (tidak aman)}
 \end{aligned}$$

2. Kegagalan daya dukung tanah setelah terjadi gempa

$$\begin{aligned}
 M_a &= \sum P_a e \times y \\
 &= 510,0575 \times 2,6612 \\
 &= 1102,8818 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{\sum M_{\text{total}}}{M_a} \\
 &= \frac{1861,5071}{1102,8818} \\
 &= 1,6879 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{B}{2} - x \\
 &= \frac{5,3}{2} - 1,6879 \\
 &= 0,9621 \text{ m} > \frac{1}{6}B
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{max}} &= \frac{\sum v}{B} \times \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \\
 &= \frac{607,88}{5,3} \times \left(1 + \frac{(6 \times 0,9621)}{5,3} \right) \\
 &= 239,6206 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{min}} &= \frac{\sum v}{B} \times \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \\
 &= \frac{607,88}{5,3} \times \left(1 - \frac{(6 \times 0,9621)}{5,3} \right) \\
 &= -10,2328 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \gamma \times D \\
 &= 19,712 \times 2 \\
 &= 39,4241 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 B' &= B - 2 \times e \\
 &= 5,3 - 2 \times 0,9621 \\
 &= 3,3757 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_u &= c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \\
 &= 224,2780 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{ijin} &= \frac{qu}{SF} \\
 &= \frac{224,2780}{2} \\
 &= 112,1390 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

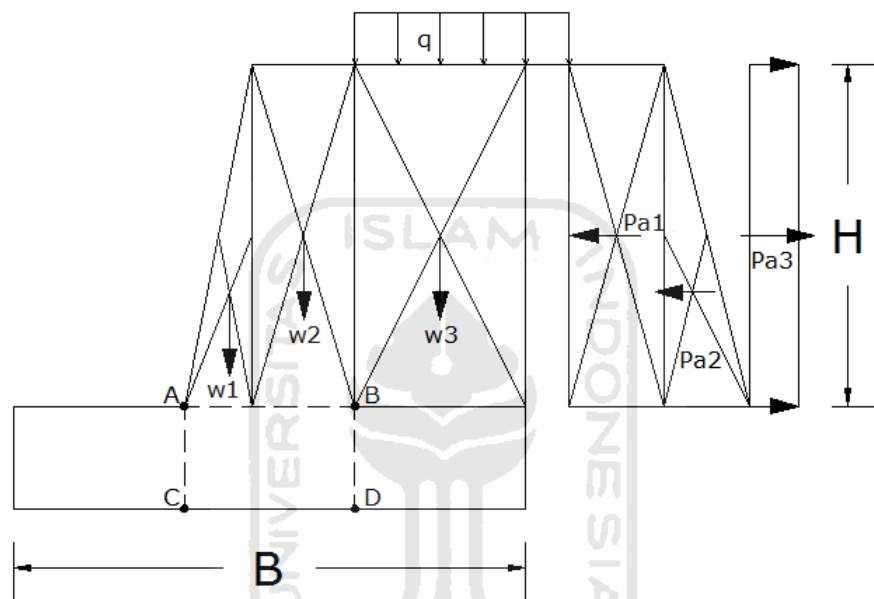
$$\begin{aligned}
 SF_{\text{Daya dukung}} &= \frac{qu}{\sigma_{\max}} \\
 &= \frac{224,2780}{239,6206} \\
 &= 0,9360 < 2 \text{ (tidak aman)}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan redesain dinding penahan tanah sudah memenuhi syarat untuk stabilitas geser dan stabilitas gulingnya, tetapi untuk perhitungan kapasitas daya dukung tanah tidak memenuhi faktor keamanan yaitu < 2 , sehingga di perlukan perkuatan pondasi.

5.7. STABILITAS INTERNAL

Tinjauan terhadap tampang Dinding Penahan Tanah dalam menerima beban yang bekerja. Konstruksi Dinding Penahan Tanah tidak mengalami retak atau pecah akibat gaya yang bekerja pada setiap penampang DPT yang ditinjau.

5.7.1. Tinjauan Stabilitas Internal Tanpa Gempa



Gambar 5.10 Stabilitas Internal Tanpa Gempa

1. Potongan A-B

a. Gaya Horizontal

$$\begin{aligned} Pa_1 &= q \times K_a \times H \\ &= 15 \times 0,673 \times 6 \\ &= 60,5731 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Titik tangkap gayanya} &= \frac{1}{2} \times H \\ &= \frac{1}{2} \times 6 \\ &= 3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa_2 &= \frac{1}{2} \times H \times \gamma \times K_a \\ &= \frac{1}{2} \times 6 \times 19,712 \times 0,673 \\ &= 39,8007 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Titik tangkap gayanya} &= 1/3 \times H \\
 &= 1/3 \times 6 \\
 &= 2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pa_3 &= -2 \times c \times \sqrt{Ka} \times H \\
 &= -2 \times 9 \times \sqrt{0,6730} \times 6 \\
 &= -19,6893 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Titik tangkap gayanya} &= 1/2 \times H \\
 &= 1/2 \times 6 \\
 &= 3 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sum Pa &= Pa_1 + Pa_2 + Pa_3 \\
 &= 60,5731 + 39,8007 + (-19,6893) \\
 &= 80,6845 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b. Gaya vertikal

$$\begin{aligned}
 W_1 &= 0,4 \times 6 \times 0,5 \\
 &= 30 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Lengan} = 0,2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 W_2 &= 0,3 \times 6 \times 1 \\
 &= 45 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Lengan} = 0,55 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 W_3 &= 3,6 \times 6 \times 1 \\
 &= 425,76 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Lengan} = 2,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \sum W &= W_1 + W_2 + W_3 \\
 &= 30 + 45 + 425,76 \\
 &= 500,76 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_a &= P a_1 \times \text{titik tangkap} + P a_2 \times \text{titik tangkap} + P a_3 \times \text{titik tangkap} \\
 &= 60,5731 \times 3 + 39,8007 \times 2 + (-19,6893 \times 3) \\
 &= 202,2529 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_p &= W_1 \times \text{Lengan} + W_2 \times \text{Lengan} + W_3 \times \text{Lengan} \\
 &= 30 \times 0,2 + 45 \times 0,55 + 425,76 \times 2,5 \\
 &= 1095,15 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma M &= M_p - M_a \\
 &= 1095,15 - 202,2529 \\
 &= 829,8971 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{\Sigma M}{\Sigma w} \\
 &= \frac{829,8971}{500,76} \\
 &= 1,6573 \text{ m}
 \end{aligned}$$

