

PROYEK AKHIR - VC231834

PERENCANAAN ULANG DINDING PENAHAN TANAH DAN PONDASI GEDUNG PELAYANAN JANTUNG DI SURABAYA

MOHAMMAD DAVA ADITYA

NRP 2035201056

Dosen Pembimbing

Mohamad Khoiri, ST., MT., Ph.D.

NIP 197406262003121001

Program Studi Sarjana Terapan Teknik Sipil

Departemen Teknik Infrastruktur Sipil

Fakultas Vokasi

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya

2025



PROYEK AKHIR - VC231834

PERENCANAAN ULANG DINDING PENAHAN TANAH DAN PONDASI GEDUNG PELAYANAN JANTUNG DI SURABAYA

MOHAMMAD DAVA ADITYA

NRP. 2035201056

Dosen Pembimbing

Mohamad Khoiri, ST., MT., Ph.D.

NIP 197406262003121001

Program Studi Sarjana Terapan Teknik Sipil

Departemen Teknik Infrastruktur Sipil

Fakultas Vokasi

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya

2025



FINAL PROJECT - VC231834

STRUCTURAL REDESIGN OF THE RETAINING WALL AND FOUNDATION SYSTEM FOR THE HEART CENTER FACILITY IN SURABAYA

MOHAMMAD DAVA ADITYA

NRP. 2035201056

Advisor

Mohamad Khoiri, ST., MT., Ph.D.

NIP 197406262003121001

Applied Bachelor's Program in Civil Engineering

Department of Civil Infrastructure Engineering

Faculty of Vocational Studies

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya

2025

LEMBAR PENGESAHAN

PERENCANAAN ULANG DINDING PENAHAN TANAH DAN PONDASI GEDUNG PELAYANAN JANTUNG DI SURABAYA

TUGAS AKHIR

Diajukan untuk memenuhi salah satu syarat memperoleh gelar Sarjana Terapan pada
Program Studi Sarjana Terapan Teknik Sipil Departemen Teknik Infrastruktur Sipil

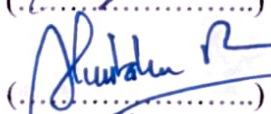
Fakultas Vokasi

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh : **Mohammad Dava Aditya**

NRP. 2035201056

Disetujui oleh Tim Penguji Tugas Akhir:

- | | | |
|-------------------------------------|--------------|---|
| 1. Mohamad Khoiri, ST., MT., Ph.D | Pembimbing I | () |
| 2. Dr. Moh. Muntaha, S.T., M.T. | Penguji | () |
| 3. Deris Faisa Ralindra, S.T., M.T. | Penguji | () |

04 AUG 2025

Mengetahui,

Kepala Departemen Teknik Infrastruktur Sipil FV ITS



Tatas, S.T., M.T., Ph.D.

NIP. 198006212005011002

PERNYATAAN ORISINALITAS
STATEMENT OF ORIGINALITY

Yang bertanda tangan di bawah ini
The undersigned below

Nama Mahasiswa / NRP : Mohammad Dava Aditya / 201056201056
Student Full Name / Student ID

Program Studi : Sarjana Terapan Teknik Sipil
Study Programme

Dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir dengan judul “Perencanaan Ulang Dinding Penahan Tanah dan Pondasi Gedung Pelayanan Jantung di Surabaya” adalah hasil karya saya sendiri, bersifat orisinal, dan ditulis dengan mengikuti kaidah penulisan ilmiah. Tugas Akhir ini telah diperiksa menggunakan aplikasi Turnitin dan memperoleh tingkat kemiripan sebesar 15%. Sebagai bagian dari pernyataan ini, saya melampirkan hasil uji kemiripan Turnitin sebagai bukti pendukung.

Bilamana di kemudian hari ditemukan ketidaksesuaian dengan pernyataan ini, maka saya bersedia menerima sanksi sesuai dengan ketentuan yang berlaku di Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Hereby declare that the Final Project with the title of “Structural Redesign of The Retaining Wall and Foundation System for The Heart Center Facility in Surabaya” is the result of my own work, is original, and was written following the rules of scientific writing.

This Final Project has been checked using the Turnitin application and obtained a similarity index of ...%. As part of this statement, I attach the Turnitin similarity report as supporting evidence.

If in the future there is a discrepancy with this statement, then I am willing to accept sanctions in accordance with the provisions that apply at Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Surabaya, 01 Agustus 2025

Mahasiswa,



(Mohammad Dava Aditya)

NRP. 2035201056

Mohammad Dava Aditya PA DPT DAN PONDASI.pdf

ORIGINALITY REPORT

15%

SIMILARITY INDEX

15%

INTERNET SOURCES

3%

PUBLICATIONS

5%

STUDENT PAPERS

PRIMARY SOURCES

1	repository.its.ac.id Internet Source	9%
2	www.scribd.com Internet Source	1%
3	eprints.itn.ac.id Internet Source	<1%
4	www.hatti.or.id Internet Source	<1%
5	pdfcoffee.com Internet Source	<1%
6	ejurnal.its.ac.id Internet Source	<1%
7	repository.usm.ac.id Internet Source	<1%
8	id.123dok.com Internet Source	<1%
9	Submitted to Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Gadjah Mada Student Paper	<1%
10	docplayer.info Internet Source	<1%
11	Submitted to Universitas Andalas Student Paper	<1%

12	Submitted to Universitas Negeri Surabaya The State University of Surabaya Student Paper	<1 %
13	123dok.com Internet Source	<1 %
14	Submitted to Universitas Bung Hatta Student Paper	<1 %
15	Submitted to Forum Perpustakaan Perguruan Tinggi Indonesia Jawa Tengah Student Paper	<1 %
16	adoc.pub Internet Source	<1 %
17	eskripsi.usm.ac.id Internet Source	<1 %
18	es.scribd.com Internet Source	<1 %
19	repo.itera.ac.id Internet Source	<1 %
20	text-id.123dok.com Internet Source	<1 %
21	Mulyati, Alif Sri. "Analisis Perbandingan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Dengan Sheet Pile dan Ground Anchor (Studi Kasus : Jalan Bukit Regency Gombel Golf Kota Semarang)", Universitas Islam Sultan Agung (Indonesia), 2024 Publication	<1 %
22	repository.ugj.ac.id Internet Source	<1 %
23	idoc.pub Internet Source	<1 %

24	repository.unmuhjember.ac.id Internet Source	<1 %
25	eprints.unisnu.ac.id Internet Source	<1 %
26	repository.um-surabaya.ac.id Internet Source	<1 %
27	simpler.its.ac.id Internet Source	<1 %
28	e-journal.uajy.ac.id Internet Source	<1 %
29	Submitted to Sriwijaya University Student Paper	<1 %
30	Submitted to Sultan Agung Islamic University Student Paper	<1 %
31	ryanrakhmats.wordpress.com Internet Source	<1 %
32	Submitted to Universitas Merdeka Malang Student Paper	<1 %
33	repository.unbari.ac.id Internet Source	<1 %
34	Submitted to Universitas Bengkulu Student Paper	<1 %
35	dspace.uir.ac.id Internet Source	<1 %
36	sostech.greenvest.co.id Internet Source	<1 %
37	ejurnal.itats.ac.id Internet Source	<1 %
38	Submitted to Hoa Sen University Student Paper	<1 %

39	library.binus.ac.id Internet Source	<1 %
40	media.neliti.com Internet Source	<1 %
41	repository.umsu.ac.id Internet Source	<1 %
42	repository.untag-sby.ac.id Internet Source	<1 %
43	Hikmatul Lailiya, Agata Iwan Candra, Khoirun Nisa', Rina Dwi Fatika et al. "Pondasi Sumuran Sebagai Solusi Pada Jenis Tanah Berpasir Dengan Muka Air Tanah Tinggi", Media Ilmiah Teknik Sipil, 2023 Publication	<1 %
44	repository.ub.ac.id Internet Source	<1 %
45	www.coursehero.com Internet Source	<1 %
46	core.ac.uk Internet Source	<1 %
47	www.slideshare.net Internet Source	<1 %
48	"Selected Articles from the 8th International Conference on Architecture and Civil Engineering", Springer Science and Business Media LLC, 2025 Publication	<1 %
49	Submitted to Universitas Diponegoro Student Paper	<1 %
50	dokumen.tips Internet Source	<1 %

51	jurnal.poltekba.ac.id Internet Source	<1 %
52	repositori.unsil.ac.id Internet Source	<1 %
53	repository.unibos.ac.id Internet Source	<1 %
54	Submitted to Universitas International Batam Student Paper	<1 %
55	Yuniaziz, Hafid Handa. "Analisis Dinamik Time History Sistem Isolasi Antar Tingkat Pada Gedung Bangunan Dengan Penempatan Sistem Isolasi Yang Berbeda", Universitas Islam Sultan Agung (Indonesia), 2024 Publication	<1 %
56	apps.um-surabaya.ac.id Internet Source	<1 %
57	id.scribd.com Internet Source	<1 %
58	iptek.its.ac.id Internet Source	<1 %
59	eprints.uvers.ac.id Internet Source	<1 %
60	library.polmed.ac.id Internet Source	<1 %
61	www.cst.nihon-u.ac.jp Internet Source	<1 %
62	Fatkhurozak, Fatkhurozak. "Evaluasi kinerja desain struktur gedung ICU, PICU dan NICU RSUD Suradadi Kabupaten Tegal", Universitas Islam Sultan Agung (Indonesia), 2023 Publication	<1 %

63	Min-Su Park, Weoncheol Koo, Kenji Kawano. "Numerical Analysis of the Dynamic Response of an Offshore Platform with a Pile-Soil Foundation System Subjected to Random Waves and Currents", Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, 2012 Publication	<1 %
64	ejournal-polnam.ac.id Internet Source	<1 %
65	eprints.polbeng.ac.id Internet Source	<1 %
66	jurnal.untan.ac.id Internet Source	<1 %
67	rama.unimal.ac.id Internet Source	<1 %
68	repository.stikesrspadgs.ac.id Internet Source	<1 %
69	Al-Habsi, Yaqoob Saleh. "The Development of AGIS Geotechnical Database for Sultan Qaboos University", Sultan Qaboos University (Oman), 2025 Publication	<1 %
70	Bagus Anggoro Wiratmoko, Sigit Winarto, Yosef Cahyo. "PERENCANAAN PONDASI TIANG PANCANG GEDUNG KETAHANAN PANGAN NGANJUK", Jurnal Manajemen Teknologi & Teknik Sipil, 2019 Publication	<1 %
71	Holis Nurshinta, Paksitya Purnama Putra, Indra Nurtjahjaningtyas. "ANALISIS STABILITAS DINDING PENAHAN TANAH TERHADAP DRAWDOWN PADA LERENG SUNGAI AREA DAM BADENG KECAMATAN	<1 %

SONGGON, BANYUWANGI.", FROPIL (Forum
Profesional Teknik Sipil), 2022

Publication

72 Lilis Indriani. "Analisis Dinding Penahan Tanah
Tebing Sei Seruyan Desa Pembuang Hulu
Kecamatan Hanau", Media Ilmiah Teknik Sipil,
2024
Publication

73 kc.umn.ac.id <1 %
Internet Source

74 repository.narotama.ac.id <1 %
Internet Source

75 repository.uin-suska.ac.id <1 %
Internet Source

76 repository.unhas.ac.id <1 %
Internet Source

77 tekniksipil.umy.ac.id <1 %
Internet Source

78 Submitted to Higher Education Commission
Pakistan <1 %
Student Paper

79 Renato Lancellotta, Carlo Viggiani, Alessandro
Flora, Filomena de Silva, Lucia Mele.
"Geotechnical Engineering for the
Preservation of Monuments and Historic Sites
III", CRC Press, 2022
Publication

80 repository.ubb.ac.id <1 %
Internet Source

81 sipil.studentjournal.ub.ac.id <1 %
Internet Source

Tati Noviati. "PERENCANAAN DINDING
PENAHAN TANAH TIPE KANTILEVER PADA
GEDUNG PERKANTORAN X DI KOTA DEPOK",
Jurnal Teknik dan Science, 2023

Publication

<1%

Exclude quotes On

Exclude matches Off

Exclude bibliography On

PERNYATAAN KODE ETIK PENGGUNAAN AI GENERATIF

CODE OF CONDUCT STATEMENT: GENERATIVE AI OR AI-ASSISTED USAGE

Saya yang bertanda tangan di bawah ini
I, the undersigned

Nama Mahasiswa / NRP : Mohammad Dava Aditya
Full Name / Student ID

Program Studi : Sarjana Terapan Teknik Sipil
Study Programme

Judul Tugas Akhir : Perencanaan Ulang Dinding Penahan Tanah dan Pondasi
Gedung Pelayanan Jantung di Surabaya
Final Project Title

dengan ini menyatakan bahwa pada Tugas Akhir dengan judul di atas tersebut:
hereby declare that in the Final Project with the above title:

No.	Pernyataan <i>Statement</i>	(✓)
1	Saya tidak menggunakan AI generatif sama sekali <i>I did not use generative AI at all</i>	
2	Saya hanya menggunakan AI generatif sebagai alat bantu untuk memperbaiki tata bahasa. AI generatif tidak digunakan untuk membuat isi Tugas Akhir. <i>I only used generative AI as a tool to improve the readability or language of the text in my Final Project. It was not used to generate a complete text of my work.</i>	✓
3	Saya telah memeriksa dan/atau memperbaiki seluruh bagian dari Tugas Akhir saya yang dibantu oleh AI generatif agar sesuai dengan baku mutu penulisan karya ilmiah. <i>I have reviewed and refined all aspects of my work that generative AI assists with, ensuring it adheres to the standards of academic writing.</i>	✓
4	Saya tidak menggunakan AI generatif untuk pembuatan data primer, grafik dan/atau tabel pada Tugas Akhir saya. <i>I did not use generative AI to generate primary data, figures, and/or tables in my work.</i>	✓
5	Saya telah memberikan atribusi/pengakuan terhadap alat AI yang digunakan, secara rinci pada suatu bagian pada lampiran. <i>I have acknowledged the use of generative AI in any part of the work in the specific appendix page.</i>	
6	Saya memastikan tidak ada plagiarisme, termasuk hal yang berasal dari penggunaan AI generatif. <i>I have ensured that there is no plagiarism issue in the work, including any parts generated by AI.</i>	✓

Surabaya, 01 Agustus 2025

Mahasiswa,



(Mohammad Dava Aditya)
NRP. 2035201056

PERENCANAAN ULANG DINDING PENAHAN TANAH DAN PONDASI GEDUNG PELAYANAN JANTUNG DI SURABAYA

Nama Mahasiswa / NRP : **Mohammad Dava Aditya / 2035201056**
Departemen : **Teknik Infrastruktur Sipil - ITS**
Dosen Pembimbing : **Mohamad Khoiri, S.T., M.T., Ph. D.**

ABSTRAK

Indonesia memiliki risiko tinggi terhadap bencana alam seperti gempa bumi dan kondisi tanah lunak dengan muka air tanah tinggi. Tantangan ini menjadi krusial dalam perencanaan struktur bawah rumah sakit yang wajib tetap beroperasi saat bencana. Penelitian ini dilakukan untuk merencanakan ulang sistem dinding penahan tanah dan pondasi basement Gedung Jantung RS di Surabaya, yang dibangun di atas tanah lunak serta berdekatan dengan bangunan cagar budaya.

Perencanaan ulang difokuskan pada analisis stabilitas dinding penahan tanah dan pondasi dengan mengacu pada standar teknis dan peraturan yang berlaku. Evaluasi dilakukan melalui, pengumpulan data geoteknis, serta analisis numerik menggunakan perangkat lunak PLAXIS dan SAP2000.

Evaluasi stabilitas struktur eksisting menunjukkan defleksi secant pile eksisting pada BH-1, 72,06 mm > 40 mm dan $M_{max} = 236,3 \text{ kNm/m} > 220 \text{ kNm/m}$, dan faktor keamanannya, ΣM_{sf} , 1,332 > 1. Pada sistem FCSP eksisting di BH-2, defleksi maksimum, 53,76 mm > 40 mm dan $M_{max} = 238,0 \text{ kNm/m} > 220 \text{ kNm/m}$ dan faktor keamanannya, ΣM_{sf} , 2,076 > 1. Perencanaan ulang secant pile Ø60 cm sepanjang 18 m dan strutting WF 250.250.9.14 L spacing 6 m defleksi menjadi 23,4 mm (BH-1) dan 29,0 mm (BH-2) < 40 mm, serta M_{max} 138–174 kNm/m < 220 kNm/m, dan faktor keamanannya, ΣM_{sf} 2,076 > 1, heave 0,528 < 0,589, dan kontrol strutting $P_u/\phi P_n = 0,455 < 1$. Kapasitas kelompok eksisting memiliki beban maksimum, $P_{max} = 127,99 \text{ ton}$ dan beban minimum, $P_{min} = 118,41 \text{ ton}$. Melebihi kapasitas dukung tiang q ijin dan q_s Luciano Decourt (120,78 ton; 106,99 ton), Meyerhof (110,37 ton; 97,78 ton), dan Nakazawa (129,71 ; 114,91 ton), sehingga dinyatakan tidak aman. Konfigurasi alternatif yang di rencanakan memiliki $P_{max} = 87,89 \text{ ton}$ dan $P_{min} = 75,20 \text{ ton}$, < kelompok ketiga metode tersebut. Dengan demikian, konfigurasi alternatif (PC-9, PC-10, PC-11) memenuhi dan lebih layak digunakan dari segi kapasitas tiang kelompok. Metode pelaksanaan meliputi pemasangan secant pile, pekerjaan pondasi, dan galian bertahap dengan strutting.

Kata kunci: *Analisis Stabilitas, Geoteknik, Dinding Penahan Tanah, Pondasi.*

STRUCTURAL REDESIGN OF THE RETAINING WALL AND FOUNDATION SYSTEM FOR THE HEART CENTER FACILITY IN SURABAYA

Student Name / NRP : **Mohammad Dava Aditya / 2035201056**
Department : **Teknik Infrastruktur Sipil - ITS**
Advisor : **Mohamad Khoiri, S.T., M.T., Ph. D.**

ABSTRACT

Indonesia faces a high risk of natural disasters such as earthquakes and soft soil conditions with high groundwater levels. These challenges are critical in the design of hospital substructures, which must remain operational during emergencies. This study aims to redesign the retaining wall and foundation system of the Cardiac Center Building at a hospital in Surabaya, which is built on soft soil and located near a heritage structure.

The redesign focuses on analyzing the stability of the retaining wall and foundation in accordance with applicable technical standards and regulations. Evaluation was conducted through geotechnical data collection and numerical analysis using PLAXIS and SAP2000 software.

The evaluation of the existing structural stability shows that the secant pile system at BH-1 experienced excessive deflection of $72.06 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$ and $M_{\max} = 236.3 \text{ kNm/m} > 220 \text{ kNm/m}$, the safety factor, $\Sigma M_{sf} = 1.332 > 1.0$. In the FCSP system at BH-2, the deflection = $53.76 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$, $M_{\max} = 238.0 \text{ kNm/m} < 220 \text{ kNm/m}$ and the safety factor was sufficient at $2.076 > 1.0$. The redesigned system using 60 cm diameter secant piles with a depth of 18 m and WF 250.250.9.14 strutting spaced at 6 m reduced deflection to 23.4 mm (BH-1) and 29.0 mm (BH-2) $> 40 \text{ mm}$. The $M_{\max} = 138 \text{ to } 174 \text{ kNm/m} < 220 \text{ kNm/m}$, with a safety factor ΣM_{sf} of $2.076 > 1.0$, heave gradient of $0.528 < 0.589$, and strutting control value $P_u/\phi P_n = 0.455 < 1$, indicating overall structural stability. The existing pile group capacity showed a maximum load ($P_{\max}$) of 127.99 tons and a minimum load ($P_{\min}$) of 118.41 tons, exceeding the allowable capacity from Luciano Decourt (120.78; 106.99 tons), Meyerhof (110.37; 97.78 tons), and Nakazawa (129.71; 114.91 tons), making it unsafe. In contrast, the proposed alternative configuration had $P_{\max} = 87.89 \text{ tons}$ and $P_{\min} = 75.20 \text{ tons}$, which were lower than the limits of all three methods, confirming that the new configuration (PC-9, PC-10, PC-11) is safer and more suitable in terms of pile group capacity. The construction method includes secant pile installation, foundation work, and staged excavation with strutting.

Keywords: Structural Stability, Geotechnics, Retaining Wall, Foundation..

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	i
ABSTRAK	ii
ABSTRACT	iii
DAFTAR ISI	v
DAFTAR GAMBAR	viii
DAFTAR TABEL	xi
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	4
1.3 Tujuan	4
1.4 Batasan Masalah	4
1.5 Manfaat	4
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA DAN DASAR TEORI	5
2.1 Tanah	5
2.1.1 Parameter Tanah	5
2.2 Tinjauan Pembebanan	7
2.2.1 Beban Mati	8
2.2.2 Beban Hidup	8
2.2.3 Beban Angin	8
2.2.4 Beban Gempa	8
2.2.5 Faktor Keamanan dan Kombinasi Pembebanan	8
2.3 Basement	9
2.3.1 Metode Konstruksi Basement	9
2.3.2 Metode Penggalian Tanah	11
2.4 <i>Dewatering</i>	12
2.4.1 <i>Open Pumping</i>	12
2.4.2 <i>Predrainage</i>	12
2.4.3 <i>Cut Off</i>	13
2.5 Konstruksi Penahan Tanah	14
2.5.1 Gaya Horizontal Tanah	14
2.5.2 Bahaya <i>Heave</i>	18
2.5.3 <i>Overall Stability</i>	19
2.5.4 <i>Secant Pile</i>	19

2.6	Pondasi Dalam	20
2.6.1	Daya Dukung Pondasi	20
2.6.2	Metode Meyerhof dan Bazaraa.....	21
2.6.3	Metode Luciano Decourt	22
2.6.4	Metode Nakazawa	23
2.6.5	Daya Dukung Pondasi dalam Kelompok.....	24
2.6.6	Kontrol Pondasi Tiang.....	27
2.7	<i>Raft Foundation</i>	28
2.7.1	Ketebalan Pelat Pondasi	29
2.7.2	Kontrol <i>Uplift</i>	29
BAB 3	METODE PENELITIAN	31
3.1.1	Diagram Alir Penelitian.....	31
3.2	Pengumpulan Data dan Studi Literatur.....	32
3.2.1	Data Umum.....	32
3.2.2	Data Tanah.....	32
3.3	Permodelan dan Analisa Dinding Penahan Tanah Eksisting.....	38
3.3.1	Input Permodelan Dinding Penahan Tanah Eksisting	39
3.4	Permodelan Struktur Atas	42
3.5	Perencanaan Ulang Dinding Penahan Tanah dan Pondasi	50
3.6	Alternatif Terpilih dan Metode Pelaksanaannya.....	50
3.7	Kesimpulan	50
BAB 4	HASIL DAN PEMBAHASAN	51
4.1	Analisa Dinding Penahan Tanah Eksisting.....	51
4.1.1	Output Plaxis Permodelan Dinding Penahan Tanah Eksisting.....	51
4.1.2	Kontrol Dinding Penahan Tanah Eksisting	58
4.2	Dinding Penahan Tanah Alternatif	60
4.2.1	Perencanaan Panjang Dinding Penahan Tanah.....	60
4.2.2	Permodelan Dinding Penahan Tanah Alternatif	71
4.2.3	Input Data Permodelan Dinding Penahan Tanah Alternatif	71
4.2.4	Kalkulasi Tahapan Konstruksi.....	73
4.2.5	Output Plaxis Permodelan Dinding Penahan Tanah Alternatif	74
4.2.6	Kontrol Dinding Penahan Tanah Alternatif.....	81
4.2.7	Kontrol Kuat Strut Dinding Penahan Tanah Alternatif	82
4.2.8	Perencanaan Penulangan	84

4.3	Analisa Pondasi Eksisting	86
4.3.1	Data Perencanaan	86
4.3.2	Kapasitas 1 tiang <i>spun pile</i>	87
4.3.3	Kontrol Kuat Bahan Pondasi Tiang	96
4.3.4	Kontrol Kapasitas Pondasi Tiang Kelompok	97
4.4	Perencanaan Ulang Pondasi Alternatif	105
4.4.1	Perhitungan Daya Dukung Pondasi Alternatif	105
4.4.2	Kontrol Kapasitas Pondasi Tiang Kelompok	105
4.4.3	Kontrol Penurunan Tiang Kelompok	112
4.4.4	Kontrol Uplift Raft dan Pilecap	114
4.4.5	Perencanaan Penulangan Pile Cap	115
4.5	Metode Pelaksanaan Alternatif	119
4.5.1	Pekejaan Secant Pile	119
4.5.2	Pekerjaan Pondasi Tiang	121
4.5.3	Pekerjaan Galian	122
BAB 5	KESIMPULAN DAN SARAN	126
5.1	Kesimpulan	126
5.2	Saran	127
DAFTAR PUSTAKA		2
LAMPIRAN		3
BIODATA PENULIS		7

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Siteplan.....	2
Gambar 1.2 Potongan Memanjang	2
Gambar 1.3 Denah pondasi dan dinding penahan tanah (coklat : tipe FCSP, abu-abu : tipe Secant Pile)	3
Gambar 1.4 Dinding penahan tanah tipe Secant Pile.....	3
Gambar 1.5 Dinding penahan tanah tipe FSCP (Flat Concrete sheet Pile)	3
Gambar 2.1 Ilustrasi basement bottom up (Sumber : Mehran Sahil, 2022)	10
Gambar 2.2 Ilustrasi basement top down (Sumber : Mehran Sahil, 2022).....	10
Gambar 2.3 Ilustrasi dewatering open pumping (Sumber : Asiyanto, 2008).	12
Gambar 2.4 Ilustrasi dewatering predrainage	13
Gambar 2.5 Ilustrasi dewatering cut off	14
Gambar 2.6 Ilustrasi tekanan tanah aktif (Sumber : Das, 2002).....	15
Gambar 2.7 Ilustrasi tekanan tanah pasif (Sumber : Das, 2002)	16
Gambar 2.8 ilustrasi tekanan tanah diam	17
Gambar 2.9 Ilustrasi heave (Sumber : Kurniawan, 2017)	18
Gambar 2.10 Ilustrasi overall stability (Sumber : Shin E., 2011).....	19
Gambar 2.11 Secant pile (Sumber : Data proyek)	19
Gambar 2.12 Ilustrasi daya dukung pondasi.....	20
Gambar 2.13 Penentuan panjang penetrasi ekuivalen pada lapisan tanah pendukungnya (Sosrodarsono dan Nakazawa, 2000).....	24
Gambar 2.14 Konfigurasi tiang.....	26
Gambar 2.15 Penurunan pada pondasi tiang dalam kelompok.....	27
Gambar 2.16 Pondasi raft / pondasi tika.....	28
Gambar 3.1 Diagram Alir Penelitian	31
Gambar 3.2 Lokasi Titik Pengeboran (Sumber : Data Proyek)	33
Gambar 3.3 Grafik Data Hasil Pengujian Lapangan	34
Gambar 3.4. Data Hasil Pengujian Laboratorium.....	35
Gambar 3.5 Soil Parameters BH-2.....	36
Gambar 3.6 Soil Parameters BH-1.....	36
Gambar 3.7 Denah Lokasi DPT FCSP dan Secant Pile.....	38
Gambar 3.8 Ilustrasi permodelan eksisting.....	38
Gambar 3.9 Detail FCSP Eksisting.....	39
Gambar 3.10 Detail Secant Pile Eksisting	40
Gambar 3.11 Permodelan Bangunan Cagar Budaya dengan SAP 2000 v22.....	41
Gambar 3.12 Permodelan Dinding Penahan Tanah Eksisting	42
Gambar 3.13 Grafik Respon Spektrum.....	49
Gambar 3.14 Permodelan Struktur Atas	50
Gambar 4.1 Output Global Stability FCSP Eksisting pada Galian Tahap 1 BH-2.....	51
Gambar 4.2 Output Defleksi Maksimum FCSP Eksisting pada Galian Tahap 1 BH-2	51
Gambar 4.3 Output Momen Maksimum FCSP Eksisting pada Galian Tahap 1 BH-2.....	51
Gambar 4.4 Output Global Stability FCSP Eksisting pada Galian Tahap 2 BH-2.....	52
Gambar 4.5 Output Defleksi Maksimum FCSP Eksisting pada Galian Tahap 2 BH-2	52
Gambar 4.6 Output Momen Maksimum FCSP Eksisting pada Galian Tahap 2 BH-2.....	52

Gambar 4.7 Output Global Stability FCSP Eksisting pada Tahap Pemasangan Strut BH-2 ..	53
Gambar 4.8 Output Defleksi Maksimum FCSP Eksisting pada Tahap Pemasangan Strut BH-2	53
Gambar 4.9 Output Momen Maksimum FCSP Eksisting pada Tahap Pemasangan Strut BH-2	53
Gambar 4.10 Output Global Stability FCSP Eksisting pada Galian Tahap 3 BH-2	54
Gambar 4.11 Output Defleksi Maksimum FCSP Eksisting pada Galian Tahap 3 BH-2	54
Gambar 4.12 Output Momen Maksimum FCSP Eksisting pada Galian Tahap 3 BH-2	54
Gambar 4.13 Output Global Stability Secant Pile Eksisting pada Galian Tahap 1 BH-1	55
Gambar 4.14 Output Defleksi Maksimum Secant Pile Eksisting pada Galian Tahap 1 BH-1..	55
Gambar 4.15 Output Momen Maksimum Secant Pile Eksisting pada Galian Tahap 1 BH-1..	55
Gambar 4.16 Output Global Stability Secant Pile Eksisting pada Galian Tahap 2 BH-1	56
Gambar 4.17 Output Defleksi Maksimum Secant Pile Eksisting pada Galian Tahap 2 BH-1..	56
Gambar 4.18 Output Momen Maksimum Secant Pile Eksisting pada Galian Tahap 2 BH-1..	56
Gambar 4.19 Output Global Stability Secant Pile Eksisting pada Galian Tahap 3 BH-1	57
Gambar 4.20 Output Defleksi Maksimum Secant Pile Eksisting pada Galian Tahap 3 BH-1..	57
Gambar 4.21 Output Momen Maksimum Secant Pile Eksisting pada Galian Tahap 3 BH-1..	57
Gambar 4.22 Ilustrasi Panjang Secantpile pada BH-1	60
Gambar 4.23 Diagram tegangan horizontal BH-1	63
Gambar 4.24 Ilustrasi Panjang Secant Pile pada BH-2	65
Gambar 4.25 Diagram Tegangan Tanah BH-2.....	68
Gambar 4.26 Ilustrasi Perhitungan Menggunakan Heave	70
Gambar 4.27 Detail Secant Pile Eksisting.....	71
Gambar 4.28 Ilustrasi Permodelan DPT Alternatif	73
Gambar 4.29 Permodelan Dinding Penahan Tanah Alternatif	73
Gambar 4.30 Output Global Stability Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 1 BH-1	74
Gambar 4.31 Output Defleksi Maksimum Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 1 BH-1	74
Gambar 4.32 Output Momen Maksimum Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 1 BH-1	74
Gambar 4.33 Output Global Stability Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 2 BH-1	75
Gambar 4.34 Output Defleksi Maksimum Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 2 BH-1	75
Gambar 4.35 Output Momen Maksimum Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 2 BH-1	75
Gambar 4.36 Output Global Stability Secant Pile Alternatif pada Tahap Pemasangan Strut BH-1	76
Gambar 4.37 Output Defleksi Maksimum Secant Pile Alternatif pada Tahap Pemasangan Strut BH-1	76
Gambar 4.38 Output Momen Maksimum Secant Pile Alternatif pada Tahap Pemasangan Strut BH-1	76
Gambar 4.39 Output Global Stability Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 3 BH-1	77
Gambar 4.40 Output Defleksi Maksimum Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 3BH-1	77
Gambar 4.41 Output Momen Maksimum Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 3 BH-1	77
Gambar 4.42 Output Global Stability Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 1 BH-2	78
Gambar 4.43 Output Defleksi Maksimum Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 1 BH-2	78
Gambar 4.44 Output Momen Maksimum Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 1 BH-2	78

Gambar 4.45 Output Global Stability Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 2 BH-2.....	79
Gambar 4.46 Output Defleksi Maksimum Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 2 BH-2	79
Gambar 4.47 Output Momen Maksimum Secant Pile Eksisting pada Galian Tahap 2 BH-2 .	79
Gambar 4.48 Output Global Stability Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 3 BH-2.....	80
Gambar 4.49 Output Defleksi Maksimum Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 3 BH-2	80
Gambar 4.50 Output Momen Maksimum Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 3 BH-2	80
Gambar 4.51 Ilustrasi Perhitungan Kapasitas Tiang Kelompok Pondasi Eksisting	97
Gambar 4.52 Ilustrasi Perhitungan Kontrol Kapasitas Tiang Kelompok Pondasi Alternatif	105
Gambar 4.53 Distribusi beban pada tiang kelompok.....	112
Gambar 4.54 Ilustrasi Perhitungan Penurunan Tiang Kelompok	113
Gambar 4.55 Ilustrasi Perhitungan penulangan	116
Gambar 4.56 Layout dan Squence Pekerjaan Secant Pile	121
Gambar 4.57 Layout dan Squence Pekerjaan Pondasi.....	122
Gambar 4.58 Gambar tahapan galian.....	123
Gambar 4.59 Galian Tahap 1 (2 meter)	123
Gambar 4.60 Galian Tahap 2 (3 meter) dengan berm dan Pemasangan Strut.....	124
Gambar 4.61 Galian Tahap 3 (3 meter)	124
Gambar 4.62 Layout dan Squence Pekerjaan Galian.....	125

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Hubungan Nilai N-SPT dengan Parameter Tanah.....	5
Tabel 2.2 Hubungan Jenis Tanah dengan Nilai Modulus Young.....	5
Tabel 2.3 Hubungan Jenis Tanah dengan Poisson Ratio.....	6
Tabel 2.4 Tabel Korelasi Antar Parameter Tanah	6
Tabel 2.5 Hubungan Tekanan Overburden Tanah dengan Koefisien Koreksi Nilai N-SPT...	22
Tabel 2.6 Koefisien Dasar Tiang (α)	23
Tabel 2.7 Koefisien Selimut Tiang (β)	23
Tabel 2.8 Intensitas nilai friksi pada tiang (Sosrodarsono dan Nakazawa, 2000).....	24
Tabel 3.1 Data parameter tanah yang digunakan	37
Tabel 3.2 Parameter input permodelan Plaxis	39
Tabel 4.1 Rekapitulasi Output Plaxis untuk FCSP pada BH-2	59
Tabel 4.2 Rekapitulasi Output untuk Secant Pile pada BH-1	59
Tabel 4.3 Data Tanah BH-1.....	60
Tabel 4.4 Data Tanah BH-2.....	60
Tabel 4.5 Rekapitulasi Total Tegangan Horizontal BH-1	63
Tabel 4.6 Rekapitulasi Gaya Horizontal dan Momen BH-1	64
Tabel 4.7 Rekapitulasi Total Tegangan Horizontal BH-2	68
Tabel 4.8 Rekapitulasi Gaya Horizontal BH-2.....	69
Tabel 4.9 Output Plaxis Secant Pile Alternatif BH-1	82
Tabel 4.10 Output Plaxis Secant Pile Alternatif BH-2	82
Tabel 4.11 Dimensi elemen struktur pondasi	86
Tabel 4.12 Nakazawa BH-1	87
Tabel 4.13 Nakazawa BH-2	88
Tabel 4.14 Meyerhof BH-1	91
Tabel 4.15 Meyerhoff BH-2	92
Tabel 4.16 Luciano Decourt BH-1	94
Tabel 4.17 Luciano Decourt BH-2	95
Tabel 4.18 Efisiensi Tiang Kelompok.....	96
Tabel 4.19 Kontrol Kuat Bahan Pondasi	97
Tabel 4.20 Rekapitulasi Pmax dan Pmin.....	98
Tabel 4.21 Kontrol Pmax	100
Tabel 4.22 Kontrol Pmin	102
Tabel 4.23 Rekap Konfigurasi Tiang	106
Tabel 4.24 Kontrol Pmax	108
Tabel 4.25 Kontrol Pmin	110
Tabel 4.26 Data tanah untuk perhitungan settlement Consolidation.....	112
Tabel 4.27 Rekapitulasi kontrol uplift.....	115
Tabel 4.28 Data Perencanaan Penulangan Pile Cap	116

BAB 1

PENDAHULUAN

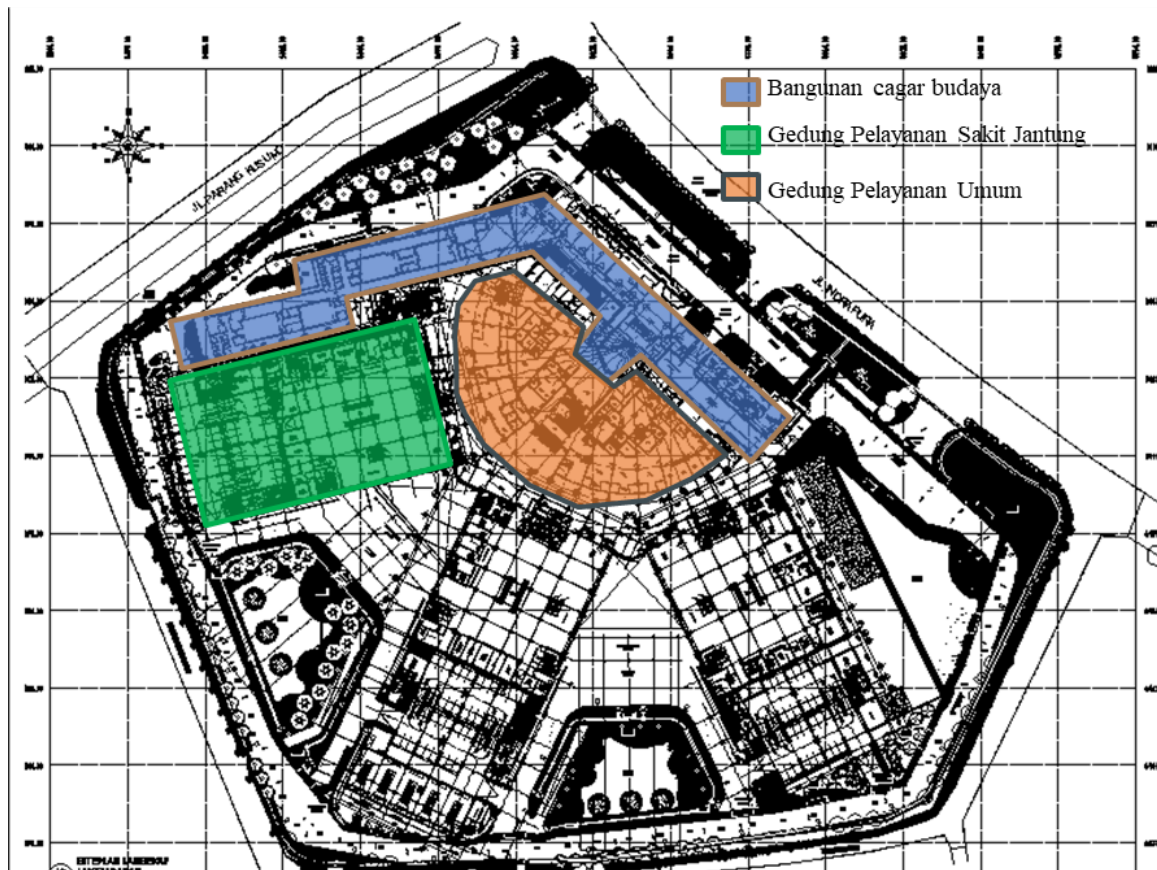
1.1 Latar Belakang

Menurut World Risk Report (WRR) 2023, sejak 2022 terjadi 421 bencana alam di dunia, naik 23% dibanding tahun 2000. Indonesia menempati peringkat kedua negara dengan risiko bencana tertinggi (WRI 43,5), hanya terpaut sedikit dari Filipina (46,86). WRI mengukur kerentanan negara terhadap bencana berdasarkan paparan dan kerentanannya. BMKG mencatat 10.789 gempa di Indonesia sepanjang 2023, jauh di atas rata-rata tahunan 7.000 gempa. Sebanyak 219 gempa bermagnitudo di atas 5,0, 861 dirasakan masyarakat, dan 24 di antaranya menyebabkan kerusakan serta korban jiwa.

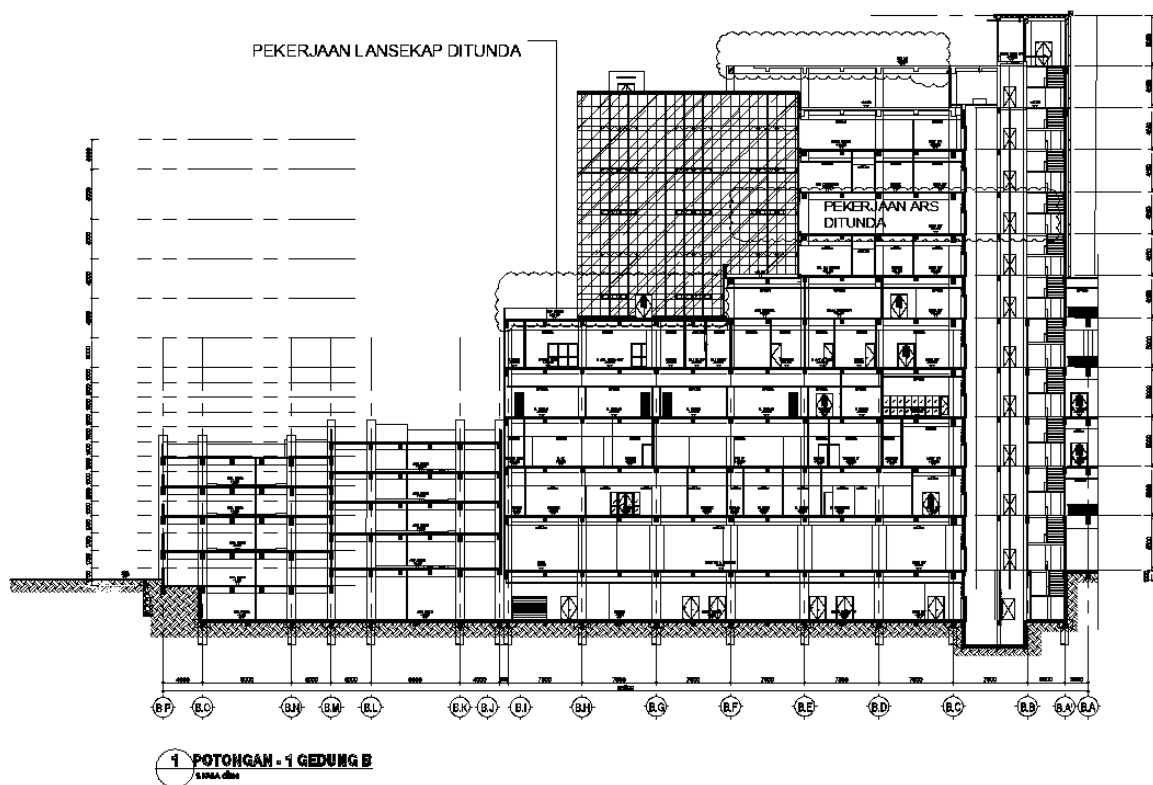
Perencanaan bangunan tahan gempa sangat penting untuk melindungi keselamatan dan meminimalkan kerusakan saat gempa terjadi. Salah satu faktor yang memengaruhi ketahanan bangunan adalah ketinggian, karena bangunan bertingkat lebih rentan mengalami simpangan akibat frekuensi gempa (Faizah, 2015). Pada rumah sakit, kesiapsiagaan darurat juga krusial agar fasilitas tetap berfungsi selama dan setelah gempa, sehingga pelayanan medis darurat dapat terus diberikan (Gutama & Rahayu, 2021).