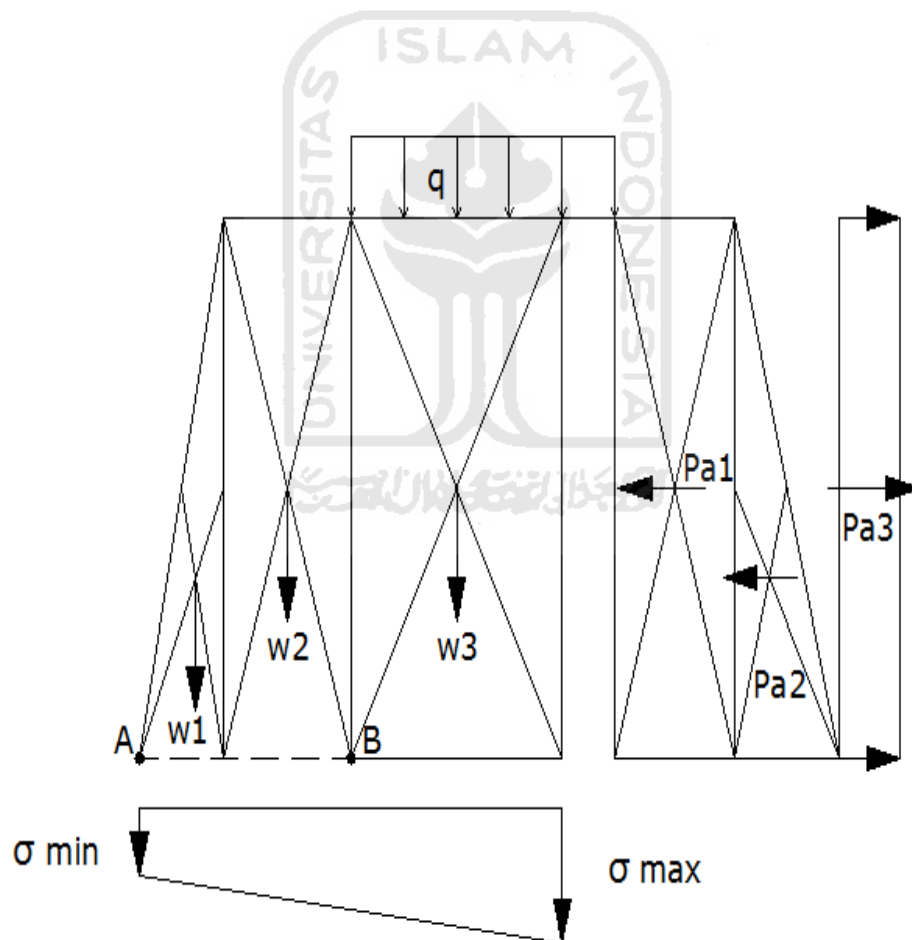
$$\begin{aligned}
 e &= \frac{B}{2} - x \\
 &= \frac{4,3}{2} - 1,6573 \\
 &= 0,4927
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{bahan}} &= 0,3 \times \text{Berat volume beton} \\
 &= 0,3 \times 25000 \\
 &= 7500 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{max}} &= \frac{\Sigma w}{b \times 1} + \frac{\Sigma M}{\frac{1}{6} \times L \times B^2} \\
 &= \frac{500,76}{4,3 \times 1} + \frac{829,8971}{\frac{1}{6} \times 1 \times 4,3^2} \\
 &= 385,7571 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{bahan}}
 \end{aligned}$$

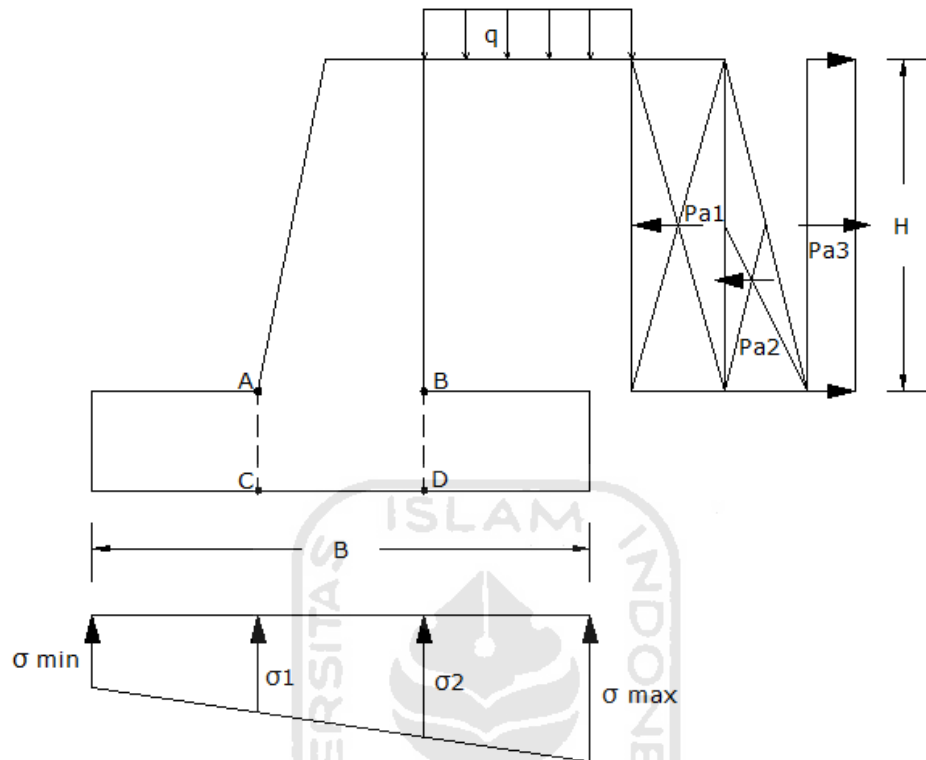
$$\begin{aligned}\sigma_{\min} &= \frac{\sum w}{b \times l} - \frac{\sum M}{\frac{1}{6} \times l \times B^2} \\ &= \frac{500,76}{4,3 \times 1} - \frac{829,8971}{\frac{1}{6} \times 1 \times 4,3^2} \\ &= 71,5722 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{bahan}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau &= \frac{2}{3} \times \frac{\sum pa}{b \times l} \\ &= \frac{2}{3} \times \frac{80,6845}{4,3 \times 1} \\ &= 12,5092 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{bahan}}\end{aligned}$$



Gambar 5.11 Stabilitas Internal Tinjauan Titik A-B

2. Potongan A-C dan B-D



Gambar 5.12 Gambar Tinjauan A-C dan B-D tanpa Gempa

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &= \frac{\sum v}{B} \times \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \\ &= \frac{607,88}{5,3} \left(1 + \frac{6 \times 0,2759}{5,3} \right) \\ &= 150,5234 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\sigma_2 = 101,85 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}\sigma_{min} &= \frac{\sum v}{B} \times \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \\ &= \frac{607,88}{5,3} \left(1 - \frac{6 \times 0,2759}{5,3} \right) \\ &= 78,8643 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

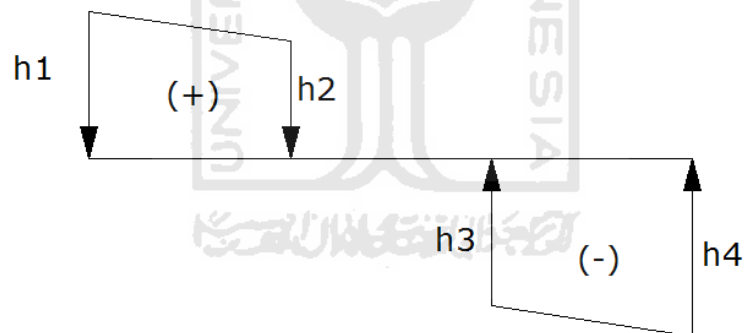
$$\sigma_1 = 92,38 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 h_{1a} &= \sigma_{\max} - h_1 \times \gamma_b - h_p \times \gamma_{\text{pas}} \\
 &= 150,5234 - 1,4 \times 19,712 - 0,6 \times 25 \\
 &= 107,9266 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_{2a} &= \sigma_1 - h_1 \times \gamma_b - h_p \times \gamma_{\text{pas}} \\
 &= 92,38 - 1,4 \times 19,712 - 0,6 \times 25 \\
 &= 49,7832 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

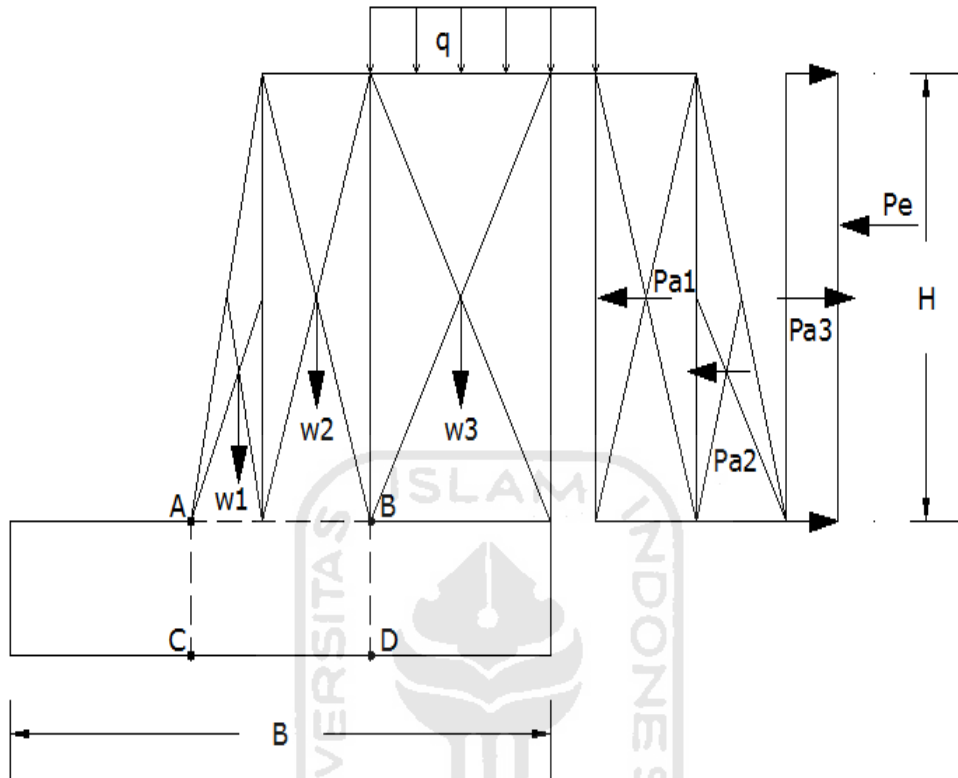
$$\begin{aligned}
 h_{3a} &= \sigma_2 - h_2 \times \gamma_b - h_p \times \gamma_{\text{pas}} \\
 &= 101,85 - 6 \times 19,712 - 0,6 \times 25 \\
 &= -31,422 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_{4a} &= \sigma_{\min} - h_2 \times \gamma_b - h_p \times \gamma_{\text{pas}} \\
 &= 78,8643 - 6 \times 19,712 - 0,6 \times 25 \\
 &= -54,4077 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$



Gambar 5.13 Gambar Superposisi tanpa Gempa

5.7.2. Tinjauan Stabilitas Internal dengan Gempa



Gambar 5.14 Stabilitas Internal dengan Gempa

1. Potongan A-B

a. Gaya Horizontal

$$\begin{aligned} Pa1 &= q \times Ka \times H \\ &= 15 \times 0,673 \times 6 \\ &= 60,5731 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Titik tangkap gayanya} &= \frac{1}{2} \times H \\ &= \frac{1}{2} \times 6 \\ &= 3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa2 &= \frac{1}{2} \times H \times \gamma \times Ka \\ &= \frac{1}{2} \times 6 \times 19,712 \times 0,673 \\ &= 39,8007 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Titik tangkap gayanya} &= \frac{1}{3} \times H \\ &= \frac{1}{3} \times 6 \\ &= 2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pa_3 &= -2 \times c \times \sqrt{Ka} \times H \\
 &= -2 \times 9 \times \sqrt{0,6730} \times 6 \\
 &= -19,6893 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Titik tangkap gayanya} &= \frac{1}{2} \times H \\
 &= \frac{1}{2} \times 6 \\
 &= 3 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pe &= \frac{3}{8} \times ah/g \times \gamma \times H^2 \\
 &= \frac{3}{8} \times 0,25/9,81 \times 19,712 \times 6^2 \\
 &= 80,4992 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Titik tangkap gayanya} &= 0,6 \times H \\
 &= 0,6 \times 6 \\
 &= 3,6 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma Pa &= Pa_1 + Pa_2 + Pa_3 \\
 &= 60,5731 + 39,8007 + (-19,6893) \\
 &= 80,6845 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma Pae &= \Sigma Pa + Pe \\
 &= 161,1837 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b. Gaya vertikal

$$\begin{aligned}
 W_1 &= 0,4 \times 6 \times 0,5 \\
 &= 30 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Lengan} = 0,2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 W_2 &= 0,3 \times 6 \times 1 \\
 &= 45 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Lengan} = 0,55 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} W3 &= 3,6 \times 6 \times 1 \\ &= 425,76 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Lengan} = 2,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \Sigma W &= W1 + W2 + W3 \\ &= 30 + 45 + 425,76 \\ &= 500,76 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mae} &= \text{Pa1} \times \text{titik tangkap} + \text{Pa2} \times \text{titik tangkap} + \text{Pa3} \times \text{titik tangkap} + \\ &\quad \text{Pe} \times \text{titik tangkap} \\ &= 60,5731 \times 3 + 39,8007 \times 2 + (-19,6893 \times 3) + 80,4992 \times 3,6 \\ &= 492,0500 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mp} &= W1 \times \text{Lengan} + W2 \times \text{Lengan} + W3 \times \text{Lengan} \\ &= 30 \times 0,2 + 45 \times 0,55 + 425,76 \times 2,5 \\ &= 1095,15 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M &= \text{Mp} - \text{Mae} \\ &= 1095,15 - 492,0500 \\ &= 603,10 \text{ kNm} \end{aligned}$$