Perencanaan struktur bawah, termasuk basement yang sering dimanfaatkan untuk ruang perawatan atau penyimpanan di rumah sakit, sangat penting untuk menjaga kestabilan bangunan. Dua elemen utama yang berperan adalah pondasi dan dinding penahan tanah (Mardian, Maulana, & Asih, 2022). Pondasi berfungsi menyalurkan beban vertikal dan horizontal ke tanah, sementara kesalahan dalam perencanaannya dapat menyebabkan keruntuhan bangunan yang membahayakan penghuni (Pamungkas & Harianti, 2013). Dinding penahan tanah bertugas menahan tekanan tanah di sekitar basement dan mencegah pergerakan yang berisiko merusak struktur bawah maupun bangunan di atasnya. Karena itu, dinding ini harus dirancang dengan kekuatan dan ketahanan yang memadai (Lisman et al., 2020).

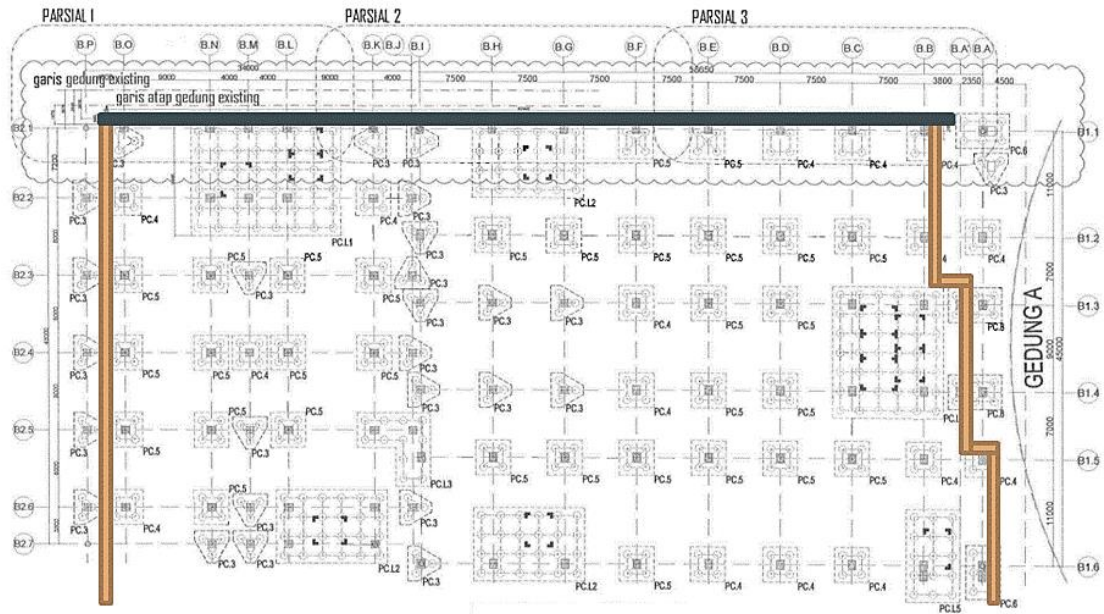
Berdasarkan uraian di atas, tugas akhir ini akan membahas perencanaan ulang dinding penahan tanah dan pondasi dengan diawali dengan evaluasi eksisting pada bangunan rumah sakit pelayanan penyakit jantung di Surabaya. Bangunan ini terdiri dari 11 lantai ditambah ruang mesin dan helipad, dengan elevasi basement SFL -5.00 meter dari lantai 1 (Lobby). Gambar 1.1 menunjukkan peta situasi bangunan, yang mencakup bangunan cagar budaya yang harus dilestarikan serta beban konstruksi tambahan di dekat lokasi, yang menambah tantangan perencanaan. Risiko ini diperparah oleh kondisi tanah lunak yang dominan dan muka air tanah yang tinggi di area tersebut, yang meningkatkan potensi kerusakan selama pelaksanaan konstruksi berlangsung. Tugas akhir ini juga akan meninjau kemungkinan metode pelaksanaan yang bisa menjadi opsi untuk mengatasi tantangan-tantangan tersebut.



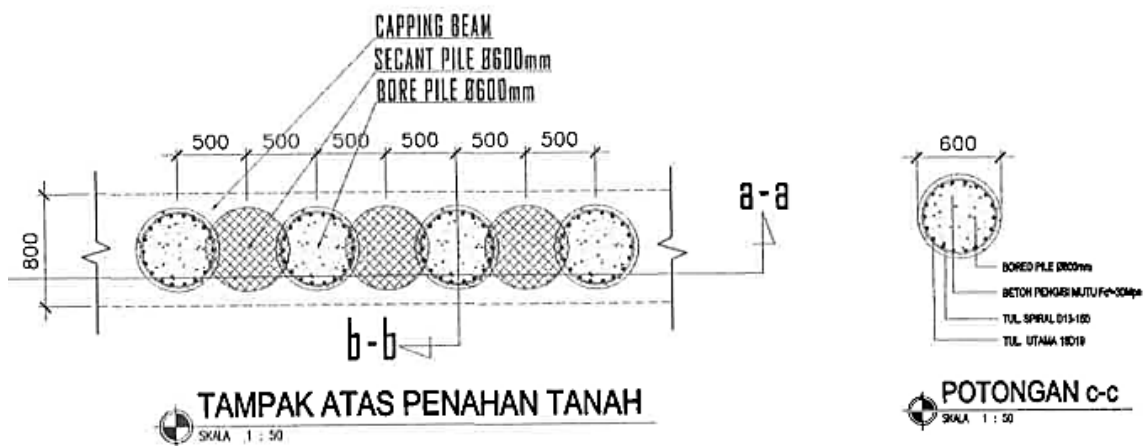
Gambar 1.1 Siteplan



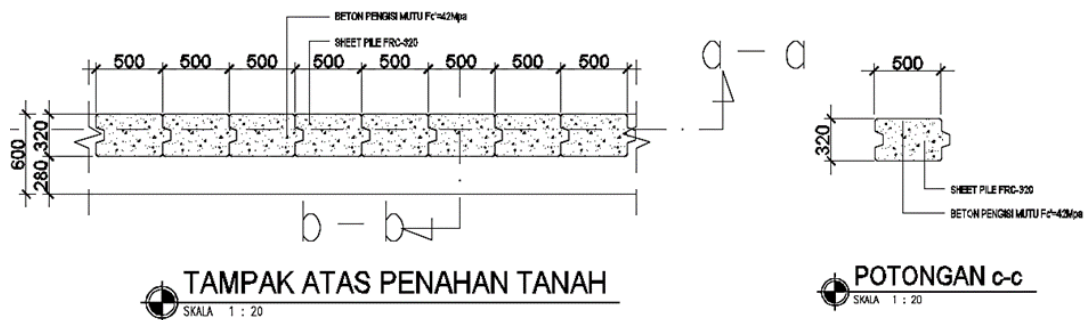
Gambar 1.2 Potongan Memanjang



Gambar 1.3 Denah pondasi dan dinding penahan tanah
(coklat : tipe FCSP, abu-abu : tipe Secant Pile)



Gambar 1.4 Dinding penahan tanah tipe Secant Pile



Gambar 1.5 Dinding penahan tanah tipe FSCP (Flat Concrete sheet Pile)

1.2 Rumusan Masalah

1. Bagaimana mengevaluasi kondisi eksisting dinding penahan tanah dan pondasi pada bangunan rumah sakit pelayanan penyakit jantung di Surabaya yang berada di atas tanah lunak dengan muka air tanah tinggi?
2. Bagaimana merencanakan ulang dinding penahan tanah dan pondasi yang mampu menahan beban tambahan konstruksi di sekitar lokasi serta menjaga kestabilan bangunan cagar budaya yang ada?
3. Metode pelaksanaan apa yang paling sesuai untuk meminimalkan risiko kerusakan selama proses konstruksi pada kondisi lokasi yang memiliki keterbatasan lahan, tanah lunak, dan muka air tanah tinggi?

1.3 Tujuan

1. Melakukan evaluasi kondisi eksisting dinding penahan tanah dan pondasi pada bangunan rumah sakit pelayanan penyakit jantung di Surabaya
2. Menyusun perencanaan ulang dinding penahan tanah dan pondasi yang mampu menahan beban tambahan konstruksi serta tetap menjaga kestabilan bangunan cagar budaya di sekitar lokasi.
3. Menentukan alternatif metode pelaksanaan konstruksi yang paling sesuai untuk meminimalkan risiko kerusakan selama pelaksanaan pekerjaan pada kondisi lokasi yang menantang.

1.4 Batasan Masalah

1. Perencanaan hanya difokuskan pada dinding penahan tanah dan pondasi bangunan rumah sakit pelayanan penyakit jantung di Surabaya, tidak membahas struktur atas (superstruktur).
2. Kondisi tanah yang digunakan dalam analisis mengacu pada data investigasi tanah yang tersedia dan melakukan korelasi terhadap parameter yang dibutuhkan.
3. Beban yang dianalisis terbatas pada beban vertikal, horizontal, serta beban konstruksi tambahan di sekitar lokasi, sesuai dengan standar perencanaan yang berlaku.
4. Metode pelaksanaan yang dibahas hanya mencakup alternatif yang sesuai dengan kondisi tanah lunak, muka air tanah tinggi, dan keterbatasan lahan, sedangkan dewatering hanya dibahas secara umum tanpa perhitungan teknis dan pemilihan sistem yang mendetail, begitu pula dengan estimasi biaya.
5. Tidak membahas dampak lingkungan atau sosial secara luas, fokus pada aspek teknis kestabilan dan keamanan struktur bawah.

1.5 Manfaat

Tugas akhir ini bermanfaat sebagai referensi dalam evaluasi dan perencanaan ulang dinding penahan tanah serta pondasi pada kondisi tanah lunak dengan muka air tanah tinggi. Hasilnya diharapkan memberi solusi desain yang aman, menjadi acuan pemilihan metode konstruksi yang tepat, serta menambah pengetahuan di bidang teknik sipil terkait perencanaan struktur bawah bangunan.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA DAN DASAR TEORI

2.1 Tanah

Menurut Das (1988), tanah diklasifikasikan menjadi kerikil, pasir, lanau, atau lempung berdasarkan ukuran partikel dominan. Parameter tanah diperlukan untuk mengetahui kekuatan tanah dalam perencanaan struktur.

2.1.1 Parameter Tanah

Data tanah yang belum diketahui ditentukan melalui analisis korelasi, dengan fokus pada konsistensi tanah berdasarkan nilai N-SPT, modulus elastisitas, rasio Poisson, dan hubungan antarparameter tersebut.

Tabel 2.1 Hubungan Nilai N-SPT dengan Parameter Tanah

<i>Cohesionless Soil</i>					
N (blows)	0-3	4-10	11-30	31-50	>50
γ (kN/m ³)	-	12-16	14-18	16-20	18-23
ϕ (°)	-	25-32	28-36	30-40	>35
State	<i>Very Loose</i>	<i>Loose</i>	<i>Medium</i>	<i>Dense</i>	<i>Very Dense</i>
Dr (%)	0-15	15-35	35-65	65-85	85-100
<i>Cohesive Soil</i>					
N (blows)	< 4	4-6	6-15	16-25	>25
γ (kN/m ³)	14-18	16-18	16-18	16-20	>20
qu (kPa)	25	20-50	30-60	40-200	>100
Consistency	<i>Very Soft</i>	<i>Soft</i>	<i>Medium</i>	<i>Stiff</i>	<i>Hard</i>

(Sumber : Bowles, 1984)

Tabel 2.2 Hubungan Jenis Tanah dengan Nilai Modulus Young

Jenis Tanah	Es (ksi)	Es (kg/cm ²)
<i>Clay</i>		
Very Soft	0.05-0.4	3-30
Soft	0.2-0.6	20-40
Medium	0.6-1.2	45-90
Hard	1-3	70-200
Sandy	4-6	300-425
Glacial Fill	1.5-22	100-1600
Loose	2-8	150-600
<i>Sand</i>		
Silty	1-3	50-200
Loose	1.5-3.5	100-250
Dense	7-12	500-1000
<i>Sand and Gravel</i>		
Dense	14-28	800-200
Loose	7-20	500-1400
Shales	20-2000	1400-14000
Silt	0.3-3	20-200

(Sumber : Bowles, 1984)

Tabel 2.3 Hubungan Jenis Tanah dengan Poisson Ratio

Material	Poisson ratio (v)
Sand	
Dense	0.3-0.4
Loose	0.2-0.25
Fine (e = 0.4-0.7)	0.25
Coarse (e=0.4-0.7)	0.15

(Sumber : Bowles, 1984)

Tabel 2.4 Tabel Korelasi Antar Parameter Tanah

compacité (G=2.7)										consolidation					
Nature des sols	Yd		e*	n	Wsat	Y'sat	K			Cv		σ		m _v = I/E	
	gr/cm ³	lb cb.ft						%	gr/cm ³	cm/s	ft/year	lugcon*	cm ² /s	ft ² /year	bars
Argiles ↗ molles ↘ moyennes	0.5	31.25	4.4	0.8	163	1.31	1 x 10 ⁻⁹	1.03 x 10 ⁻³	1 x 10 ⁻⁴	1 x 10 ⁻⁵		0.01	0.142	100	97.6
	0.6	37.5	3.5	0.78	129.6	1.38						0.05	0.71	20	19.5
	0.7	43.75	2.86	0.74	105.8	1.44	1 x 10 ⁻⁸	1.03 x 10 ⁻²	1 x 10 ⁻³	1 x 10 ⁻⁴	3.4				
	0.8	50	2.38	0.7	88	1.5				2	6.8	0.1	1.42	10	9.76
	0.9	56.25	2	0.67	74.1	1.57	1 x 10 ⁻⁷	1.03 x 10 ⁻¹	1 x 10 ⁻²	3	10.1	0.5	7.05	2	1.95
										4	13.5	1	14.2	1	0.976
	1.0	62.5	1.7	0.63	63	1.63	1 x 10 ⁻⁶	1.03	0.1	5	16.9	2	28.4	0.5	0.488
	1.1	68.75	1.45	0.59	53.9	1.69	2	2.06		6	20.3	3	42.6	0.33	0.325
	1.2	75	1.25	0.56	46.3	1.76	3	3.1		7	23.6	4	56.9	0.25	0.244
	1.3	81.25	1.08	0.52	39.9	1.82	4	4.13		8	27	5	71	0.2	0.195
	1.4	87.5	0.93	0.48	34.4	1.88	5	5.17		9	30.4	6	85.3	0.17	0.163
	1.5	93.75	0.8	0.44	29.6	1.94	6	6.2		1 x 10 ⁻³	33.8 x 10 ¹	7	99.5	0.14	0.144
	1.6	100	0.69	0.41	25.5	2.01	7	7.24				8	113	0.12	0.122

(Sumber : Biarez dalam Wahyudi, 1999)

Terdapat juga rumusan empiris yang dapat digunakan untuk menentukan beberapa parameter tanah lainnya, seperti yang ditunjukkan pada persamaan berikut ini:

a. Berat jenis tanah (Gs)

Menurut Das (2007), rumusan empiris untuk menghitung berat jenis tanah adalah sebagai berikut:

$$Gs = \gamma_d \times \frac{(1 + e)}{\gamma_w} \quad (2.1)$$

Dimana :

Gs = Berat jenis tanah

γ_d = Berat volume tanah kering (t/m³)

γ_w = Berat volume air (t/m³)

e = Angka pori

b. Kadar air (W_c)

Menurut Das (2007), rumusan empiris untuk menghitung kadar air tanah adalah sebagai berikut:

$$W_c = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_d} - 1 \quad (2.2)$$

Dimana :

W_c = Kadar air tanah (%)

γ_{sat} = Berat volume tanah jenuh (t/m^3)

γ_d = Berat volume tanah kering (t/m^3)

c. Derajat kejenuhan (S_r)

Menurut Das (2007), persamaan derajat kejenuhan adalah sebagai berikut :

$$S_r = W_c \times G_s e \quad (2.3)$$

Dimana :

S_r = Derajat kejenuhan (%)

W_c = Kadar air tanah (%)

G_s = Berat jenis tanah

e = Angka pori

d. Indeks pemampatan (C_c)

Menurut Wahyudi (2005),

$$C_c = 0,0115 \times W_c \quad (2.4)$$

Dimana :

C_c = Indeks pemampatan

W_c = Kadar air tanah

e. Indeks mengembang (C_s)

Menurut Wahyudi (2005),

$$C_s = \frac{1}{5} s.d. \frac{1}{10} C_c \quad (2.5)$$

Dimana :

C_s = Indeks mengembang

C_c = Indeks pemampatan

2.2 Tinjauan Pembebanan

Peraturan SNI 1727:2020 merupakan bagian dari pedoman perencanaan struktur yang mengatur perhitungan beban yang bekerja pada bangunan atau struktur. Standar ini penting untuk memastikan bahwa struktur mampu menahan berbagai jenis beban dengan aman sesuai dengan peraturan yang berlaku.

2.2.1 Beban Mati

Beban mati adalah beban permanen yang berasal dari berat elemen-elemen struktur itu sendiri, seperti balok, kolom, dinding, atap, dan lantai. SNI 1727:2020 mengatur cara menentukan berat bahan bangunan yang digunakan serta cara menghitung beban mati dari komponen struktur.

2.2.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah beban sementara yang berasal dari penggunaan bangunan, seperti orang, perabotan, peralatan, dan kendaraan. Beban hidup tergantung pada jenis dan penggunaan ruang dalam bangunan. Misalnya, beban di ruang kantor akan berbeda dengan beban di ruang pertemuan atau gudang. SNI 1727:2020 memberikan panduan tentang besaran beban hidup yang harus digunakan untuk setiap jenis ruang.

2.2.3 Beban Angin

SNI 1727:2020 juga mengatur perhitungan beban angin yang bekerja pada bangunan, khususnya di wilayah dengan intensitas angin tinggi. Beban angin tergantung pada tinggi bangunan, bentuk bangunan, dan kecepatan angin di lokasi proyek.

2.2.4 Beban Gempa

Pembebanan gempa diatur lebih lanjut dalam SNI 1726:2019 tentang perencanaan ketahanan gempa. Namun, SNI 1727:2020 tetap memberikan panduan dasar mengenai cara mempertimbangkan gaya-gaya gempa dalam perencanaan bangunan, terutama di wilayah yang rawan gempa. Beberapa aspek penting yang diatur adalah:

1. Faktor keutamaan gempa (I_e) dan kategori resiko struktur (I-IV)
2. Parameter gempa (S_s , S_1)
3. Kelas situs ($S_A - S_F$)
4. Koefisien situs dan parameter respons spektral gempa maksimum risiko-tertarget (MCER)
5. Spektrum respons desain
6. Kategori desain seismic/KDS (A-D)
7. Sistem struktur dan parameternya (R , C_d , Ω_o)
8. Batasan Periode Fundamental Struktur (T)
9. Geser Dasar Seismik

2.2.5 Faktor Keamanan dan Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 4.2.2, menyebutkan bahwa struktur, komponen, dan pondasi harus dirancang sedemikian rupa sehingga kekuatan desainnya sama atau melebihi efek dari beban terfaktor dalam kombinasi pembebanan dasar dan akibat pengaruh seismik, dimana kombinasi pembebanan untuk menghitung struktur atas berdasarkan metode beban ultimit menurut SNI 1726:2019 Pasal 4.2.2 meliputi:

1. Kombinasi pembebanan dasar
 - $1,4D$
 - $1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$
 - $1,2D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
 - $1,2D + 1,0W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$
 - $0,9D + 1,0W$

2. Kombinasi pembebanan dengan pengaruh beban seismik

Apabila pengaruh beban seismik yang dimaksud, $E = f(E_v, E_h)$ (pada 0 atau 0) dikombinasikan dengan pengaruh beban lainnya, maka kombinasi beban seismik yang harus digunakan adalah:

- $1,2D + 1,0E_v + 1,0E_h + 1,0L$
- $0,9D - 1,0E_v + 1,0E_h$

Keterangan:

D = Beban mati

L = Beban hidup

Lr = Beban hidup atap

R = Beban air hujan

W = Beban angin

E_v = Pengaruh beban seismik vertikal (SNI 1726:2019 Pasal 7.4.2.2)
 $= 0,2S_{DS}D$

E_h = Pengaruh beban seismik horisontal (SNI 1726:2019 Pasal 7.4.2.1)
 $= \rho Q_E$

S_{DS} = Parameter percepatan respons spektral desain pada periode pendek

ρ = Faktor redundansi

Q_E = Pengaruh gaya seismik horizontal dari V atau F_p . Jika disyaratkan dalam Pasal 7.5.3 dan Pasal 7.5.4 SNI 1726:2019, pengaruh tersebut harus dihasilkan dari penerapan gaya horizontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu sama lain.