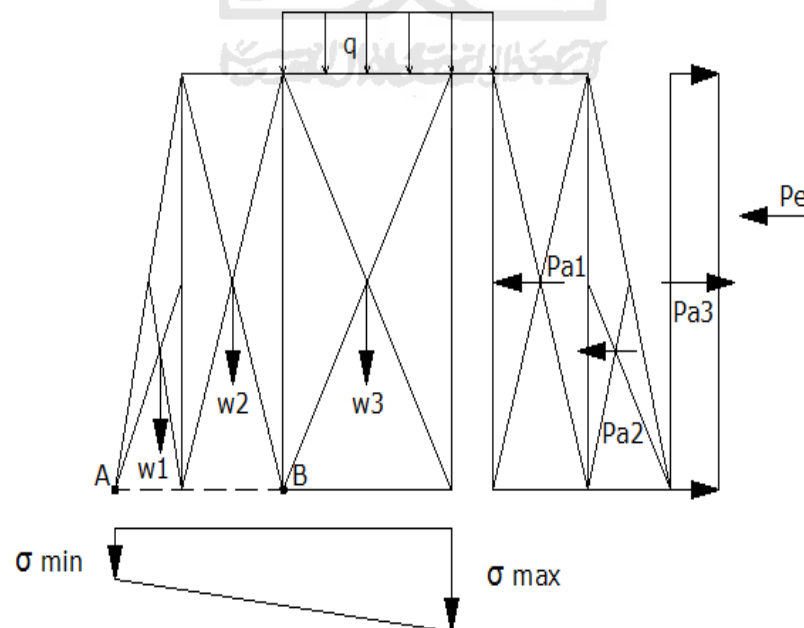
$$\begin{aligned} X &= \frac{\Sigma M}{\Sigma w} \\ &= \frac{603,10}{500,76} \\ &= 1,2044 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= \frac{B}{2} - X \\ &= \frac{4,3}{2} - 1,2044 \\ &= 0,9456 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= \frac{\sum w}{b \times 1} + \frac{\sum M}{\frac{1}{6} \times L \times B^2} \\ &= \frac{500,76}{4,3 \times 1} + \frac{603,10}{\frac{1}{6} \times 1 \times 4,3^2} \\ &= 312,1616 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

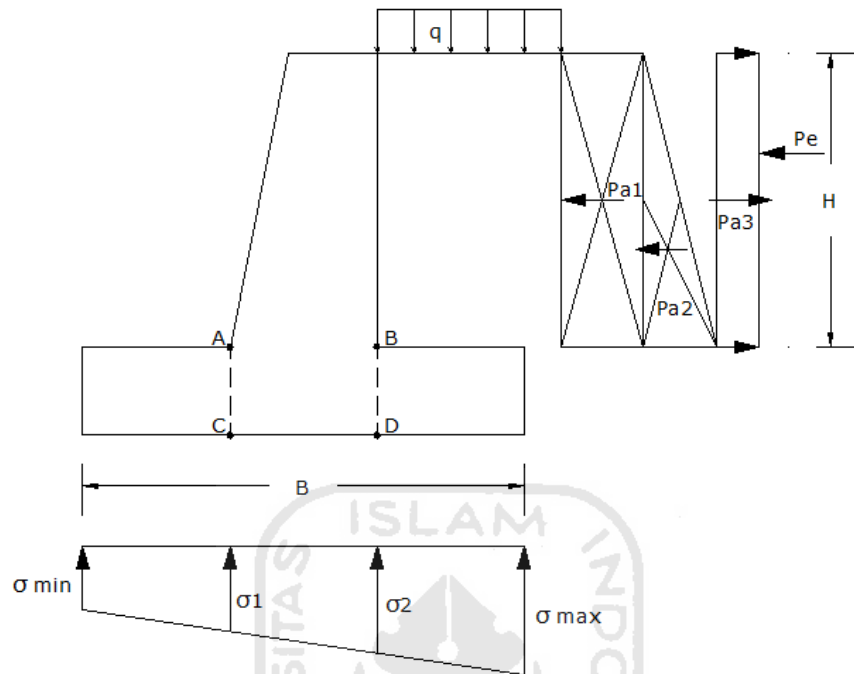
$$\begin{aligned}\sigma_{\min} &= \frac{\sum w}{b \times 1} - \frac{\sum M}{\frac{1}{6} \times L \times B^2} \\ &= \frac{500,76}{4,3 \times 1} - \frac{603,10}{\frac{1}{6} \times 1 \times 4,3^2} \\ &= 83,8382 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau &= \frac{2}{3} \times \frac{\sum pae}{b \times L} \\ &= \frac{2}{3} \times \frac{161,1837}{4,3 \times 1} \\ &= 24,9897 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$



Gambar 5.15 Stabilitas Internal Tinjauan titik A-B dengan Gempa

2. Potongan A-C dan B-D



Gambar 5.16 Gambar Tinjauan A-C dan B-D dengan Gempa

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= \frac{\sum v}{B} \times \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \\ &= \frac{607,88}{5,3} \left(1 + \frac{6 \times 0,3704}{5,3} \right) \\ &= 162,7898 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\sigma_2 = 97,45 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}\sigma_{\min} &= \frac{\sum v}{B} \times \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \\ &= \frac{607,88}{5,3} \left(1 - \frac{6 \times 0,3704}{5,3} \right) \\ &= 66,5980 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

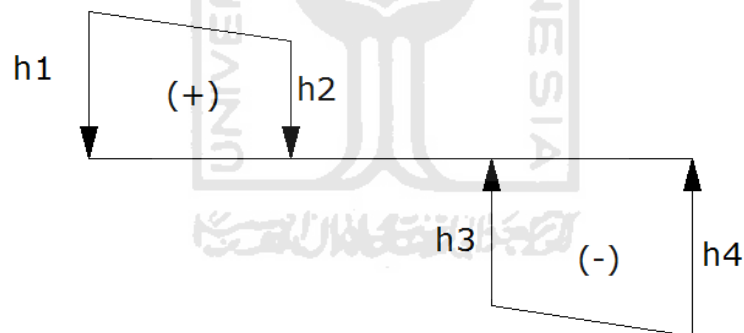
$$\sigma_1 = 84,75 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 h_{1a} &= \sigma_{\max} - h_1 \times \gamma_b - h_p \times \gamma_{\text{pas}} \\
 &= 162,7898 - 1,4 \times 19,712 - 0,6 \times 25 \\
 &= 120,193 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_{2a} &= \sigma_1 - h_1 \times \gamma_b - h_p \times \gamma_{\text{pas}} \\
 &= 84,75 - 1,4 \times 19,712 - 0,6 \times 25 \\
 &= 42,1532 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_{3a} &= \sigma_2 - h_2 \times \gamma_b - h_p \times \gamma_{\text{pas}} \\
 &= 97,45 - 6 \times 19,712 - 0,6 \times 25 \\
 &= -35,822 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_{4a} &= \sigma_{\min} - h_2 \times \gamma_b - h_p \times \gamma_{\text{pas}} \\
 &= 66,5980 - 6 \times 19,712 - 0,6 \times 25 \\
 &= -66,674 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$



Gambar 5.17 Gambar Superposisi dengan Gempa

5.8. PERENCANAAN PONDASI *MINIPILE*

Dari perhitungan stabilitas dinding penahan tanah, tegangan yang terjadi pada dasar *pile cap* lebih besar dari pada daya dukung tanah ijin maka DPT harus diperkuat menggunakan pondasi *Mini pile*.