2.3 Basement

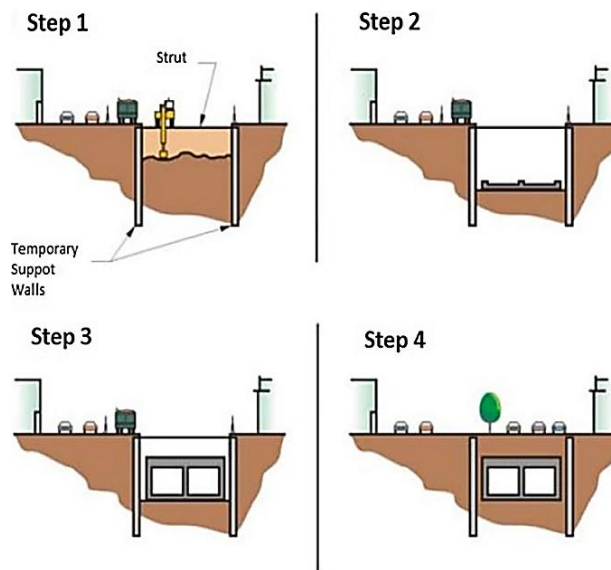
Basement adalah ruang di bawah permukaan tanah yang digunakan untuk berbagai keperluan seperti penyimpanan, ruang mekanik, garasi, atau ruang tinggal. Pembangunan basement, sebagai tahap awal konstruksi bangunan bertingkat, memerlukan metode khusus untuk memastikan akurasi biaya dan waktu, serta mempertimbangkan ketinggian air tanah, jenis tanah, drainase alami, dan akses lokasi (Rivai A. & Ahmad M. M., 2023)

2.3.1 Metode Konstruksi Basement

Untuk melaksanakan kegiatan pembangunan dengan efisien dan efektif, perlu diperhatikan beberapa hal spesifik seperti urutan pekerjaan, jenis pekerjaan, kegiatan pengangkutan vertikal, keselamatan kerja, keterbatasan lokasi, dan air tanah (Asiyanto, 2008). Faktor-faktor ini penting dalam penyusunan metode pelaksanaan. Pelaksanaan konstruksi bangunan basement dikenal dengan dua metode konstruksi, yaitu metode konstruksi konvensional (*bottom up*) dan *top down*.

1. Metode konvensional (*bottom up*)

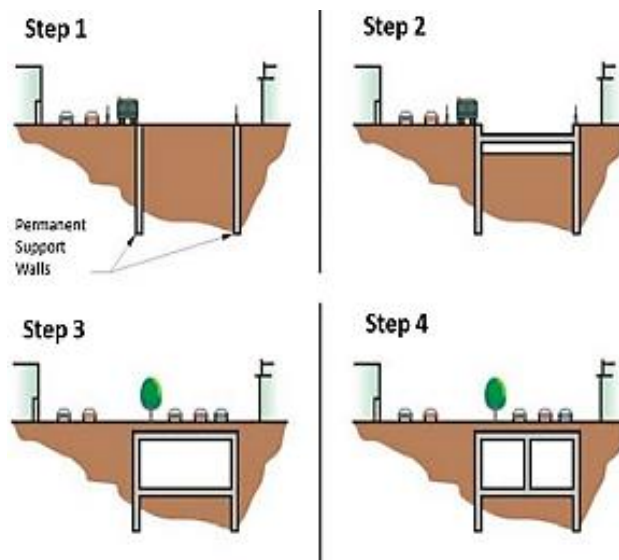
Metode konvensional, atau metode *bottom up*, adalah cara membangun struktur basement setelah seluruh pekerjaan penggalian selesai hingga elevasi yang direncanakan. Basement dibangun dari bawah ke atas menggunakan scaffolding, kolom, balok, dan slab yang dicor di tempat (Asiyanto, 2008). Urutan pekerjaan basement dimulai dari dinding penahan tanah, bored pile, dan penggalian. Muka air tanah sangat mempengaruhi pekerjaan di lapangan, sehingga diperlukan metode dewatering yang tepat sesuai kondisi lapangan.



*Gambar 2.1 Ilustrasi basement bottom up
(Sumber : Mehran Sahil, 2022)*

2. Metode *top down*

Metode *top down* adalah metode konstruksi bangunan bertingkat di mana pekerjaan struktur atas dan penggalian basement dilakukan secara bersamaan. Pengerjaan balok dan pelat lantai dimulai dari atas ke bawah, dengan struktur tersebut didukung oleh tiang baja yang disebut *king post* (Asiyanto, 2008). Metode ini digunakan untuk konstruksi terowongan dangkal di area perkotaan tanpa mengganggu lalu lintas. Dinding terowongan dibangun terlebih dahulu, diikuti oleh atap terowongan yang diikat ke dinding. Setelah selesai, permukaan tanah dipulihkan sebelum melanjutkan konstruksi (Golshani A., 2019).



*Gambar 2.2 Ilustrasi basement top down
(Sumber : Mehran Sahil, 2022)*

2.3.2 Metode Penggalian Tanah

Berdasarkan SNI 8460:2017 untuk memastikan keselamatan dalam pekerjaan galian, terutama galian dalam, penting untuk memperhatikan faktor keamanan guna menghindari kecelakaan kerja. Jika muka air tanah berada di daerah dangkal (di atas elevasi dasar galian) dan mengganggu proses penggalian, maka perlu dilakukan dewatering terlebih dahulu. Pekerjaan penggalian umumnya dibagi menjadi dua jenis:

1. Galian Terbuka Tanpa Penahan (Open Excavation):
 - Tanah digali langsung tanpa perkuatan atau penahan.
 - Biasanya memerlukan slope untuk stabilitas, sehingga membutuhkan lahan yang luas.
 - Sudut slope tergantung pada stabilitas struktur tanah. Jika tanah cukup stabil, penggalian bisa dilakukan secara tegak.
 - Untuk melindungi slope dari longsor atau erosi akibat hujan, dapat digunakan short crete (lapisan beton yang disemprotkan) atau ditutup dengan terpal atau plastik.
 - Pada galian yang luas dan dalam, alat berat seperti excavator dan dump truck digunakan. Ramp dibuat di tepi galian untuk keluar masuk alat-alat tersebut. Jika lahan cukup luas, ramp dapat dibuat dua, satu untuk jalur masuk dan satu untuk jalur keluar.
2. Galian Dengan Penahan:
 - Digunakan pada lahan yang sempit atau struktur tanah yang tidak stabil.
 - Dinding penahan dipasang sebelum penggalian dimulai.
 - Struktur penahan dapat dibuat dengan pemancangan atau pengeboran untuk membentuk dinding penahan tanah.

Secara garis besar, struktur penahan galian dibagi menjadi dua jenis:

1. Free Cantilever:
 - Struktur penahan tertancap secara bebas tanpa disokong, berfungsi sepenuhnya sebagai cantilever.
 - Menguntungkan untuk pelaksanaan bangunan basement karena lubang galian bebas dari rintangan.
 - Memerlukan struktur penahan yang kuat, sehingga untuk galian yang cukup dalam atau beban horizontal yang besar, metode ini bisa menjadi mahal karena dimensi yang besar.
2. Dengan Penyokong:
 - Digunakan ketika struktur penahan tanah dengan free cantilever tidak efisien lagi (terlalu mahal).
 - Terdapat dua cara berdasarkan letak penyokongnya:
 - a. Penyokong di dalam area galian:

Penyokong horizontal: Digunakan untuk galian yang tidak terlalu lebar, penyokong dapat langsung dari satu sisi ke sisi lainnya. Penyokong bersudut: Digunakan untuk galian yang lebar, karena penyokong langsung akan terlalu mahal.
 - b. Penyokong di luar area galian:

Suport eksternal ini menguntungkan seperti free cantilever karena area galian bersih dari rintangan. Namun, perlu dipertimbangkan apakah area di luar galian memungkinkan untuk metode ini.

2.4 Dewatering

Dewatering atau pekerjaan pengeringan bertujuan untuk mengendalikan air tanah atau permukaan agar tidak mengganggu proses konstruksi, terutama pada bagian struktur yang berada di bawah muka air (Asiyanto, 2008).

Permeabilitas adalah kemampuan air untuk mengalir melalui medium berpori. Semakin besar ruang pori, semakin besar daya rembes airnya. Permeabilitas tanah menjadi masalah utama dalam dewatering karena dari permeabilitas ini dapat dihitung banyaknya aliran air yang melalui suatu bidang luasan, sehingga dapat diketahui debit air yang harus dibuang melalui *dewatering*.

2.4.1 Open Pumping

Metode open pumping adalah teknik yang umum digunakan untuk mengumpulkan air permukaan (seperti air hujan) dan rembesan dari tepi galian, dengan tujuan membuang air keluar dari area galian. Metode ini cocok digunakan jika tanah memiliki karakteristik padat, bergradasi baik, berkoheisi, dan debit rembesan air tidak besar. Selain itu, metode ini efektif jika dapat dibuat sumur atau selokan penampung dan galian tidak terlalu dalam.



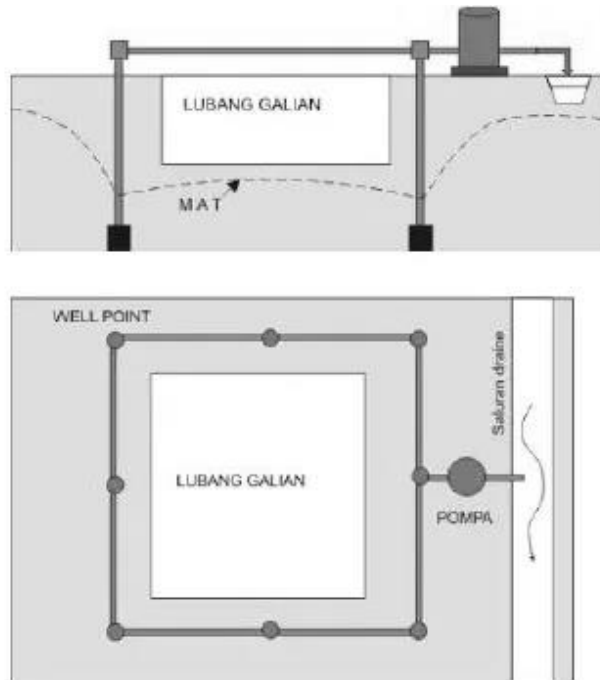
Gambar 2.3 Ilustrasi dewatering open pumping
(Sumber : Asiyanto, 2008).

2.4.2 Predrainage

Prinsip kerja predrainage adalah menurunkan muka air tanah sebelum memulai pekerjaan galian. Metode ini cocok digunakan jika tanah memiliki karakteristik sebagai berikut:

1. Tanah lepas dan berbutir seragam
2. Cadas lunak dengan banyak celah
3. Debit rembesan air cukup besar
4. Tersedia saluran pembuangan air
5. Slope tanah sensitif terhadap erosi atau mudah terjadi rotary slide

Selain itu, metode predrainage harus dipastikan tidak mengganggu atau merugikan bangunan di sekitarnya.



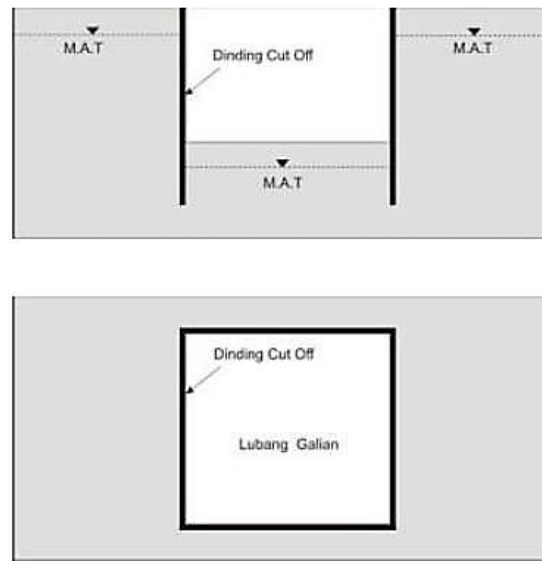
Gambar 2.4 Ilustrasi dewatering predrainage

2.4.3 Cut Off

Prinsip kerja metode cut off adalah memotong aliran air tanah menggunakan beberapa cara, seperti steel sheet pile, diaphragm wall, dan secant pile (Asiyanto, 2008). Ketiga metode ini berfungsi sebagai dinding penahan tanah sekaligus pemotong aliran air tanah. Metode cut off cocok digunakan jika:

1. Dinding cut off juga diperlukan sebagai dinding penahan tanah.
2. Gedung di sekitar lokasi sensitif terhadap penurunan muka air tanah.
3. Tidak tersedia saluran pembuangan air.

Untuk memilih metode dewatering yang tepat, perlu dilakukan pengeboran terlebih dahulu untuk mengetahui jenis tanah dan tinggi muka air tanah (water table).



Gambar 2.5 Ilustrasi dewatering cut off

2.5 Konstruksi Penahan Tanah

Menurut SNI 8460:2017, konstruksi penahan tanah berfungsi menahan tanah dan/atau air untuk mengatasi perbedaan elevasi tanah, mencegah kelongsoran, serta menahan tekanan tanah aktif, tekanan air, dan beban lainnya. Jenis konstruksi penahan tanah dapat berupa dinding penahan tanah, turap, secant pile, dan jenis lainnya. Dalam perencanaannya, harus dilakukan analisis tekanan tanah lateral yang bekerja pada konstruksi serta pemeriksaan stabilitas terhadap kelongsoran global, geser, guling, daya dukung, dan risiko heave.

2.5.1 Gaya Horizontal Tanah

Tekanan tanah horizontal atau lateral adalah gaya yang bekerja pada struktur seperti dinding penahan tanah atau pondasi bangunan, yang disebabkan oleh berat tanah dan/atau beban eksternal lainnya. Ada beberapa teori yang digunakan untuk menghitung tekanan tanah lateral, di antaranya:

1. Teori Rankine: Mengasumsikan bahwa tanah di belakang dinding penahan adalah homogen dan tidak ada gesekan antara dinding dan tanah.
2. Teori Coulomb: Menghitung tekanan tanah dengan mempertimbangkan gesekan antara dinding dan tanah serta sudut kemiringan permukaan tanah.

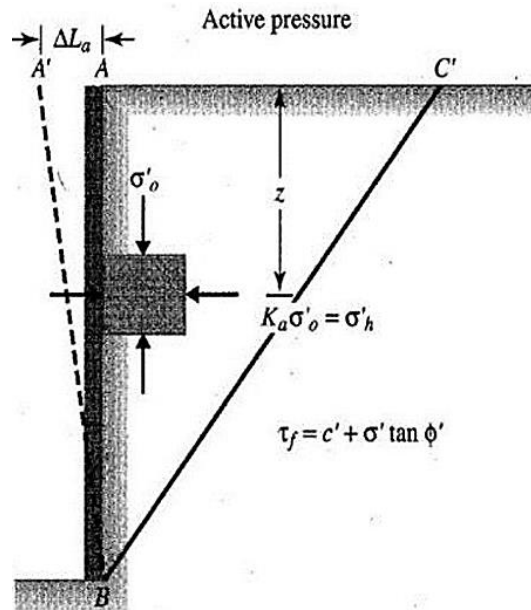
Analisis tekanan tanah lateral biasanya dilakukan saat tanah berada dalam kondisi keseimbangan plastis. Menurut Das (1993), keseimbangan plastis adalah keadaan di mana setiap titik dalam massa tanah cenderung menuju keruntuhan. Rankine (1857) telah meneliti tegangan tanah dalam kondisi keseimbangan plastis.

Tekanan tanah dapat dikategorikan menjadi :

1. Tekanan tanah aktif

Tekanan tanah aktif terjadi ketika konstruksi penahan tanah mulai bergerak menjauhi tanah. Tekanan tanah horizontal dapat dihitung dari tekanan tanah vertikal dengan mengalikan berat volume tanah dengan kedalaman yang ditinjau. Selanjutnya, tekanan

tanah tersebut dievaluasi menggunakan koefisien tanah K_a untuk mengubah tekanan tanah vertikal menjadi tekanan tanah horizontal.



Gambar 2.6 Ilustrasi tekanan tanah aktif
(Sumber : Das, 2002)

Berikut merupakan perumusan tekanan tanah aktif :

$$\sigma_a = K_a \times \gamma \times h \quad (2.9)$$

Dengan :

Permukaan tanah datar :

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.10)$$

Permukaan tanah miring :

$$K_a = \left(\frac{\cos \phi}{1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \times \sin (\phi - \delta)}{\cos \delta}}} \right)^2 \quad (2.11)$$

Dimana :

ϕ = sudut geser tanah

δ = kemiringan tanah

h = kedalaman tanah yang ditinjau

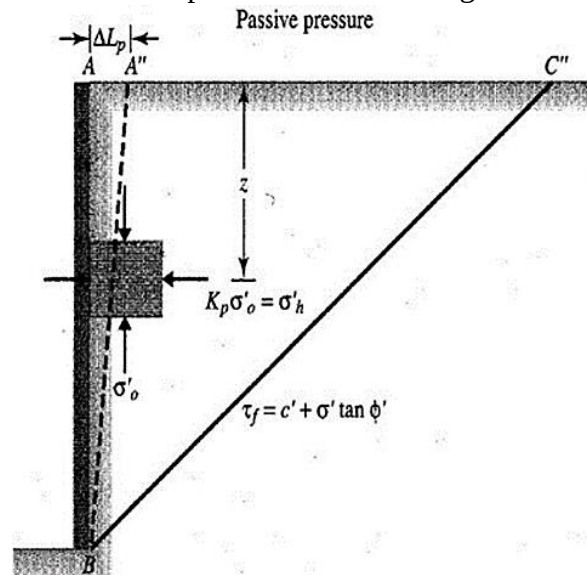
Adapula nilai kohesi sebagai besar lekatan antara butiran tanah yang berpengaruh dalam mengurangi tekanan tanah aktif. Nilainya yaitu sebesar $2c\sqrt{K_a}$ dengan c merupakan nilai kohesi tanah.

Sehingga perumusannya menjadi :

$$\sigma_a = K_a \times \gamma \times h - 2c\sqrt{K_a} \quad (2.12)$$

2. Tekanan tanah pasif

Tekanan tanah pasif terjadi ketika konstruksi penahan tanah terdorong ke arah tanah yang ditahan. Arah tekanan tanah pasif berlawanan dengan arah tekanan tanah aktif.



Gambar 2.7 Ilustrasi tekanan tanah pasif
(Sumber : Das, 2002)

Berikut merupakan perumusan tekanan tanah aktif :

$$\sigma_p = K_p \times \gamma \times h \quad (2.13)$$

Dengan :

Permukaan tanah datar :

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.14)$$

Permukaan tanah miring :

$$K_p = \left(\frac{\cos \phi}{1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \times \sin (\phi + \delta)}{\cos \delta}}} \right)^2 \quad (2.15)$$

Dimana :

ϕ = sudut geser tanah

δ = kemiringan tanah

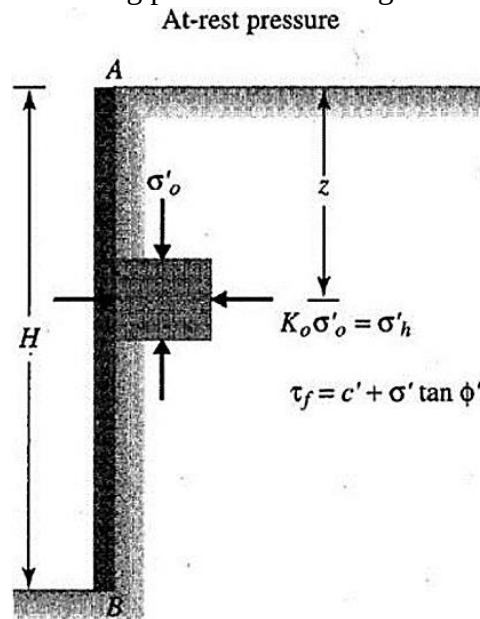
h = kedalaman tanah yang ditinjau

Adapula nilai kohesi sebagai besar lekatan antara butiran tanah yang berpengaruh dalam mengurangi tekanan tanah aktif. Nilainya yaitu sebesar $2c\sqrt{K_p}$ dengan c merupakan nilai kohesi tanah. Sehingga perumusannya menjadi :

$$\sigma_p = K_a \times \gamma \times h + 2c\sqrt{K_p} \quad (2.16)$$

3. Tekanan tanah diam

Tekanan tanah diam terjadi ketika konstruksi penahan tanah tidak mengalami pergerakan. Ini terjadi saat dinding penahan tidak bergerak sama sekali.