$$\text{Mutu beton yang dipakai K-250} = (f'c) 20,75 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja tulangan U-32} = (fy) 320 \text{ Mpa}$$

$$\text{Berat volume } \textit{Mini pile} (wc) = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Modulus elastik beton } (Es) = 0.043 \times wc^{1.5} \times \sqrt{f'c} \times 1000$$

$$\begin{aligned}
 &= 0.043 \times 25^{1.5} \times \sqrt{20,75 \times 1000} \\
 &= 24484.29 \text{ Mpa} \\
 \text{Berat volume tanah (ws)} &= 17,2308 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Sudut gesek dalam } (\phi) &= 11,27^\circ \\
 \text{Koheesi tanah (c)} &= 2 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{panjang efektif (Le)} &= 4 \text{ m} \\
 \text{Dimensi } \textit{Mini pile} &= 0,2 \times 0.2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

5.7.1 Berdasarkan kekuatan bahan

$$\begin{aligned}
 \text{Luas penampang (A)} &= 0.2 \times 0.2 \\
 &= 0,04 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat } \textit{Mini pile} \text{ (W)} &= A \times Le \times wc \\
 &= 0,04 \times 4 \times 25 \\
 &= 4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{ijin}} &= 0,3 \times f'_c \times 1000 \\
 &= 0.3 \times 20,75 \times 1000 \\
 &= 6225 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Daya dukung } \textit{minipile} &= A \times \sigma_{\text{ijin}} - W \\
 &= 0,04 \times 6225 - 4 \\
 &= 245 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.7.2 Berdasarkan data *Cone penetration test* (CPT)

Dari data CPT, daya dukung ijin tanah pada kedalaman 6 meter didapat angka *static cone* sebesar 151 kg/cm².

$$q_c = 151 \text{ Kg/cm}$$

$$t_f = 6 \text{ Kg/cm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{keliling persegi} &= 4 \times s \\
 &= 4 \times 20 \\
 &= 80 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas (A)} &= \text{Sisi} \times \text{Sisi} \\
 &= 20 \times 20 \\
 &= 400 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Daya dukung 1 tiang} &= \frac{qc \times A}{3} + \frac{tf \times \text{keliling}}{5} \\
 &= \frac{151 \times 400}{3} + \frac{6 \times 80}{5} \\
 &= 20229,33 \text{ Kg} \\
 &= 20229,33 \times 0,0098 \\
 &= 198,2475 \text{ kN} \quad (\text{dipakai})
 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tiang

$$\Sigma v = 599,99 \text{ kN}$$

$$P_{\text{Tiang}} = 198,2475 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{\Sigma v}{P_{\text{Tiang}}} \\
 &= \frac{599,99}{198,2475}
 \end{aligned}$$

$$= 3,0265 = 4 \text{ tiang} \quad (\text{dibulatkan})$$

Efisiensi kelompok tiang

$$A = 0,2 \text{ m}$$

$$m = 4 \text{ tiang}$$

$$n = 1 \text{ tiang}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{Bx - (2 \times A)}{m \times n - 1} \\
 &= 1,6333 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_f = E_g &= 1 - \frac{\arctan A/S \times ((n-1)m + (m-1)n)}{90 \times m \times n} \\
 &= 1 - \frac{\arctan 0,2/1,633 \times ((1-1)4 + (4-1)1)}{90 \times 4 \times 1} \\
 &= 0,9917
 \end{aligned}$$

5.7.3 Berdasarkan Kapasitas Tarik

Kapasitas tarik pondasi menurut Das dan Seeley (1982) dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

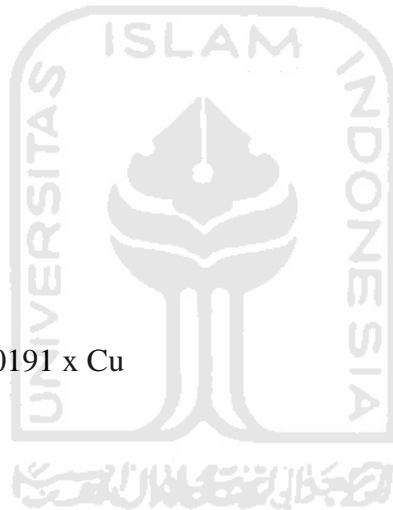
$$L = 4 \text{ m}$$

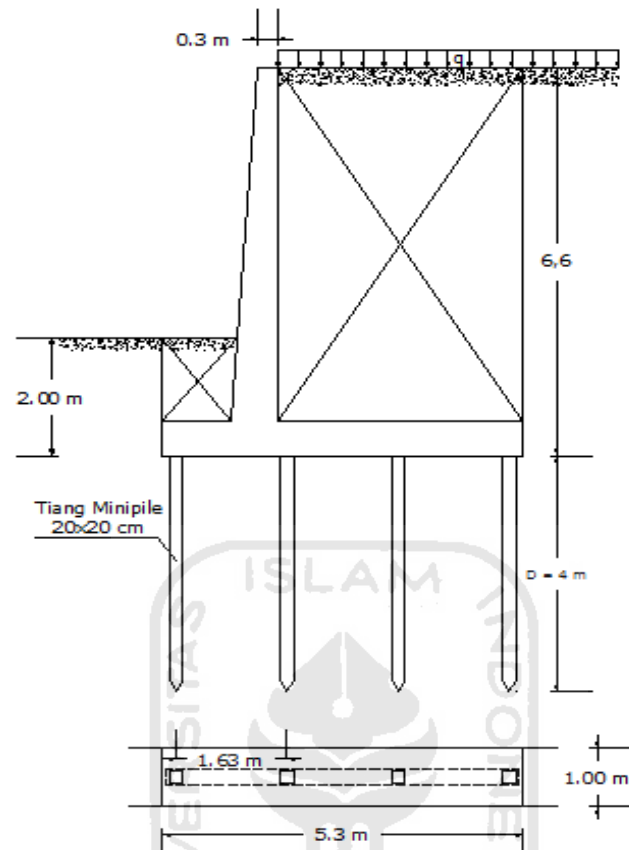
$$\begin{aligned}
 P &= S \times 4 \\
 &= 0,2 \times 4 \\
 &= 0,8 \text{ m}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 \alpha' &= 0,75 - 0,0191 \times C_u \\
 &= 0,7118
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= L \times P \times \alpha' \times C_u \\
 &= 4 \times 0,8 \times 0,7118 \times 2 \\
 &= 4,5555 \text{ kN}
 \end{aligned}$$





Gambar 5.18 Kapasitas Kelompok Tiang *Minipile*

Kapasitas dukung kelompok tiang (Q_u)

$$\begin{aligned} q_p &= c \cdot n_c + q \cdot n_q + \gamma B N_\gamma \\ &= 304,2109 \end{aligned}$$