Gambar 2.8 ilustrasi tekanan tanah diam

Berikut merupakan perumusannya :

$$K_o = 1 - \sin \emptyset \quad (2.17)$$

$$\sigma_o = K_o \times \gamma \times h \quad (2.18)$$

Dimana :

K_o = koefisien tekanan tanah saat diam

σ_o = tegangan tanah horizontal tanah saat diam

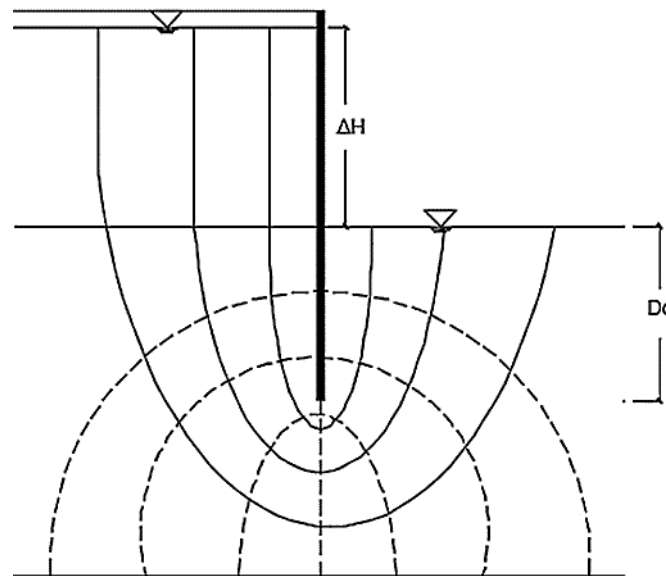
$\emptyset$ = sudut geser tanah

Menurut Padfield dan Mair (1984), untuk masalah struktur galian, komponen utama yang menyebabkan keruntuhan konstruksi dinding penahan tanah adalah tekanan tanah aktif. Oleh karena itu, tekanan tanah aktif dari Caquot-Kerisel lebih sesuai digunakan untuk analisis dan perencanaan karena model Caquot-Kerisel lebih mendekati kondisi keruntuhan aktual. Teori tekanan tanah aktif Coulomb tidak terlalu berbeda dengan teori Caquot-Kerisel dan masih dapat

digunakan dalam analisis dan perencanaan. Namun, jika diinginkan perencanaan yang lebih konservatif, koefisien tekanan tanah aktif Rankine sebaiknya digunakan dalam analisis dan perencanaan.

2.5.2 Bahaya Heave

Heave adalah fenomena di mana tanah di bawah konstruksi mengembang, biasanya karena perubahan kadar air, yang menyebabkan pergerakan vertikal pada struktur di atasnya. Maka, kedalaman konstruksi penahan tanah yang ditanam perlu diperhitungkan berdasarkan keamanan terhadap aliran air. Perbedaan elevasi antara daerah aktif dan pasif menyebabkan pergerakan air menuju elevasi daerah pasif, di mana air mencari daerah bebasnya.



Gambar 2.9 Ilustrasi heave
(Sumber : Kurniawan, 2017)

Oleh karena itu, perencanaan kedalaman konstruksi penahan tanah harus memperhitungkan jarak pergerakan air untuk menemukan daerah bebasnya. Kedalaman konstruksi penahan tanah dapat dihitung dengan menggunakan rasio nilai gradien hidrolis dengan gradien hidro kritis.

Berikut merupakan perumusannya (Kurniawan, 2017) :

$$i \text{ (gradien hidrolis)} \times SF < i_w \text{ (gradien hidrolis)}$$

$$\left(\frac{0.5 \times \Delta h}{D_c} \right) \times 1,2 < \left(\frac{\gamma'}{\gamma_w} \right) \quad (2.19)$$

Dimana :

Δh = selisih antara dasar galian dengan kedalaman muka air tanah

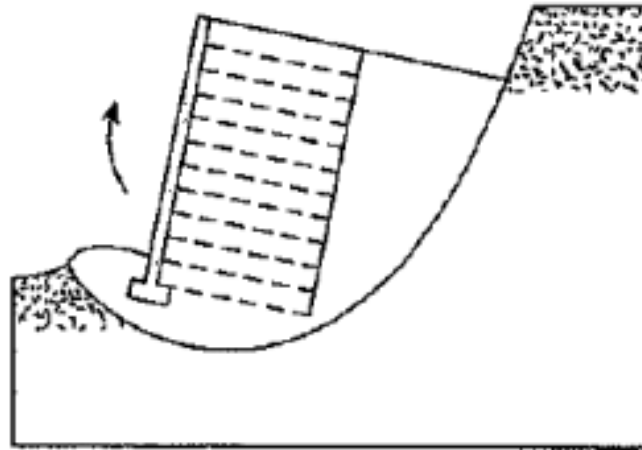
D_c = kedalaman pemasangan konstruksi penahan tanah

γ' = berat jenis efektif tanah

γ_w = berat jenis air

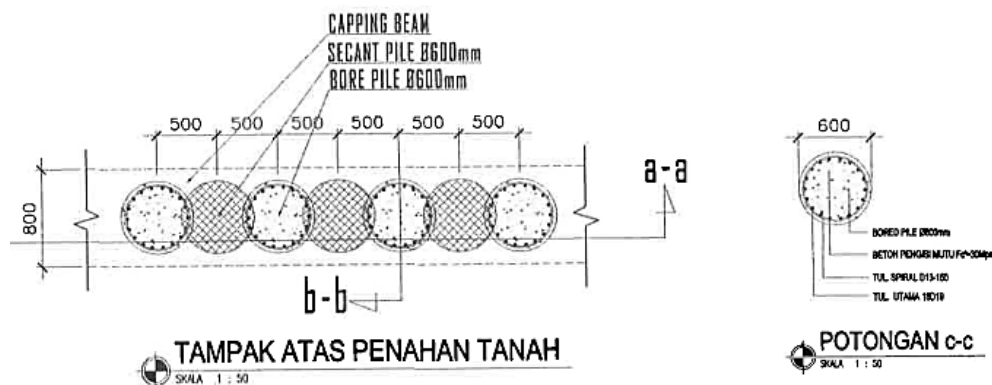
2.5.3 Overall Stability

Konstruksi penahan tanah juga perlu dilakukan kontrol terhadap kondisi keseluruhan tanah di belakang, tanah di depan serta konstruksinya sendiri. Analisis overall stability dapat dilakukan dengan menggunakan program bantu geoteknik yaitu Geo5 ataupun Plaxis. Berikut merupakan gambaran overall stability pada konstruksi penahan tanah.



Gambar 2.10 Ilustrasi overall stability
(Sumber : Shin E., 2011)

2.5.4 Secant Pile



Gambar 2.11 Secant pile
(Sumber : Data proyek)

Secant pile merupakan salah satu tipe konstruksi penahan tanah yang biasanya langsung dilakukan pengecoran beton ditempat. Perencanaan secant pile dapat dilakukan pada lahan yang sempit namun galian bawah tanahnya tetap bisa maksimal. Secant pile ini bisa digunakan pada kondisi tanah yang muka airnya cukup tinggi. Berikut merupakan gambaran dari konstruksi secant pile.

Struktur secant pile tersusun atas dua tipe pile yang rapat dan saling mengisi, yaitu primary pile yang materialnya terbuat dari campuran beton tanpa tulangan dengan bentonite dan secondary pile yang materialnya terbuat dari beton bertulang dengan mutu yang lebih kuat. Pengecoran primary pile ini dilakukan terlebih dahulu sebelum pengecoran secondary pile.

Adapun keuntungan dan kerugian dari struktur secant pile sebagai dinding penahan tanah adalah sebagai berikut :

Keuntungan dari struktur secant pile :

- Tidak memerlukan lahan yang luas untuk pemasangan selama masa konstruksi.
- Tidak menimbulkan kebisingan suara bagi lingkungan sekitar
- Dapat dipasang pada kondisi tanah yang sulit seperti batuan

Kerugian dari struktur secant pile :

- Perlu dilakukan finishing lagi jika akan digunakan sebagai basement.

Perencanaan pada struktur secant pile dilakukan seperti pada struktur bored pile baik perencanaan diameter maupun penulangannya. Atau dapat digunakan program bantu spColumn untuk mendesain tulangan pada struktur penahan tanah secant pile.

2.6 Pondasi Dalam

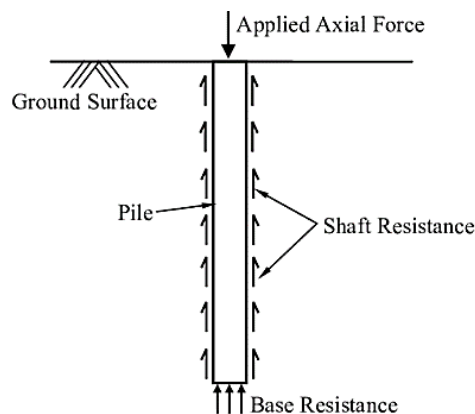
Pondasi dalam biasanya direncanakan untuk menahan beban konstruksi yang besar, terutama ketika kondisi tanah keras berada pada kedalaman yang sangat dalam. Pondasi ini memastikan stabilitas dan kekuatan struktur dengan menyalurkan beban ke lapisan tanah yang lebih stabil dan kuat.

2.6.1 Daya Dukung Pondasi

Daya dukung pondasi dalam, seperti pondasi tiang, dapat dijelaskan melalui mekanisme transfer beban. Mekanisme ini melibatkan dua komponen utama:

1. Daya Dukung Ujung (End Bearing):
Beban dari struktur ditransfer ke tanah keras atau batuan di ujung tiang. Ini terjadi ketika ujung tiang mencapai lapisan tanah yang sangat kuat dan stabil.
2. Daya Dukung Gesekan (Skin Friction):
Beban ditransfer melalui gesekan antara permukaan tiang dan tanah di sekitarnya. Ini terjadi sepanjang panjang tiang yang tertanam di dalam tanah.

Kombinasi dari kedua mekanisme ini menentukan total daya dukung pondasi tiang. Pemilihan jenis pondasi dalam dan metode instalasinya sangat bergantung pada kondisi tanah dan beban yang harus ditahan.



Gambar 2.12 Ilustrasi daya dukung pondasi

2.6.2 Metode Meyerhof dan Bazaraa

Penggunaan data SPT dari pengujian lapangan tidak bisa digunakan langsung dalam perencanaan daya dukung pondasi dalam, sehingga perlu adanya koreksi terhadap data tersebut. Berikut merupakan perhitungan koreksi data SPT:

1. Koreksi terhadap muka air tanah (MAT)

Untuk tanah pasir halus, pasir berlanau dan pasir berlempung yang berada dibawah muka air tanah dengan $N > 15$, nilai N dikoreksi dengan persamaan berikut ini lalu diambil nilai yang terkecil. Berikut merupakan persamaan terhadap koreksi nilai N .

$$N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N - 15) \quad (2.20)$$

$$N_1 = 0,6 N \quad (2.21)$$

Untuk tanah lempung, lanau dan pasir kasar dengan nilai $N \leq 15$, maka tidak perlu dikoreksi sehingga $N_1 = N$

2. Koreksi terhadap tekanan overburden dari tanah

Hasil koreksi sebelumnya (N_1) masih perlu dikoreksi lagi terhadap pengaruh tekanan vertikal efektif pada lapisan tanah dimana harga N tersebut didapatkan dengan menggunakan persamaan berikut (Bazaraa, 1967) :

Jika $\sigma'_0 \leq 7,5 \text{ ton/m}^2$

$$N_2 = \frac{4N_1}{1 + 0,4 \sigma'_0} \quad (2.22)$$

Jika $\sigma'_0 > 7,5 \text{ ton/m}^2$

$$N_2 = \frac{4N_1}{3,25 + 0,1 \sigma'_0} \quad (2.23)$$

Ketentuan nilai N_2 harus kurang dari atau sama dengan dari $2N_1$ ($N_2 \leq 2N_1$). Tetapi apabila nilai koreksi yang didapat yaitu $N_2 > 2N_1$, maka digunakan $N_2 = 2N_1$.

Nilai daya dukung dapat dihitung dengan rumus :

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s \quad (2.24)$$

$$Q_{ult} = Cn_{ujung} \times A + \sum C l_i \times A s_i$$

Dengan :

$Cn_{ujung} = 40\bar{N}$ (ton/m²);

$\bar{N}$ = nilai rata-rata N_2 dari 4D dibawah ujung hingga 8D diatas ujung tiang

$C l_i$ = fsi = hambatan geser selimut tiang pada segmen i

= $N/2$ untuk tanah lempung/lanau

= $N/5$ untuk tanah pasir

$A s_i$ = luas selimut tiang pada tiap lapisan i

= $O_i \times h_i$ dengan O_i adalah keliling pondasi tiang.

2.6.3 Metode Luciano Decourt

Seperti halnya metode Meyerhof dan Bazaraa, metode ini juga memerlukan koreksi terhadap nilai SPT dari pengujian lapangan. Terdapat dua jenis koreksi N_{spt} : pertama, koreksi terhadap MAT yang mengikuti metode Meyerhof dengan menggunakan rumus empiris dari Terzaghi; kedua, koreksi terhadap tegangan overburden yang menggunakan faktor koreksi dari Seed dan rekan-rekannya.

$$N_1 = C_N \times N \quad (2.25)$$

Dengan :

N = nilai N -SPT

C_N = koefisien koreksi yang tergantung dari harga tekanan overburden dari tanah yang memperhatikan Tabel berikut.

Tabel 2.5 Hubungan Tekanan Overburden Tanah dengan Koefisien Koreksi Nilai N-SPT

σ'_v (t/m ²)	3	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
C_N	1.6	1.22	0.95	0.78	.65	0.57	0.5	0.45	0.42	0.4	0.39

(Sumber : Wahyudi,1999)

Dimana koreksi terhadap MAT dengan koreksi terhadap overburden tidak dapat digabung, melainkan hanya digunakan salah satu koreksi saja yang dianggap paling menentukan atau kritis.

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s \quad (2.26)$$

$$Q_{ult} = \alpha(N_p \times K) \times A_p + \beta \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_s$$

Dimana :

N_p = Harga rata-rata SPT disekitar 4D diatas hingga 4D dibawah dasar pondasi
(D = diameter)

K = Koefisien karakteristik tanah :

12 t/m² = 117,7 kPa, untuk lempung

20 t/m² = 196 kPa, untuk lanau berlempung

25 t/m² = 245 kPa, untuk lanau berpasir

40 t/m² = 392 kPa, untuk pasir

A_p = Luas penampang dasar tiang

N_s = Harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam dengan batasan : $3 \leq N \leq 50$

α = Koefisien dasar tiang

Tabel 2.6 Koefisien Dasar Tiang (α)

Pile Soil	Driven Pile	Bored Pile	Bored Pile (Bentonite)	Contunious Hollow Auger	Root Piles	Injected Piles (high pressure)
Clay	1	0.85	0.85	0.3	0.85	1
Intermediate Soil	1	0.6	0.6	0.3	0.6	1
Sands	1	0.5	0.5	0.3	0.5	1

(Sumber : Decourt dkk 1996 dalam Afriyanto, 2014)

β = Koefisien selimut tiang

Tabel 2.7 Koefisien Selimut Tiang (β)

Pile Soil	Driven Pile	Bored Pile	Bored Pile (Bentonite)	Contunious Hollow Auger	Root Piles	Injected Piles (high pressure)
Clay	1	0.8	0.9	1	1.5	3
Intermediate Soil	1	0.65	0.75	1	1.5	3
Sands	1	0.5	0.65	1	1.5	1

(Sumber : Decourt dkk 1996 dalam Afriyanto, 2014)

2.6.4 Metode Nakazawa

Perhitungan kapasitas dukung menurut Nakazawa diperoleh dengan menjumlahkan daya dukung pada ujung tiang dan tahanan geser pada tiang (Kazuto Nakazawa, 2000). Daya dukung pada ujung tiang sangat bergantung pada jenis lapisan tanah yang tertanam, sedangkan gaya geser pada dinding tiang dipengaruhi oleh tipe tiang serta karakteristik tanah di sekelilingnya. Rumus yang digunakan untuk menghitung daya dukung adalah:

$$R_u = (q_d \cdot A + U \cdot \sum l_i \cdot f_i) \quad (2.27)$$

Dimana,

R_u = Daya dukung ultimate

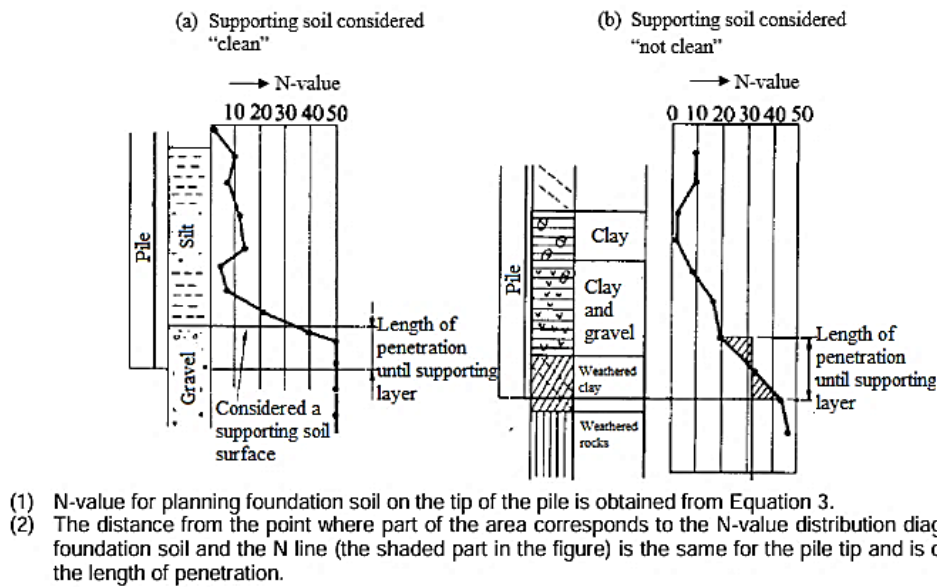
q_d = Tekanan tanah efektif pada ujung tiang

A = Luas penampang tiang

U = Perimeter tiang

l_i = Panjang elemen geser

f_i = Tahanan geser pada elemen



Gambar 2.13 Penentuan panjang penetrasi ekuivalen pada lapisan tanah pendukungnya (Sosrodarsono dan Nakazawa, 2000)

Nilai gesekan maksimum (f_i) pada lapisan tanah ditentukan oleh jenis tiang dan karakteristik tanah sekitarnya, sebagaimana ditunjukkan pada Tabel 2.8-4. Sementara itu, nilai C , yang menggambarkan kohesi tanah di area pondasi sekitar tiang pancang, diasumsikan sebesar $0,5 q_u$ (dengan q_u merujuk pada kekuatan kompresi tidak terbatas).

Tabel 2.8 Intensitas nilai friksi pada tiang (Sosrodarsono dan Nakazawa, 2000)

Foundation soil	Pile type	
	Precast	Cast in-situ
Sandy soil	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{2} (\leq 12)$
Cohesive soil	c or $N (\leq 12)$	$\frac{c}{2}$ or $\frac{N}{2} (\leq 12)$

Kapasitas dukung ujung tiang ditentukan oleh sifat tanah kohesif. Dalam perhitungan ini, metode Nakazawa diterapkan dengan menggunakan koefisien yang berkisar antara 20 hingga 30, dan nilai Q_s serta Q_p dihitung berdasarkan persamaan berikut.

2.6.5 Daya Dukung Pondasi dalam Kelompok

Daya dukung ultimate pondasi tiang dalam kelompok ditinjau dari end bearing piles dan friction piles. Dalam kategori end bearing, daya dukung ultimate pondasi tiang bisa didapatkan dengan menganggap daya dukung satu tiang yang didapatkan dikali dengan banyaknya pondasi tiang yang dibutuhkan. Dalam kategori ini, daya dukung ultimate pondasi tiang dihitung dengan mengalikan daya dukung satu tiang dengan jumlah pondasi tiang yang diperlukan. Ini berarti bahwa total daya dukung kelompok tiang bergantung pada kemampuan masing-masing tiang untuk menahan beban. Sementara itu, untuk kategori friction piles, daya dukung ultimate melibatkan faktor reduksi yang diperoleh dari perumusan tertentu. Faktor ini mempertimbangkan interaksi antara tiang dan tanah di sekitarnya.