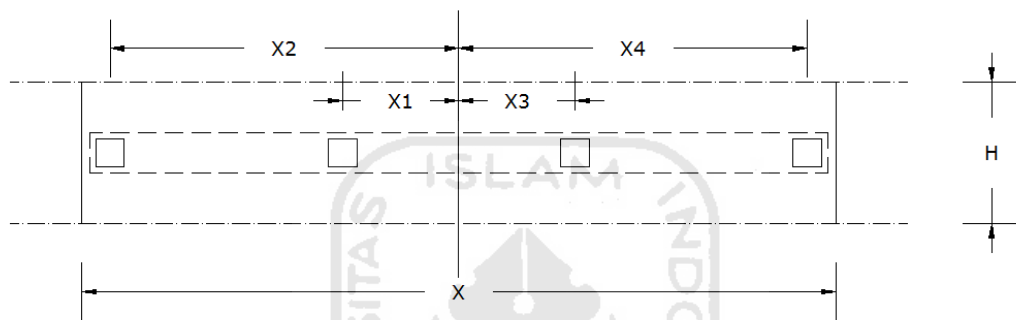
$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \times A \\ &= 304,2109 \times 0,04 \\ &= 12,1684 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= 0,3 \times L \times \text{keliling} \\ &= 96 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= n \times E_f \times (Q_p + Q_s) \\ &= 4 \times 0,9917 \times (12,1684 + 96) \\ &= 429,0826 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{SF sebelum gempa} &= Q_{ult} / \sigma_{\max} \\
 &= 429,0826 / 150,5234 \\
 &= 2,8506 > 2 \quad (\text{aman})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{SF sesudah gempa} &= Q_{ult} / \sigma_{\max} \\
 &= 407,4921 / 239,6206 \\
 &= 1,7907 > 1 \quad (\text{aman})
 \end{aligned}$$



Gambar 5.19 Titik Berat Tiang *Minipile*

Susunan tiang simetri, maka titik berat pusat tiang berada di tengah-tengah kelompok tiang.

$$\begin{aligned}
 \sum x^2 &= 4 (0,82)^2 + 4 (2,45)^2 + 4 (-0,82)^2 + 4 (-2,45)^2 \\
 &= 53,3992 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

1. Gaya vertikal pada masing-masing tiang

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= \frac{V}{n} + \frac{M \times X_2}{\sum x^2} \\
 &= \frac{607,88}{4} + \frac{1103,8818 \times 2,45}{53,3992} \\
 &= 202,6170 \text{ kN/tiang (desak)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_4 &= \frac{V}{n} + \frac{M \times X_4}{\sum x^2} \\
 &= \frac{607,88}{4} + \frac{1103,8818 \times (-2,45)}{53,3992} \\
 &= 101,3229 \text{ kN/tiang (desak)}
 \end{aligned}$$

5.8. PERENCANAAN PONDASI CERUCUK KAYU

Cerucuk kayu di gunakan dalam perkuatan pondasi dinding penahan tanah bertujuan untuk meningkatkan daya dukung dari dinding penahan tanah Pada proyek pembangunan jalan Poncosari – Greges Yogyakarta STA 9 + 350 / 0 + 000 dikarenakan kondisi tanah yang kurang bagus.

$$\begin{aligned}\text{Cerucuk kayu Galam (D)} &= 12 \text{ cm} \\ &= 0,12 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat volume kayu (wc)} &= 6 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Panjang efektif kayu (Le)} &= 4 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas penampang (A)} &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times \pi \times 0,12^2 \\ &= 0,0113097 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat cerucuk kayu (W)} &= A \times Le \times wc \\ &= 0,0113097 \times 4 \times 6 \\ &= 0,2714336 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kayu kelas III dengan kuat desak kayu} &= 425 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 425 \times 0,0981 / 10^{-4} \\ &= 41692,5 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kuat lentur kayu} &= 725 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 725 \times 0,0981 / 10^{-4} \\ &= 71122,5 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat volume kayu (wk)} &= 6 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Berat volume tanah (ws)} &= 17,2308 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Sudut gesek dalam } (\phi) &= 11,27^\circ \\ \text{Kohesi tanah (c)} &= 2 \text{ kN/m}^2 \\ \text{panjang efektif (Le)} &= 4 \text{ m} \\ \text{Dimensi cerucuk} &= 0,12 \times 0,12 \text{ m}\end{aligned}$$

5.8.2 Berdasarkan kekuatan bahan

$$\begin{aligned}\text{Luas penampang (D)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= 0,0113 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat cerucuk (W)} &= D \times L_e \times w_k \\ &= 0,0113 \times 4 \times 6 \\ &= 0,2714 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{ijin} &= 60 \times 9,81 \times 10 \\ &= 5886 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Daya dukung cerucuk} &= A \times \sigma_{ijin} - W \\ &= 0,0113 \times 5886 - 0,2714 \\ &= 66,2977 \text{ kN}\end{aligned}$$

5.8.3 Berdasarkan data *Cone penetration test* (CPT)

Dari data CPT, daya dukung ijin tanah pada kedalaman 6 meter didapat angka *static cone* sebesar 151 kg/cm².

$$q_c = 151 \text{ Kg/cm}$$

$$t_f = 6 \text{ Kg/cm}$$

$$\begin{aligned}\text{keliling lingkaran} &= \pi \times D \\ &= 3,14 \times 12 \\ &= 37,6991 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas (A)} &= \pi \times r^2 \\ &= 3,14 \times 6^2 \\ &= 113,0973 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\text{Daya dukung 1 tiang} = \frac{q_c \times A}{3} + \frac{t_f \times \text{keliling}}{5}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{151 \times 113,0973}{3} + \frac{6 \times 37,6991}{5} \\
 &= 5737,8048 \text{ Kg} \\
 &= 5737,8048 \times 0,0098 \\
 &= 56,2305 \text{ kN (dipakai)}
 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tiang

$$\begin{aligned}
 \Sigma v &= 607,88 \text{ kN} \\
 P_{\text{Tiang}} &= 56,2305 \text{ kN} \\
 n &= \Sigma v / P_{\text{Tiang}} \\
 &= 607,88 / 56,2305 \\
 &= 10,8105 \\
 &= 11 \text{ tiang (dibulatkan)}
 \end{aligned}$$

Efisiensi kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 D &= 0.12 \text{ m} \\
 m &= 11 \text{ tiang} \\
 n &= 1 \text{ tiang} \\
 S &= \frac{Bx - (2 \times D)}{m \times n - 1} \\
 &= 0.506 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ef = Eg &= 1 - \frac{\text{arc tan } A/S \times ((n-1) m + (m-1)n)}{90 \times m \times n} \\
 &= 1 - \frac{\text{arc tan } 0.12/0,628 \times ((1-1)11 + (11-1)1)}{90 \times 11 \times 1} \\
 &= 0,9898
 \end{aligned}$$

5.8.4 Berdasarkan Kapasitas Tarik

Kapasitas tarik pondasi menurut Das dan Seeley (1982) dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

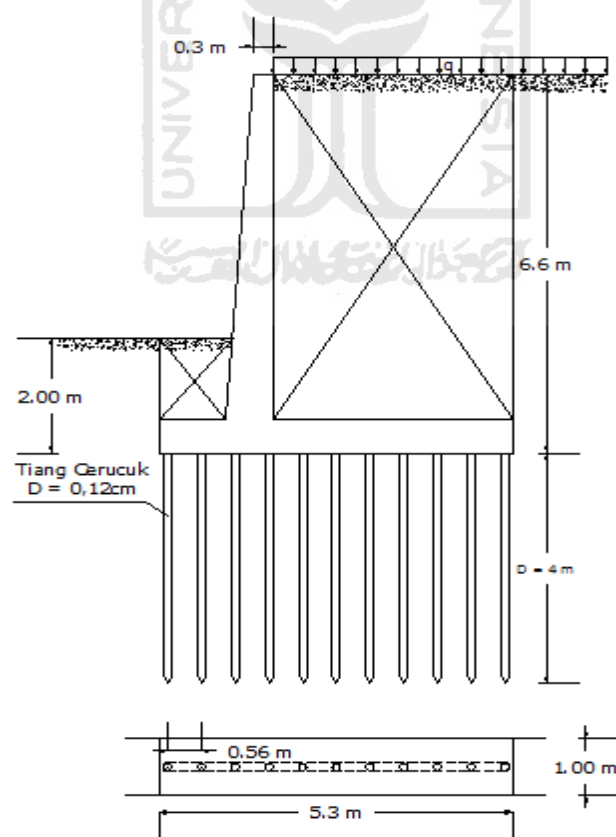
$$L = 4 \text{ m}$$

$$P = 3,14 \times 0,12 \\ = 0,3769 \text{ m}$$

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

$$\alpha' = 0,75 - 0,0191 \times C_u \\ = 0,7118$$

$$T = L \times P \times \alpha' \times C_u \\ = 4 \times 0,3769 \times 0,7118 \times 2 \\ = 2,1462 \text{ kN}$$