Converse-Labarre menurut Poulus dan David :

$$Eff = 1 - \arctan \frac{D}{S} \times \left(\frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n} \right) \quad (2.27)$$

Los Angeles :

$$Eff = 1 - \frac{D}{\pi \times s \times n \times m} \times \left(n(m-1) + m(n-1) + \sqrt{2(n-1)(m-1)} \right) \quad (2.28)$$

Seiler-Keeney :

$$Eff = \left(1 - \frac{36 S}{75 S^2 - 7} \times \left(\frac{m+n-2}{m+n-1} \right) \right) + \frac{0.3}{m+n} \quad (2.29)$$

Dimana :

Eff = faktor reduksi

D = diameter pondasi tiang

S = jarak antar pusat pondasi tiang

m = jumlah baris pondasi tiang

n = jumlah kolom pondasi tiang

Maka perhitungan daya dukung tiang dalam kelompok adalah sebagai berikut :

$$Q_K = n \times P_{ijin} \times Eff \quad (2.30)$$

Dimana :

Q_k = daya dukung pondasi tiang dalam kelompok

n = jumlah pondasi tiang

P_{ijin} = daya dukung ijin tiang tunggal

Eff = efisiensi tiang dalam kelompok

Beban yang Diterima Tiang pada perencanaan pondasi tiang dalam kelompok, terdapat kondisi dimana 1 tiang memikul beban maksimum maupun sebaliknya. Berikut merupakan perhitungan besar gaya yang bekerja pada tiap 1 tiang dalam kelompok :

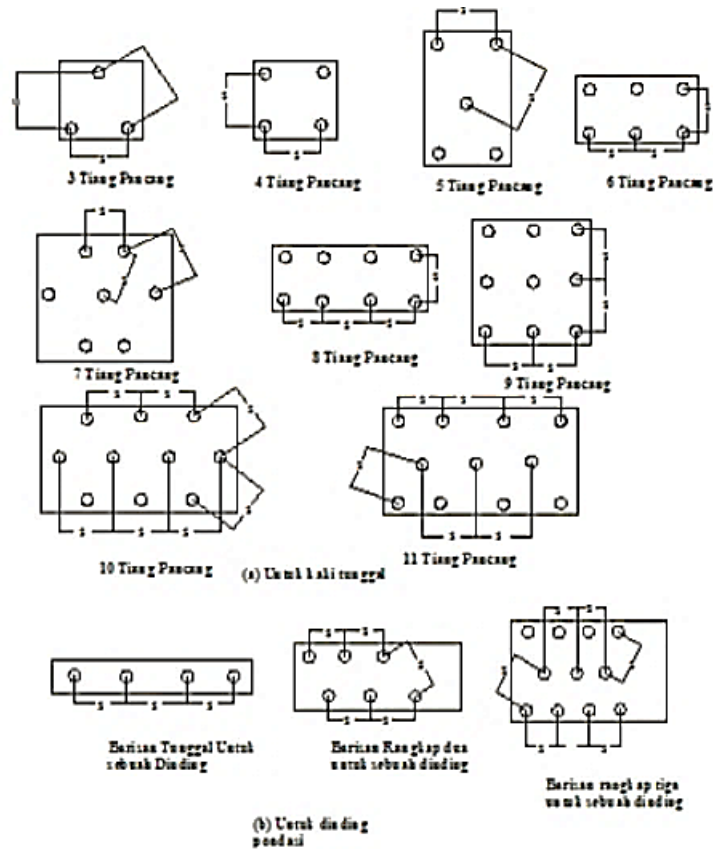
$$P_{maks,min} = \frac{V}{n} \pm \frac{M_Y \times X}{\sum X^2} \pm \frac{M_X \times Y}{\sum Y^2} \quad (2.31)$$

Dimana :

V = beban struktur

n = jumlah tiang

Konfigurasi dan jarak tiang memengaruhi dimensi pile cap. Jika jarak terlalu lebar, ukuran pile cap dan volume beton akan membesar sehingga biaya meningkat. Oleh karena itu, penyusunan tiang harus diatur optimal agar penggunaan material lebih efisien.



Gambar 2.14 Konfigurasi tiang

(Sumber : Bowless, 1991).

Penurunan tiang dalam kelompok yang dihitung dalam kelompok tiang pada tanah lempung disebut dengan penurunan konsolidasi yang dirumuskan oleh Terzaghi sebagai berikut :

$$S_c = \frac{Cc \times H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \right) \quad (2.32)$$

Dimana :

S_c = penurunan/pemampatan konsolidasi lapisan tanah yang ditinjau.

H = tebal lapisan tanah

e_0 = angka pori

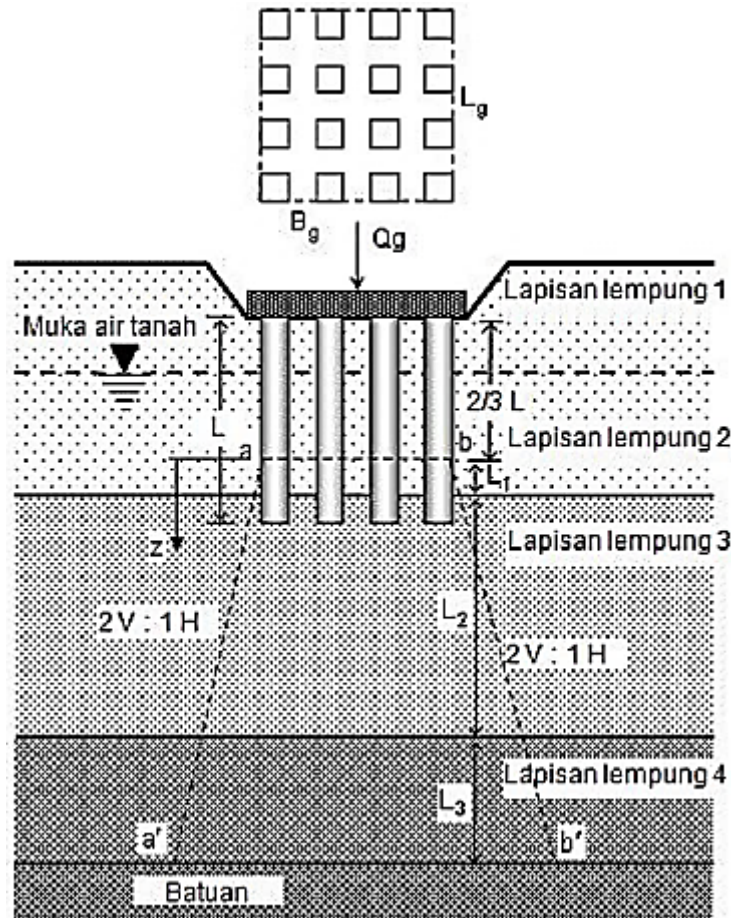
C_c = indeks kompresi (compression index)

σ'_0 = tegangan overburden efektif

$\Delta\sigma$ = besar penambahan tegangan vertikal pada titik yang ditinjau akibat penambahan beban luar.

Penurunan konsolidasi menurut Terzaghi memiliki 2 kriteria yaitu :

1. Pondasi tiang dalam grup akan mengalami konsolidasi dimulai dari kedalaman $\frac{2}{3} L$ dari bagian atas tiang seperti pada gambar berikut,



Gambar 2.15 Penurunan pada pondasi tiang dalam kelompok

2. Beban (Q_g) mengalami distribusi tegangan dengan kemiringan garis yang ada pada Gambar 2.10 menggunakan perbandingan 2:1 (2 vertikal : 1 horizontal) dengan peningkatan tegangan ($\Delta\sigma$) pada bagian tengah di tiap lapisan tanah.

$$\Delta\sigma = \frac{Q_g}{(B_g + z_i)(L_g + z_i)} \quad (2.33)$$

Dimana :

B_g & L_g = lebar dan panjang kelompok tiang

z_i = jarak dari $z = 0$ sampai bagian tengah lapis i

Ketebalan poer dapat dihitung dengan menggunakan perumusan yang sama dengan perencanaan ketebalan pondasi yang diatur dalam SNI 2847:2019.

2.6.6 Kontrol Pondasi Tiang

Tiang Kekuatan bahan dari pondasi tiang juga perlu dikontrol terhadap beban yang akan diterima oleh pondasi. Kontrol kekuatannya dapat melalui nilai momen crack bahan dari

pondasi tiang dengan nilai momen yang akan terjadi akibat beban luar. Nilai momen crack didapatkan dari analisis perhitungan program bantu spColumn atau perhitungan manual.

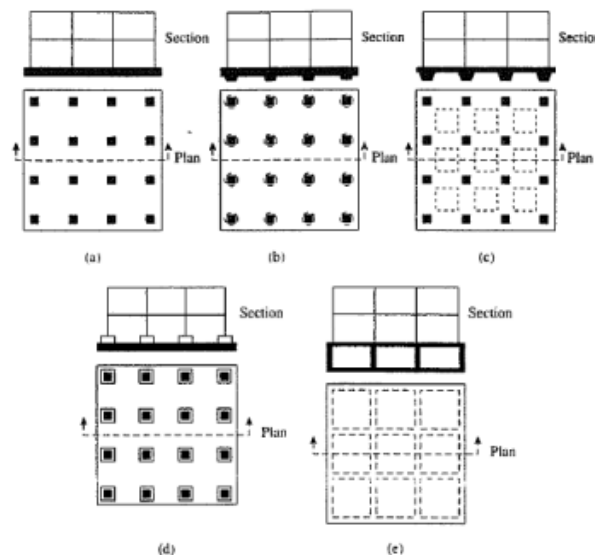
$$M_{Pondasi\ Tiang} < M_{Crack} \quad (2.34)$$

2.7 Raft Foundation

Pondasi raft, juga dikenal sebagai pondasi tikar (mat foundation), adalah jenis pondasi dangkal di mana seluruh konstruksinya dibangun di atas lantai beton yang luas. Pondasi ini digunakan untuk mendistribusikan beban struktur secara merata ke tanah di bawahnya, sehingga cocok untuk tanah dengan daya dukung rendah atau ketika beban struktur sangat besar. Oleh karena itu, pemilihan metode konstruksi yang tepat sangat penting. Karena volume beton yang besar, pengendalian thermal terhadap panas yang dihasilkan oleh hidrasi semen sangat diperlukan. Bagian beton di permukaan mendingin lebih cepat karena pelepasan panas ke udara, yang menyebabkan kontraksi dan kekangan terhadap pengembangan volume beton bagian dalam yang masih panas.

Hal-hal yang perlu diperhatikan saat pengerjaan pondasi rakit meliputi:

1. Pengecoran beton yang dilakukan secara berkelanjutan.
2. Pemilihan jenis dan kapasitas peralatan yang memadai.
3. Ketersediaan tenaga kerja pengecoran.
4. Urutan pengecoran yang tepat untuk menghindari cold joint.
5. Manajemen lalu lintas yang baik selama pekerjaan berlangsung.
6. Pengendalian thermal dengan pemasangan thermocouple wire untuk memonitor suhu beton.



Gambar 2.16 Pondasi raft / pondasi tikar

Secara umum, pondasi dangkal adalah pondasi yang memiliki perbandingan antara kedalaman dengan lebar kurang dari empat. Jika perbandingan antara kedalaman dengan lebar pondasi lebih besar dari empat, maka pondasi tersebut diklasifikasikan sebagai pondasi dalam (Das, 1993).

2.7.1 Ketebalan Pelat Pondasi

Mengacu pada SNI 2847:2019, ketebalan pelat pondasi harus memenuhi ketentuan tertentu untuk memastikan kekuatan dan stabilitas struktur.

2.7.2 Kontrol Uplift

Untuk mengontrol uplift pada pelat pondasi (raft atau pilecap), kita perlu meninjau bagian bawah pelat terhadap gaya angkat tanah. Persamaan yang digunakan untuk menghitung gaya angkat ini biasanya melibatkan parameter-parameter seperti berat pelat, beban yang diterima, dan tekanan air tanah.

$$Fb = \frac{W_{struktur} + \frac{Q_s}{3}}{H_w \times \gamma_w \times A} \quad (2.39)$$

Dimana :

Fb = faktor keamanan terhadap gaya angkat $\geq 1,2$

$W_{struktur}$ = berat struktur di atas tanah galian

Q_s = skin friction dinding penahan tanah

$$= q_{si} \times A_{si} = \sum_{i=0}^n (N_{si} + 1) \times A_{si}$$

(Luciano DeCourt, 1982) dalam Kurniawan (2017)

H_w = tinggi muka air tanah

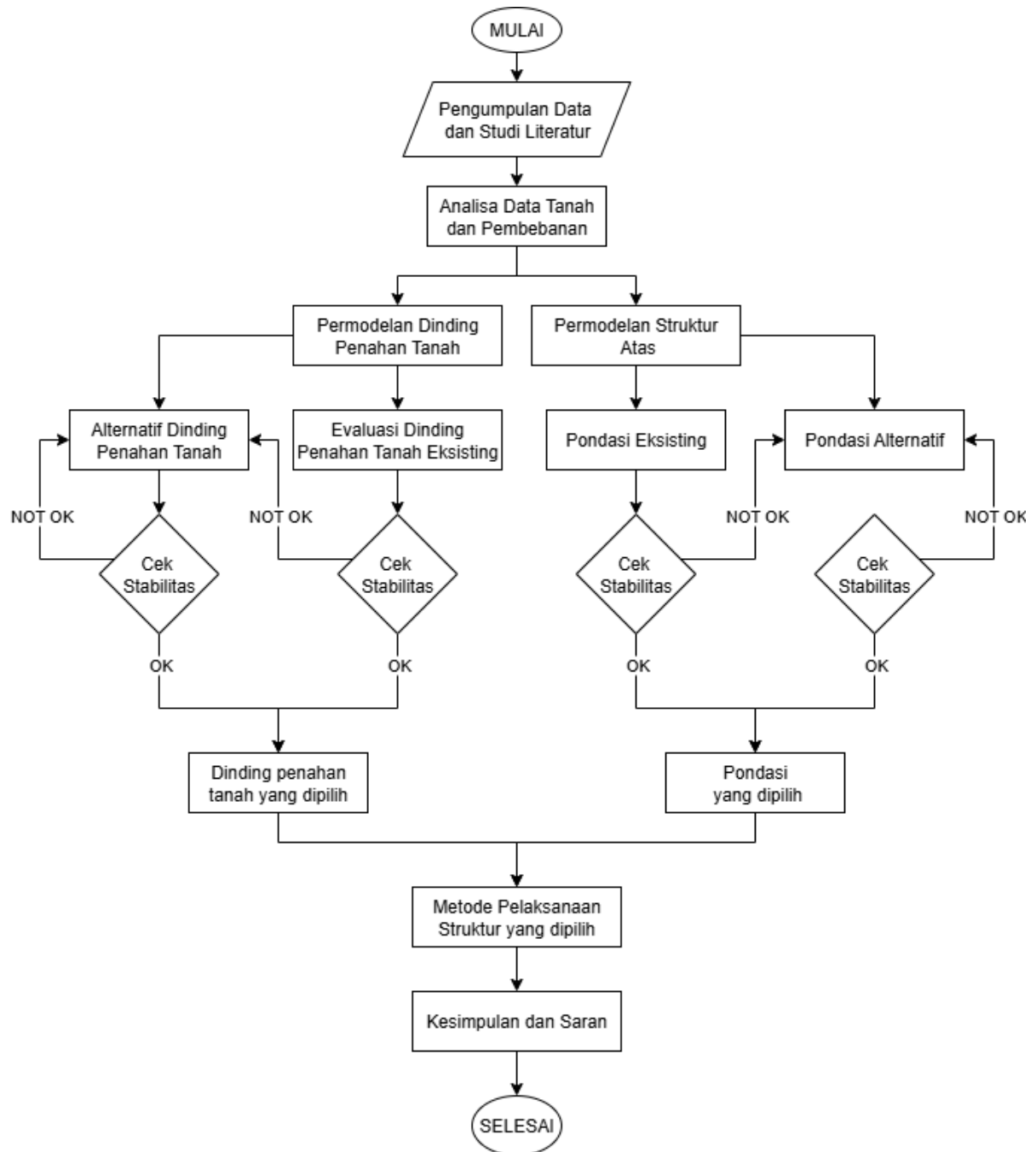
γ_w = berat jenis air tanah

A = luas pelat pondasi

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB 3 METODE PENELITIAN

3.1.1 Diagram Alir Penelitian



Gambar 3.1 Diagram Alir Penelitian

3.2 Pengumpulan Data dan Studi Literatur

Pengumpulan data adalah sebuah proses untuk mengidentifikasi sekaligus menentukan data apa saja yang diperlukan. Dalam prakteknya kemungkinan pengumpulan data yang diperlukan perlu diasistensikan lagi dengan dosen atau ahli saat proses pengerjaan Tugas Akhir. Data yang digunakan pada tugas akhir ini yaitu berupa data dan informasi terkait informasi terkait Gedung Rumah Sakit Surabaya, meliputi data struktur dan spesifikasi material. Seluruh data diperoleh melalui pihak Perencana. Data tersebut selanjutnya dimodelkan secara tiga dimensi dan perhitungan struktur yang disesuaikan dengan masing-masing SNI.

3.2.1 Data Umum

Data bangunan yang ditinjau pada proyek akhir ini sebagai berikut.

- Nama gedung : Gedung Pelayanan Jantung
- Lokasi gedung : Jl. Indrapura No. 17, Krembangan, Surabaya, Jawa Timur
- Fungsi bangunan : Fasilitas kesehatan (Rumah Sakit)
- Tipe bangunan : Rumah sakit (Kategori risiko IV)
- Jumlah lantai : 10 Lantai, 1 Lantai basement, R. Mesin, Lantai Helipad, Lantai atap
- Bentang memanjang : 58,65 meter
- Bentang melintang : 45 meter
- Tinggi gedung : 57 meter
- Struktur : Beton bertulang
- Jenis tanah : Tanah lunak
- Data material :
 - Mutu beton : 35 Mpa
 - Mutu tulangan ulir : 420 Mpa
 - Mutu tulangan polos : 280 Mpa

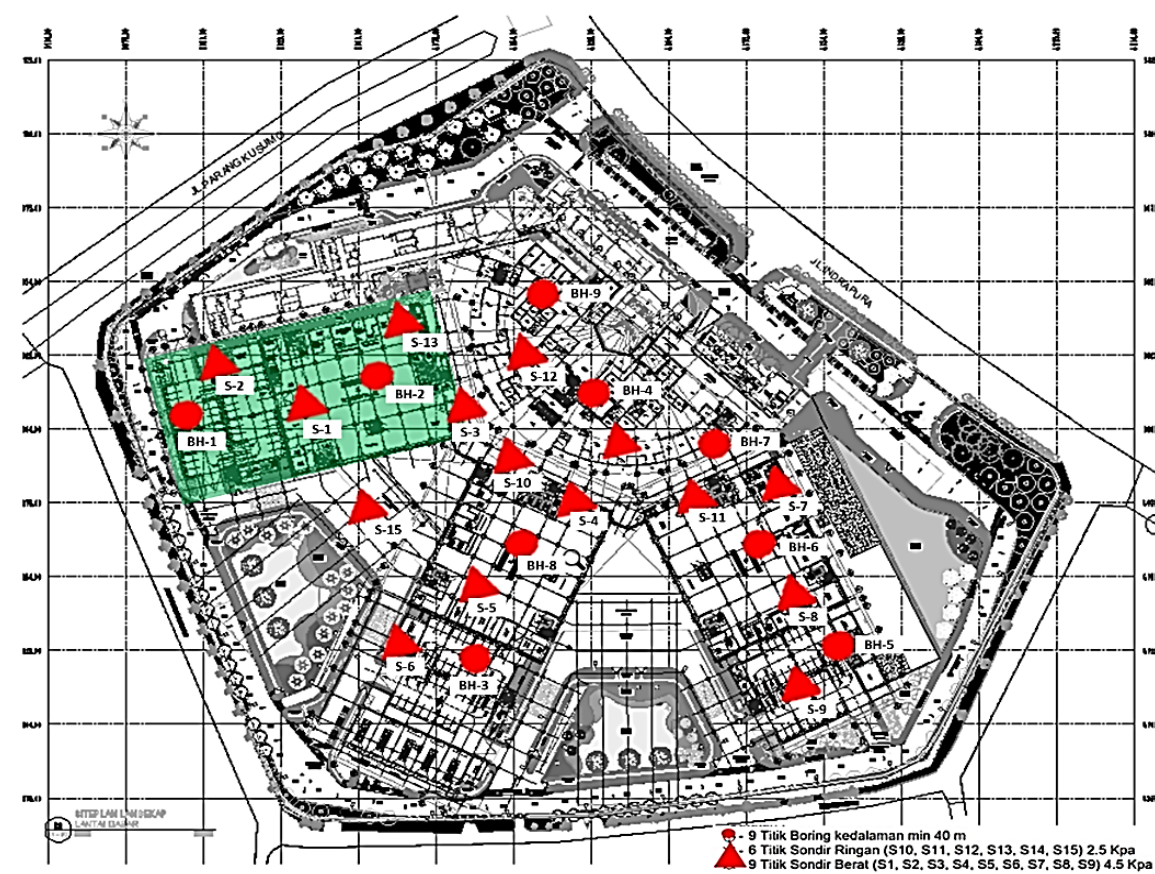
Data yang digunakan

- *Shop drawing*
- Laporan data tes tanah
- Brosur spesifikasi *pile*

3.2.2 Data Tanah

Data tanah yang digunakan dalam perencanaan ini berasal dari hasil uji laboratorium serta penyelidikan lapangan berupa data borehole (BH) dan cone penetration test (sondir). Penyelidikan tanah dilakukan di beberapa titik, sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 3.2. Lokasi Gedung Pelayanan Jantung Rumah Sakit di Surabaya ditunjukkan dengan arsiran berwarna hijau pada gambar tersebut.

Berdasarkan posisi bangunan tersebut, data yang digunakan dalam analisis ini difokuskan pada titik-titik penyelidikan yang paling merepresentasikan kondisi tanah di lokasi pembangunan, yaitu BH-1, BH-2, S-1, S-2, dan S-13. Selanjutnya, hasil lengkap dari penyelidikan tanah tersebut ditampilkan pada Gambar 3.3, Gambar 3.4, dan Gambar 3.5.



Gambar 3.2 Lokasi Titik Pengeboran
(Sumber : Data Proyek)

Berdasarkan hasil uji Standard Penetration Test (N-SPT) di lapangan, jenis tanah di lokasi pembangunan diklasifikasikan sebagai tanah lempung lanauan. Tanah ini termasuk dalam klasifikasi C sesuai dengan kategori klasifikasi tanah pada SNI 1726:2019. Hasil pengujian menunjukkan bahwa tanah tersebut memiliki karakteristik tanah lunak (Soft Earth, SE), yang ditunjukkan oleh nilai perbandingan antara N-SPT dengan kedalaman berada di bawah angka 15.