Gambar 5.20 Kapasitas Kelompok Tiang Cerucuk

Kapasitas dukung kelompok tiang (Q_u)

$$\begin{aligned} q_p &= c \cdot n_c + q \cdot n_q + \gamma B N_\gamma \\ &= 304,2109 \end{aligned}$$

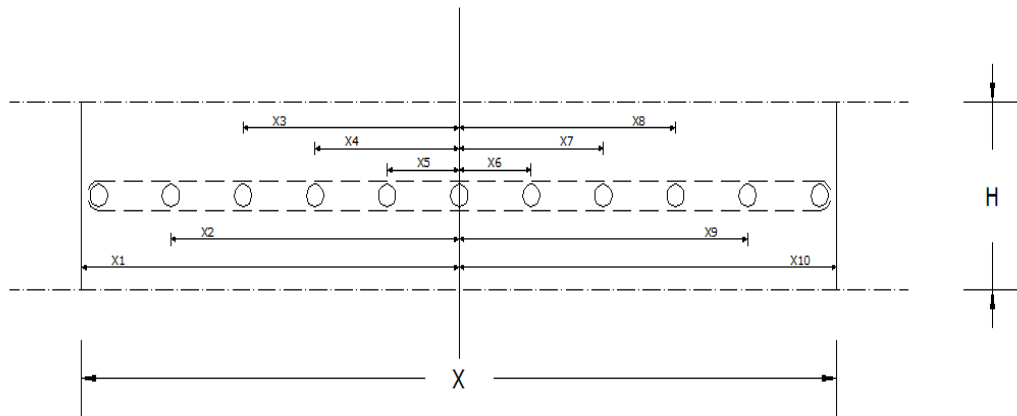
$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \times A \\ &= 304,2109 \times 0,0113 \\ &= 3,4405 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= 0,3 \times L \times \text{keliling} \\ &= 0,3 \times 4 \times 37,6991 \\ &= 45,2389 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= n \times E_f \times (Q_p + Q_s) \\ &= 11 \times 0,9898 \times (101,43 \times 45,2389) \\ &= 463,2923 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{SF sebelum gempa} &= Q_{ult} / \sigma_{\text{max}} \\ &= 530,0124 / 150,5234 \\ &= 3,5211 > 2 \quad (\text{Aman}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{SF sesudah gempa} &= Q_{ult} / \sigma_{\text{max}} \\ &= 530,0124 / 150,5234 \\ &= 2,2119 > 1 \quad (\text{Aman}) \end{aligned}$$



Gambar 5.21 Titik Berat Tiang Cerucuk

Susunan tiang simetri, maka titik berat pusat tiang berada di tengah-tengah kelompok tiang.

$$\begin{aligned}
 \sum x^2 &= 11 (2,53)^2 + 11 (2,02)^2 + 11 (1,52)^2 + 11 (1,01)^2 + 11 (0,51)^2 + \\
 &\quad 11 (-0,51)^2 + 11 (-1,01)^2 + 11 (-1,52)^2 + 11 (-2,02)^2 + 11 (2,53)^2 \\
 &= 154,7909 + 132,3487 \text{ m}^2 \\
 &= 287,1396 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

1. Gaya vertikal pada masing-masing tiang

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= \frac{V}{n} + \frac{M \times X_1}{\sum x^2} \\
 &= \frac{607,88}{11} + \frac{1103,8818 \times 2,53}{53,3992} \\
 &= 107,5626 \text{ kN/tiang (desak)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{10} &= \frac{V}{n} + \frac{M \times X_{10}}{\sum x^2} \\
 &= \frac{607,88}{11} + \frac{1103,8818 \times (-2,53)}{53,3992} \\
 &= 2,9610 \text{ kN/tiang (desak)}
 \end{aligned}$$

5.9. PEMBAHASAN

5.9.1. Kondisi Geoteknik

Proyek pembangunan jalan Poncosari - Greges terletak di daerah Bantul provinsi Yogyakarta. Kondisi lahan proyek relatif datar, sebelah utara, timur dan selatan berbatasan dengan lahan kosong, sedangkan sebelah barat proyek berbatasan dengan jalan.

Penyelidikan tanah yang telah dilaksanakan yaitu pengujian sondir (CPT) sebanyak 3 titik, S1, S2, dan S3 untuk mengukur lapisan – lapisan tanah yang dilaksanakan sampai kedalaman tanah padat / keras dengan kapasitas nilai sondir ringan maksimum 25 kNf dan 1 titik bor. Hasil sondir bervariasi, dengan jenis tanah pasir, lanau pasir, lanau lempung, lanau, kerikil pasir. kedalaman tanah keras juga bervariasi, dari kedalaman 6,6 meter sampai 8,6 meter, maka diperlukan perkuatan pondasi untuk menambah daya dukung tanah terhadap beban rencana yang bekerja di atasnya.

5.9.2. Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah menggunakan dinding penahan tanah beton bertulang. Dasar *pile cap* terletak pada tanah lunak dengan nilai *static cone* sebesar 4 kg/cm². Berdasarkan hasil analisis perhitungan di atas, dapat disimpulkan bahwa DPT aman terhadap geser, tetapi tidak aman terhadap guling dan daya dukung tanah sehingga dinding penahan tanah harus didesain ulang.

Hasil dari desain yang baru menunjukkan bahwa DPT aman terhadap guling dan geser, tetapi tidak aman terhadap kuat dukung tanah sehingga diperlukan perkuatan pondasi.

5.9.3. Pondasi *Minipile*

Pondasi *minipile* yang dipakai berbentuk persegi dengan dimensi 0.20 x 0.20 m. Analisis di atas menunjukkan bahwa *minipile* dengan jumlah 4 tiang dapat menahan beban dinding penahan tanah. Kuat dukung tanah tanpa gempa sebelum diperkuat pondasi = 1,4900 < 2 setelah diperkuat pondasi menjadi = 2,8506 > 2

dan kuat dukung tanah dengan gempa sebelum diperkuat pondasi = $0,9360 < 1$ setelah diperkuat pondasi menjadi = $1,7907 > 1$.

5.9.4. Pondasi Cerucuk Kayu

Pondasi cerucuk kayu yang dipakai berbentuk lingkaran dengan diameter 0.12 m. Analisis diatas menunjukkan bahwa cerucuk dengan jumlah 11 tiang dapat menahan beban dinding penahan tanah tanpa gempa, dan dengan gempa. Kuat dukung tanah tanpa gempa sebelum diperkuat pondasi = $1,4900 < 2$ setelah diperkuat pondasi menjadi = $3,5211 > 2$ dan kuat dukung tanah dengan gempa sebelum diperkuat pondasi = $0,9360 < 1$ setelah diperkuat pondasi menjadi = $2,2119 > 1$.



BAB VI

SIMPULAN DAN SARAN

6.1. SIMPULAN

Berdasarkan hasil analisis dan pembahasan yang telah dilakukan pada Tugas Akhir ini, maka dapat disimpulkan bahwa :

1. Stabilitas Dinding penahan tanah tanpa perkuatan pondasi aman terhadap geser dengan $SF = 3,3739 > 1,5$ tanpa gempa dan $SF = 2,7088 > 1,1$ dengan gempa, tetapi tidak aman terhadap guling dengan $SF = 1,0832 < 2$ tanpa gempa dan $SF = 0,5733 < 1,5$ dengan gempa. Daya dukung tanah tidak aman dengan $SF = 1,2770 < 2$ tanpa gempa dan $SF = 0,6553 < 1$ dengan gempa, sehingga dinding penahan tanah harus didesain ulang dengan menambah panjang kaki belakang. Hasil dari desain yang baru menunjukkan bahwa DPT aman terhadap guling dengan $SF = 2,3741 > 2$ tanpa gempa dan $SF = 1,6879 > 1,5$. Stabilitas geser aman dengan $SF = 5,3614 > 1,5$ tanpa gempa dan $SF = 4,3200 > 1,1$, tetapi tidak aman terhadap kuat dukung tanah dengan $SF = 1,4900 < 2$ tanpa gempa dan $SF = 0,9360 < 1$ dengan gempa sehingga diperlukan perkuatan pondasi.
2. Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Cerucuk meningkatkan kuat dukung tanah yang semula $SF = 1,4900 < 2$ menjadi $3,5211 > 2$ tanpa gempa dan $SF = 0,9360 < 1$ menjadi $SF = 2,2119 > 1$ dengan gempa.
3. Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan *Minipile* meningkatkan kuat dukung tanah yang semula $SF = 1,4900 < 2$ menjadi $2,8506 > 2$ tanpa gempa dan $SF = 0,9360 < 1$ menjadi $SF = 1,7907 > 1$ dengan gempa.
4. Perbandingan daya dukung pondasi menunjukkan bahwa Perkuatan pondasi *minipile* berjumlah 4 tiang dan perkuatan pondasi cerucuk kayu dengan jumlah 11 tiang mampu menahan beban sebelum dan sesudah gempa.

6.2. SARAN

Berdasarkan simpulan diatas, selanjutnya dapat diusulkan saran yang diharapkan akan bermanfaat untuk peneliti yaitu :

1. Untuk penelitian selanjutnya, ukuran atau jenis dinding penahan tanah dapat divariasikan agar mendapatkan bentuk dan jenis dinding penahan tanah yang optimal dalam proyek tersebut.
2. Untuk penelitian selanjutnya, dapat ditambahkan perbandingan antara penggunaan dinding penahan tanah pasangan batu kali dengan dinding penahan tanah beton bertulang atau dengan metode perkuatan tanah yang lainnya.
3. Untuk penelitian selanjutnya, disarankan menggunakan bantuan aplikasi dalam mendesain dinding penahan tanah agar mendapatkan hasil yang lebih spesifik.



DAFTAR PUSTAKA

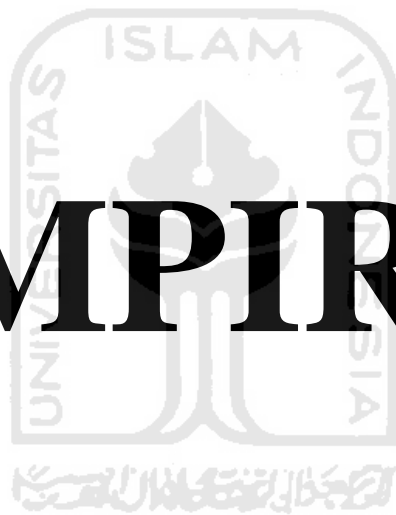
- AASHO 1995 : *Design Method For Reinforced Earth Structures Subject to Seismic Forces*
- Apriyono dkk (2016) Analisis Penanggulangan Kelongsoran Tanah Pada Ruas Jalan Gunung Tugel Patikraja Banyumas.
- Ayu, dkk (2013). Pengaruh Penggunaan Cerucuk Terhadap Daya Dukung Tanah Timbunan Pada Lapis Tanah Dasar (Studi Kasus Jalan Soekarno- Hatta Palembang).
- Bowles. J.E,1988 : "Analisis dan Desain Pondasi" Erlangga, Jakarta.
- DPU. (1999.). Tata Cara Pelaksanaan Pondasi Cerucuk Kayu Di Atas Tanah Lembek Dan Tanah Gambut.
- Hardiyatmo Hary C 1992 Mekanika tanah I, PT Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Hardiyatmo, Hary C., 2001 : "Teknik Pondasi II", Edisi ke I, Yogyakarta.
- Hardiyatmo, Hary C., 2015 : "Analisis dan Perancangan Pondasi II", Edisi ke 3, Gajah Mada University Press
- Iqbal Dwi Prabawa, (2017). Analisis stabilitas dinding penahan tanah pada utara bangunan gedung ftsp uii dari as a0-b.
- Khedanta. (2011). pondasi cerucuk (<http://khedanta.wordpress.com>. Diakses 10 oktober 2011)
- Nurmanza, E. (2014). Analisis stabilitas lereng dengan perkuatan tiang (pile) dengan bantuan perangkat lunak (studi kasus pada sungai parit raya).
- PPKT, (2014) Laporan Penyelidikan Tanah Proyek Pembangunan Jalan Poncosari - Greges Yogyakarta".
- PU 2002 : Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah Kementerian.
- Ridwan hermawan, N. S. (2014). Analisis perkuatan tanah dasar pada tanggul sungai gajah putih surakarta dengan cerucuk kayu. Matriks teknik sipil , 147.

Satker PJN Wilayah DIY (2014) : Gambar teknis pekerjaan jalan Poncosari - Greges, Yoyakarta

SNI (2012) : Peta Zonasi gempa Indonesia SNI 1726 - 2012



LAMPIRAN



Tabel PPKI – 1979 Kelas kuat kayu

Kelas kuat	Berat Jenis	Tekan – Tarik // Serat (kg/cm ²)		Tarik ⊥ Serat (kg/cm ²)		Kuat Lentur (kg/cm ²)	
		Absolut	Izin	Absolut	Izin	Absolut	Izin
I	≥ 0,90	> 650	130		20	> 1100	150
II	0,6 – 0,90	425 - 650	85		12	725 - 1100	100
III	0,40 – 0,60	300 - 425	60		8	500 - 725	75
IV	0,30 – 0,40	215 - 300	45		5	360 - 500	50
V	≤ 0,30	< 215	-		-	< 360	-