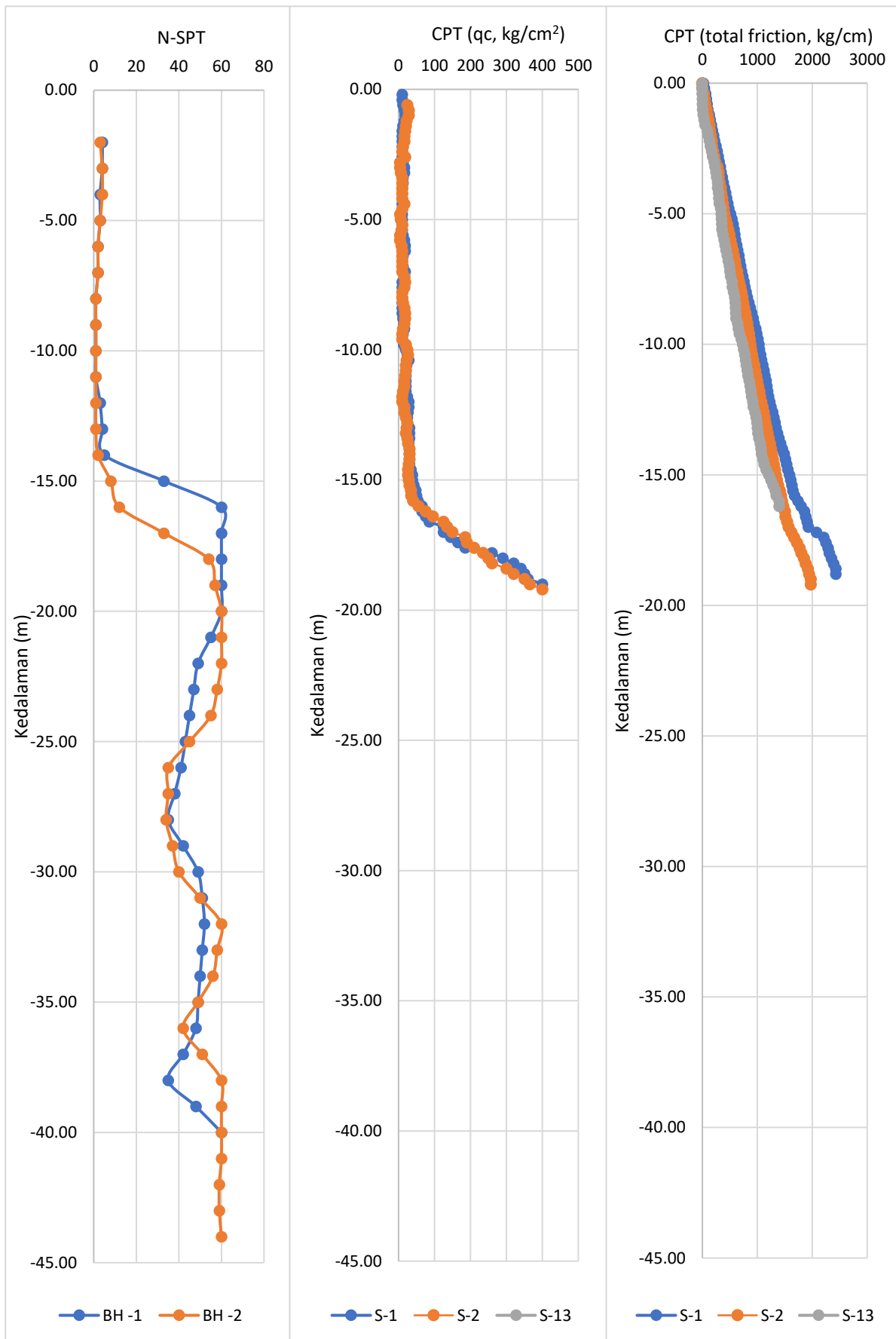
$$N - SPT = \frac{\sum d_i}{\sum d_i/n_i} = \frac{40}{7,053} = 5,672$$

Dimana:

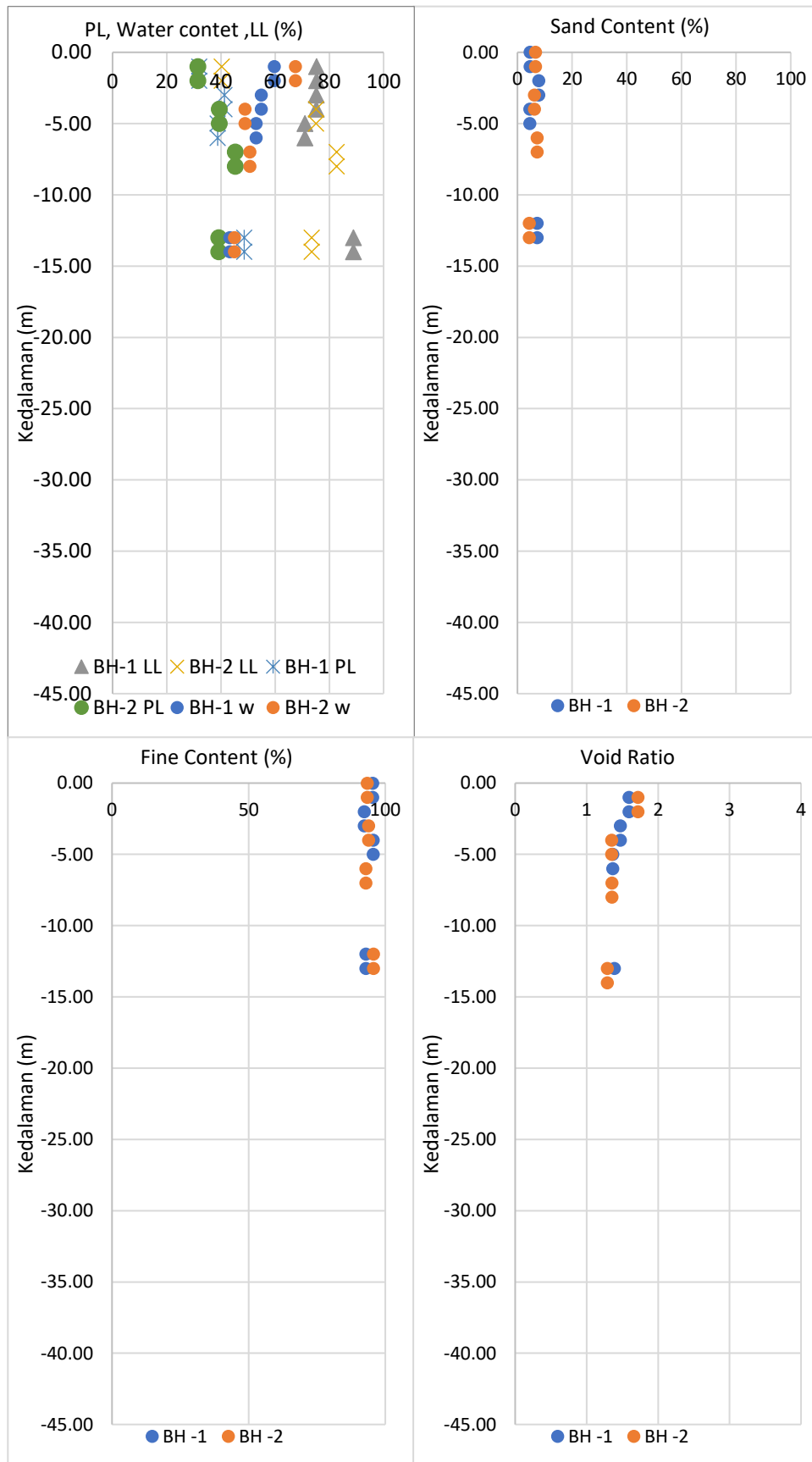
$\sum d_i$ = Total ketebalan tanah (m)

$\sum d_i/n_i$ = Total nilai ketebalan dibagi nilai N-SPT

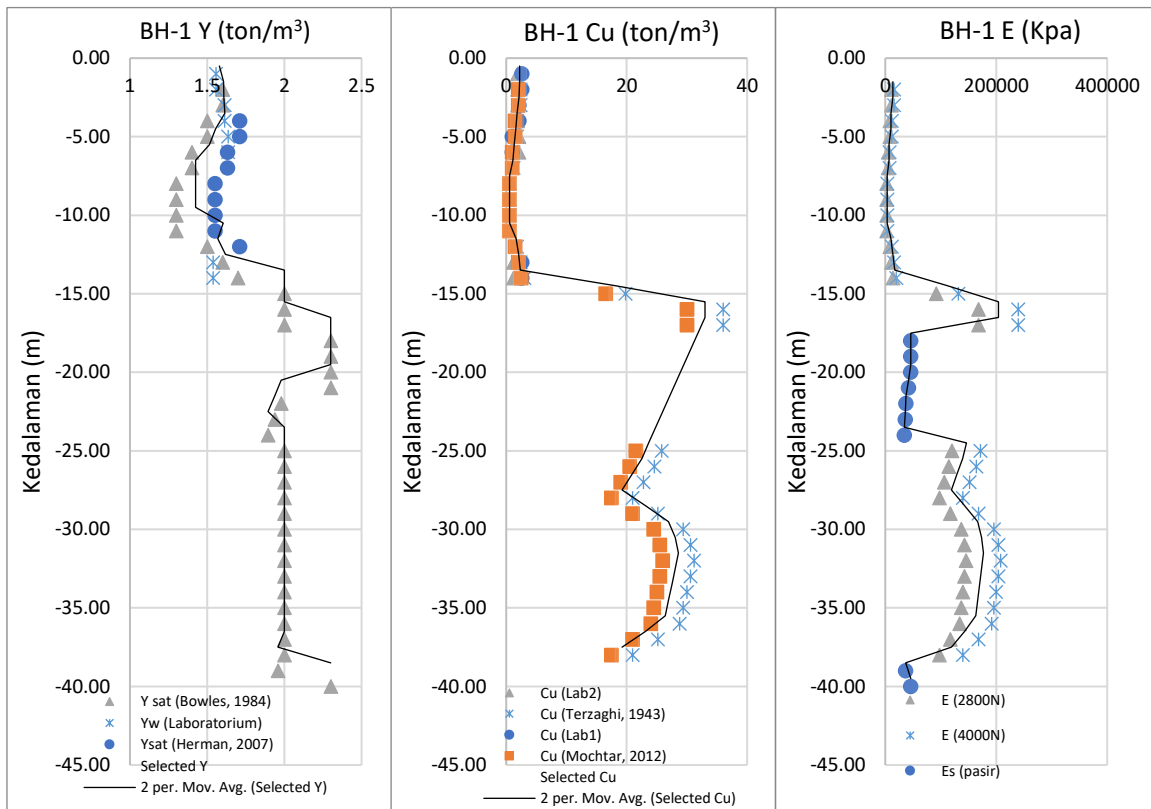
Kriteria tersebut mengacu pada Tabel 5 halaman 29 SNI 1726:2019, yang menyatakan bahwa tanah dapat dikategorikan sebagai tanah lunak apabila nilai N-SPT rendah terhadap kedalamannya. Hal ini menunjukkan bahwa tanah di lokasi tersebut memiliki daya dukung yang relatif rendah dan deformabilitas yang tinggi, sehingga perlu menjadi perhatian dalam perencanaan fondasi dan struktur bawah tanah.



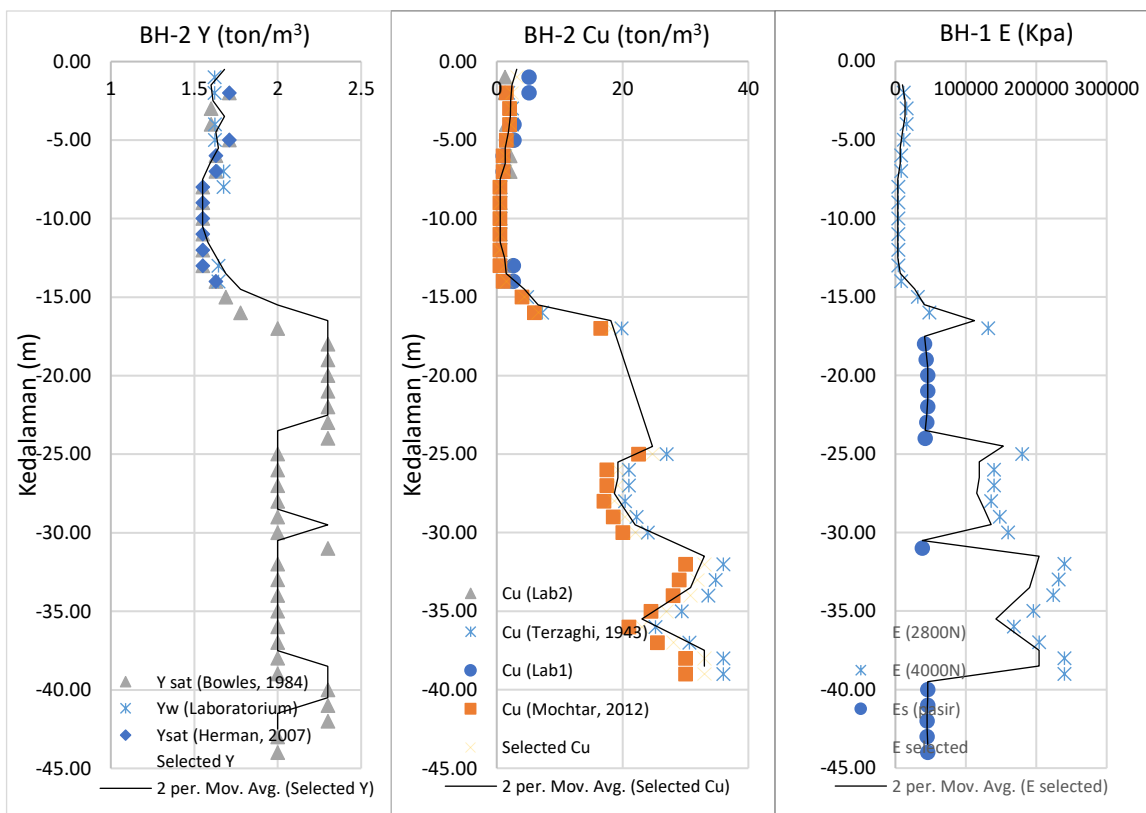
Gambar 3.3 Grafik Data Hasil Pengujian Lapangan



Gambar 3.4. Data Hasil Pengujian Laboratorium



Gambar 3.6 Soil Parameters BH-1



Gambar 3.5 Soil Parameters BH-2

Selanjutnya, nilai N-SPT dan data cone penetration test (CPT) digunakan sebagai dasar untuk melakukan korelasi terhadap parameter tanah pada lapisan-lapisan yang tidak memiliki hasil uji laboratorium secara langsung. Korelasi parameter tanah dilakukan untuk mencari nilai pendekatan untuk memudahkan perhitungan dalam perencanaan, korelasi parameter tanah dapat ditentukan dari hasil analisa SPT dengan menggunakan tabel korelasi sebagai berikut:

- Untuk mengetahui taksiran berat volume jenuh (γ_{sat}) untuk tanah lempung dan lanau maupun pasir menggunakan tabel korelasi dari J.E Bowles (1984) (lihat pada Tabel 2.1).
- Untuk $N-SPT < 4$ untuk konsistensi tanah very soft clay, menggunakan rumus korelasi dari Herman Wahyudi dan Yudhi Lastiasih (2007)
- Untuk mengetahui taksiran nilai sudut geser (ϕ) untuk tanah berpasir digunakan tabel korelasi dari J.E Bowles (1984) (lihat pada Tabel 2.1).
- Untuk mengetahui taksiran nilai q_u menggunakan tabel korelasi dari J.E Bowles (1984) (lihat pada Tabel 2.1).
- Untuk mengetahui taksiran nilai kuat geser undrained (C_u) $5 \times N$ (kPa) atau dapat menggunakan nilai dari $0,5 \times q_u$. Nilai q_u yang didapat dari korelasi sebelumnya.
- Untuk mengetahui nilai modulus elastisitas digunakan tabel korelasi dari Braja M. Das. (lihat pada Tabel 2.2) atau menurut Hsiung (2009) dan Yong (2015), modulus elastisitas tanah untuk pasir dapat diperkirakan dengan rumus $E = 2000 \times N$ (kPa), sedangkan untuk tanah lempung digunakan $E = 4000 \times N$ (kPa) atau $E = 2800 \times N$ (kPa) (Architectural Institute of Japan, 2001) .

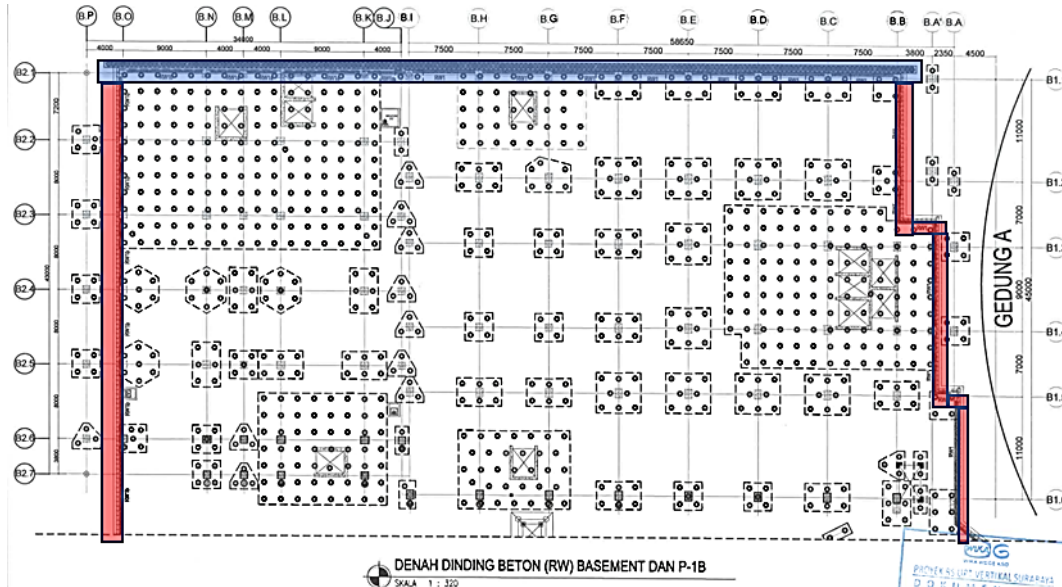
Detail hasil korelasi tersebut dapat dilihat pada lampiran. Secara umum, kondisi tanah di lokasi proyek ini terdiri dari beberapa lapisan dengan karakteristik berbeda, sebagaimana disajikan pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1 Data parameter tanah yang digunakan

Depth	Lapisan	Soil Type	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kN/m ³)	ϕ (°)	E (kPa)
BH-1						
0 - 2	1	Pasir Halus	15.57	19.00	-	9500
2 - 15	2	Lempung Lanau	15.95	18.16	-	8400
15 - 17	3	Lanau Lempung	20.00	100.00	-	142800
17 - 24	4	Pasir Medium Kasar	23.00	-	40.00	110000
24 - 38	5	Lanau Lempung	20.00	100.00	-	126000
BH-2						
0 - 2	1	Pasir Halus Kelanauan	16.22	13.00	-	6500
2 - 17	2	Lempung Lanau	16.48	24.00	-	11200
17 - 18.5	3	Pasir Membatu	23.00	-	40.00	108000
18.5 - 24.5	4	Pasir Medium Kasar	23.00	-	40.00	114000
24.5 - 30	5	Lanau Lempung	20.00	100.00	-	103600

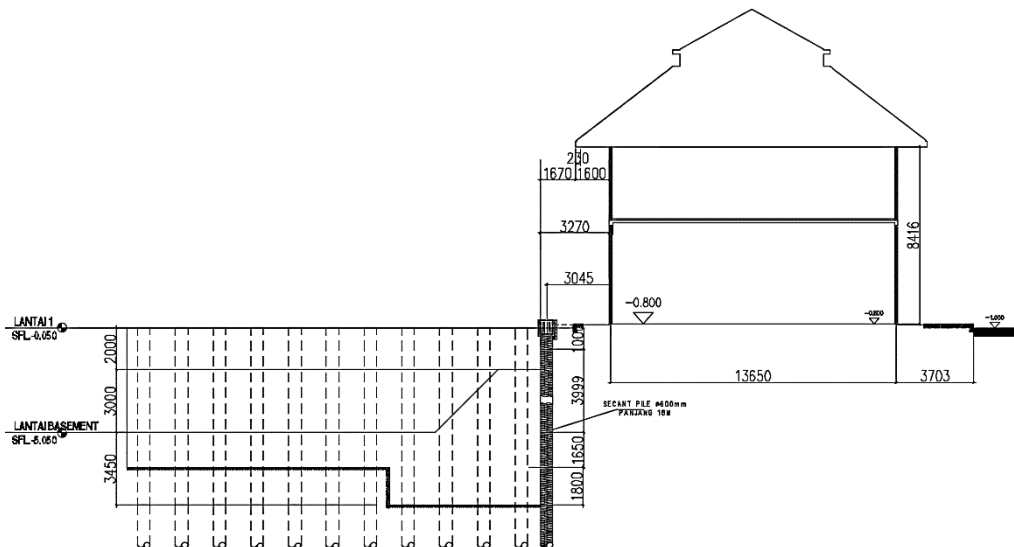
3.3 Permodelan dan Analisa Dinding Penahan Tanah Eksisting

Dinding penahan tanah eksisting dipasang pada sisi depan, satu sisi samping, dan sisi belakang, seperti yang terlihat pada Gambar 3.2-6 dengan keterangan garis yang lebih tebal pada sekeliling bangunan. Analisis dinding penahan tanah eksisting ini dilakukan pada FCSP dan Secant seperti yang terlihat pada Gambar 3.2-7



Gambar 3.7 Denah Lokasi DPT FCSP dan Secant Pile

Pada analisis eksisting ini akan dilakukan permodelan menggunakan Plaxis untuk mengetahui defleksi dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan kontrol terhadap defleksi ijin, momen crack dari bahan penyusun, serta kontrol terhadap heave. Tahapan awal pada permodelan dinding penahan tanah eksisting menggunakan Plaxis adalah input data, baik data tanah maupun data materialnya.



Gambar 3.8 Ilustrasi permodelan eksisting

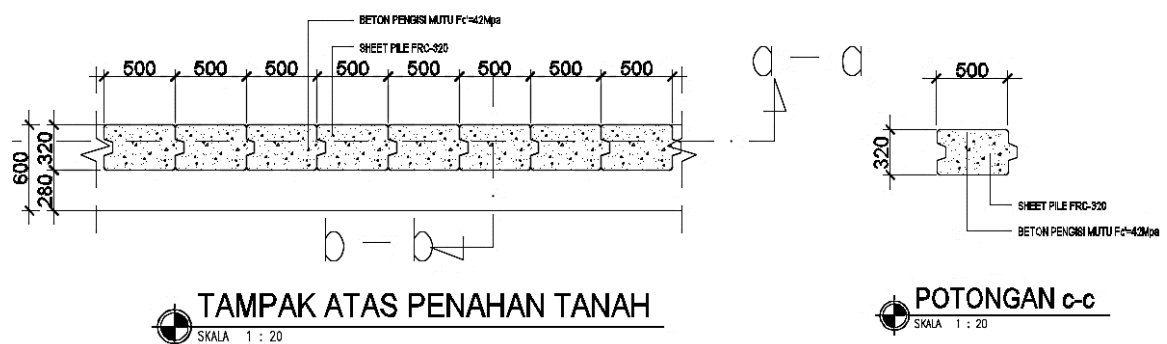
3.3.1 Input Permodelan Dinding Penahan Tanah Eksisting

Untuk data tanah yang digunakan dalam permodelan ini tercantum dalam Tabel 3.2 dimana data tanah yang digunakan adalah metode undrained B yang menggunakan effective strength parameters yaitu C_u , ϕ , dan γ .

Tabel 3.2 Parameter input permodelan Plaxis

Depth	Lapisan	Type Soil	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_{unsat} (kN/m ³)	E (kPa)	C (kN/m ³)	ϕ (°)	R inter	v
BH-1									
0 - 2	1	Pasir Halus	15.57	14.15	9500	19.00	-	0.7	0.20
2 - 15	2	Lempung Lanau	15.95	14.50	8400	18.16	-	0.7	0.20
15 - 17	3	Lanau Lempung	20.00	18.18	142800	100.00	-	0.7	0.30
17 - 24	4	Pasir Medium Kasar	23.00	20.91	110000	-	40.00	0.7	0.30
24 - 38	5	Lanau Lempung	20.00	18.18	126000	100.00	-	0.7	0.50
BH-2									
0 - 2	1	Pasir Halus Kelanauan	16.22	14.74	6500	13.00	-	0.7	0.20
2 - 17	2	Lempung Lanau	16.48	14.98	11200	24.00	-	0.7	0.20
17 - 18.5	3	Pasir Membatu	23.00	20.91	108000	-	40.00	0.7	0.35
18.5 - 24.5	4	Pasir Medium Kasar	23.00	20.91	114000	-	40.00	0.7	0.30
24.5 - 30	5	Lanau Lempung	20.00	18.18	103600	100.00	-	0.7	0.30

Data-data material struktur yang perlu diinput pada Plaxis dimodelkan 2 dimensi yaitu permodelan plane strain dan detail rekapitulasinya akan dijelaskan berikut ini :

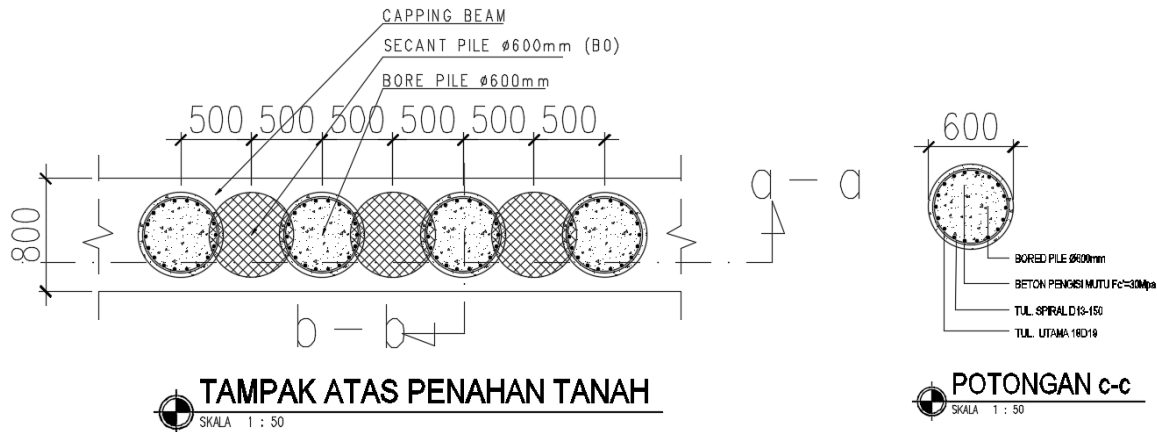


Gambar 3.9 Detail FCSP Eksisting

Dinding Penahan Tanah FCSP (dalam 1 meter terdiri dari 2 buah)

- Mutu beton (f_c') = 42 Mpa
- Tebal FCSP = 0.32 m
- Lebar FCSP = 0.5 m
- Modulus Elastisitas (E) = $4700\sqrt{42} = 30459.48128 \text{ Mpa} = 30460000 \text{ kN/m}^2$
- Inersia penampang (I) = 0.001420 m⁴ /m

- Luas penampang (A) = 0.1664 m² /m
- EA = 10136915.37 kN/m
- EI = 86506.4 kN/m²
- Berat dinding (W) = 7.92 kN/m



Gambar 3.10 Detail Secant Pile Eksisting

Dinding Penahan Tanah Secant Pile

- Mutu Secant Pile (f_c') = 30 Mpa (Primary Pile)
- Diameter Secant Pile = 0.60 m (Primary Pile)
- Mutu Bored Pile (f_c') = 14.53 Mpa (Secondary Pile)
- Diameter Bored Pile = 0.60 m (Secondary Pile)
- Modulus Elastisitas (E) = $4700\sqrt{f_c'}$
- Primary Pile = $4700\sqrt{14.53} = 17915.571 = 17915571 \text{ kN/m}^2$
- Secondary Pile = $4700\sqrt{35} = 25742.960 \text{ Mpa} = 25742960 \text{ kN/m}^2$
- Inersia penampang (I)
- Primary Pile = 0.00312 m⁴
- Secondary Pile = 0.018 m⁴
- Luas penampang (A)
- Primary Pile = 0.237727 m²
- Secondary Pile = 0.282743 m²
- EA = 11537665.57 kN/m
- EI = 581071.71 kN/m²
- Berat dinding (W) = 12.491 kN/m/m

Pondasi Tiang

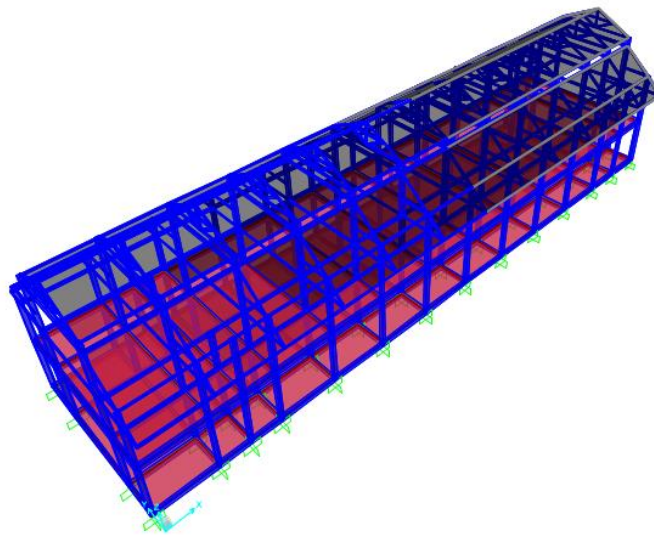
- Mutu beton (f_c') = 40 Mpa
- D luar = 0.60 m
- D dalam = 0.40 m
- Jarak spacing = 1.8 m
- Modulus Elastisitas (E) = $4700\sqrt{40} = 29725410.01 \text{ Kpa}$
- Inersia penampang (I) = 0.000323 m⁴ /m

- Luas penampang (A) = 0.157 m² /m
- EA = 8404661.67 kN/m
- EI = 151750.84 kN/m²
- Berat dinding (W) = 3.77 kN/m

Pile Cap

- Mutu beton (f_{c'}) = 40 Mpa
- Tebal Pile Cap = 1.6 m
- Lebar Pile Cap = 1.2 m
- Modulus Elastisitas (E) = $4700\sqrt{40} = 2\,297\,254\,10.01$ Kpa
- Inersia penampang (I) = 0.3375 m⁴ /m
- Luas penampang (A) = 1.8 m² /m
- EA = 53505738.01 kN/m
- EI = 10032325.88 kN/m²
- Berat Pilcap (W) = 43.2kN/m

Pembebanan bangunan Cagar Budaya

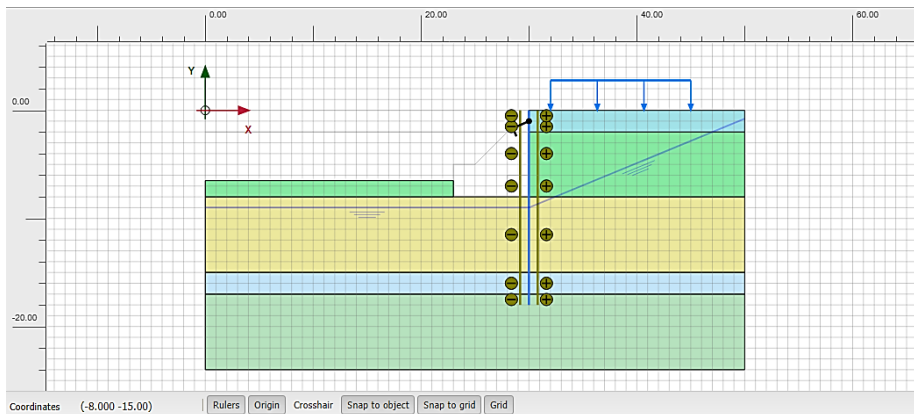


Gambar 3.11 Permodelan Bangunan Cagar Budaya dengan SAP 2000 v22

- Lebar = 13.65 m
- Panjang = 55.4 m
- Luas Dasar bangunan (A) = 756.21 m²
- Elv. Lt 1 = - 0.80 m
- Elv. Lt 2 = + 3.85 m
- Elv. Kuda-kuda = + 7.35 m
- Output Base Reaction (P_u) = 20813.50 kN
- Input ke Plaxis (P_u/A) = 27.52 kN

Setelah input data tanah, material dan permodelan selesai, kemudian dilakukan penyusunan tahapan konstruksi basement Gedung Pelayanan Jantung dengan metode galian *Opencut*. Berikut merupakan uraian tahapan konstruksinya :

1. Pemasangan pondasi tipe spun pile sampai kedalaman rencana.
2. Pemasangan *Secant Pile* dan *FCSP* sebagai dinding penahan tanah.
3. Penggalian tanah tahap 1 dilaksanakan sedalam 2.00 meter.
4. Pemasangan Strutting yang di modelkan *node to node anchor*.
5. Penggalian tanah tahap 2 dilaksanakan sedalam 3.00 meter.
6. Penggalian tanah tahap 3 dilaksanakan sedalam 3.00 meter.



Gambar 3.12 Permodelan Dindi Penahan Tanah Eksisting

3.4 Permodelan Struktur Atas

Pembebanan yang dianalisa adalah beban dari bangunan eksisting cagar budaya, beban pekerjaan konstruksi gedung medical center, beban transportasi pada parimeter bangunan, beban struktur Gedung Pelayanan Jantung pada pondasi.

Dalam analisis dan pemodelan desain struktur, penting untuk mendetailkan pembebanan yang bekerja guna mengetahui perilaku serta besarnya beban yang terjadi. Perhitungan beban untuk struktur gedung kanker rumah sakit yang terdiri atas 10 lantai, 1 lantai basement, dan 1 lantai mesin di Surabaya ini mengacu pada SNI 1727:2020 untuk beban mati, beban mati tambahan, beban hidup, beban air hujan, dan beban angin. Sementara itu, untuk beban gempa, acuan yang digunakan adalah SNI 1729:2019, sehingga beban yang dipertimbangkan meliputi:

Dalam analisis dan pemodelan desain struktur, penting untuk mendetailkan pembebanan yang bekerja guna mengetahui perilaku serta besarnya beban yang terjadi. Perhitungan beban untuk struktur gedung kanker rumah sakit yang terdiri atas 10 lantai, 1 lantai basement, dan 1 lantai mesin di Surabaya ini mengacu pada SNI 1727:2020 untuk beban mati, beban mati tambahan, beban hidup, beban air hujan, dan beban angin. Sementara itu, untuk beban gempa, acuan yang digunakan adalah SNI 1729:2019, sehingga beban yang dipertimbangkan meliputi:

A. Beban mati

Beban mati (*dead load*) terdiri atas berat sendiri seluruh elemen struktur seperti pelat, nalok, dan kolom serta perlengkapan permanen pada gedung, beban mati sendiri terdiri dari dua macam, antara lain:

1. Berat sendiri elemen (*dead load*)
 - a) Berat jenis beton = 24 kN/m²
 - b) Berat jenis tulangan baja = 78,5 kN/m²
2. Beban mati tambahan (*super dead load*)
 - a) Keramik + Spesi = 0,77 kN/m²
 - b) Plester = 0,023 kN/m²
 - c) Waterproof / Pelapis = 0,05 kN/m²
 - d) *Mechanical* = 0,19 kN/m²
 - e) *Plafond (Gypsum)* = 0,008 kN/m²
 - f) Penggantung *plafond* = 0,1 kN/m²
 - g) Bata Ringan = 2 kN/m²
 - h) *Outdoor AC (Chiller & Cooling Tower)* = 15 kN/m²

B. Beban hidup

Beban hidup (*live load*) merupakan jenis beban yang timbul akibat penggunaan suatu gedung selama masa layan gedung tersebut. Yang terdiri dari beban manusia, peralatan yang dapat dipindah, kendaraan bermotor, serta barang/benda lain yang letaknya tidak permanen. Besaran beban hidup yang digunakan mengacu pada SNI 1727-2020 Tabel 4.3-1 sebagai berikut:

- a) Ruang operasi, Laboratorium = 2,87 kN/m²
- b) Ruang pasien = 1,92 kN/m²
- c) Koridor diatas lantai pertama = 3,83 kN/m²
- d) Kantor = 2,40 kN/m²
- e) Lobby = 4,79 kN/m²
- f) Toilet = 1,92 kN/m²
- g) Atap = 0,96 kN/m²
- h) Atap untuk tempat berkumpul = 4,7 kN/m²
- i) Atap vegetatif dan atap lansekap = 4,79 kN/m²
- j) Gudang penyimpanan dan pekerja = 6 kN/m²
- k) Dudukan mesin elevator = 1,33 kN/m²
- l) Helipad = 2,87 kN/m²

C. Beban angin

Beban angin (*wind load*) pada struktur bangunan gedung ini mengacu pada SNI 1727:2020 tentang Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain dan HB 212-2002 tentang *Design Wind Speeds for The Asia-Pacific Region*. Beban angin yang digunakan pada desain SPGAU untuk bangunan gedung tertutup atau tertutup sebagian tidak boleh lebih kecil dari 16 lb/ft² (0,77 Kn/m²) dikalikan dengan luas dinding bangunan gedung dan 8 lb/ft² (0,38 Kn/m²) dikalikan dengan luas atap bangunan gedung terproyeksi ke bidang vertikal tegak lurus terhadap arah angin yang diasumsikan.

1. Kategori angin dasar

Kecepatan angin dasar diambil berdasarkan HB 212-2002, yang berkaitan letak geografis Indonesia. Berdasarkan HB 212-2002 Gambar 1 Hal.8, Indonesia diklasifikasikan sebagai wilayah dengan kondisi angin *level I*.

Karena letak geografis Indonesia berada pada garis khatulistiwa, maka berdasarkan HB 212-2002 *Chapter 5.5* Hal.20 tidak perlu memperhitungkan kondisi angin pengaruh beban seismik.

Berdasarkan HB 212-2002 *Chapter 3.1* Hal.9, kecepatan angin dasar untuk Indonesia terbagi menjadi 2 siklus periode ulang yaitu dengan nilai *wind speed* adalah 32.1 m/s untuk periode 50 tahunan dan 39.9 m/s untuk periode 500 tahunan. Maka, digunakan periode ulang per 500 tahun dengan kecepatan angin dasar 39.9 m/s (HB 212-2002 *Chapter 3.1* Hal.9).

2. Faktor arah angin

Berdasarkan SNI 1727:2020 Tabel 26.6-1 Hal.111, faktor arah angin untuk bangunan gedung dengan Sistem Penahan Gaya Angin Utama (SPGAU) adalah 0.85.

3. Kategori eksposur

Berdasarkan SNI 1727:2020 Pasal 26.7.3 Hal.112, untuk bangunan gedung atau struktur lain dengan tinggi atap rata-rata kurang dari atau sama dengan 9.1 m, maka termasuk dalam kategori eksposur B. Dikarenakan bangunan gedung ini pada lantai atapnya berupa atap dak, maka termasuk dalam kategori eksposur B.

4. Faktor topografi (K_{zt})

Berdasarkan SNI 1727:2020 Pasal 26.8.2 Hal.115, dikarenakan bangunan gedung tidak terletak pada bukit atau *truct*, maka faktor topografi (K_{zt}) diambil sebesar 1.0.

5. Faktor elevasi permukaan tanah (K_e)

Berdasarkan SNI 1727:2020 Pasal 26.9 Hal.115, untuk semua elevasi, nilai faktor elevasi permukaan tanah (K_e) boleh diambil sebesar 1.0.

6. Koefisien eksposur tekanan kecepatan (K_z)

Berdasarkan SNI 1727:2020 Tabel 26.10-1 Hal.116, koefisien eksposur tekanan kecepatan (K_z) untuk bangunan gedung dengan tinggi sampai dengan 61 m dan dengan kategori eksposur B adalah 1,2.

7. Faktor hembusan angin (G)

Berdasarkan SNI 1727:2020 Pasal 26.11.1 Hal.117, faktor hembusan angin (g) untuk suatu bangunan gedung dan struktur lain yang kaku boleh diambil sebesar 0.85.

8. Koefisien tekanan internal (G_{cpi})

Berdasarkan SNI 1727:2020 Tabel 26.13-1 Hal.122, koefisien tekanan internal (G_{cpi}) untuk bangunan gedung dengan klasifikasi bangunan tertutup adalah - 0.18.

9. Tekanan kecepatan (q)

Berdasarkan SNI 1727:2020 Persamaan 26.10-1. si Hal.116, nilai tekanan kecepatan (q) dapat dihitung dengan Rumus:

$$q_z = 0.613 \times K_z \times K_{zt} \times K_d \times K_e \times V^2 \dots\dots\dots (3.8)$$

Dimana:

K_z = Koefisien eksposur tekanan kecepatan,

K_{zt} = Faktor topografi

K_d = Faktor arah angin, lihat Pasal 26.6.

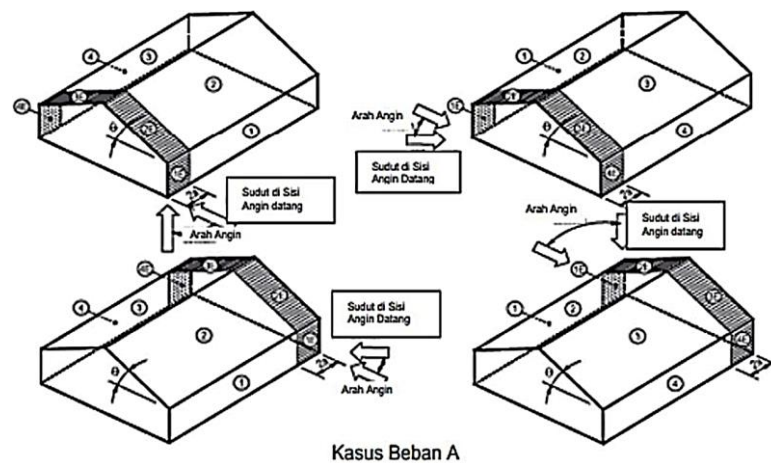
K_e = Faktor elevasi permukaan tanah, lihat Pasal 26.9.

V = Kecepatan angin dasar, lihat Pasal 26.5.

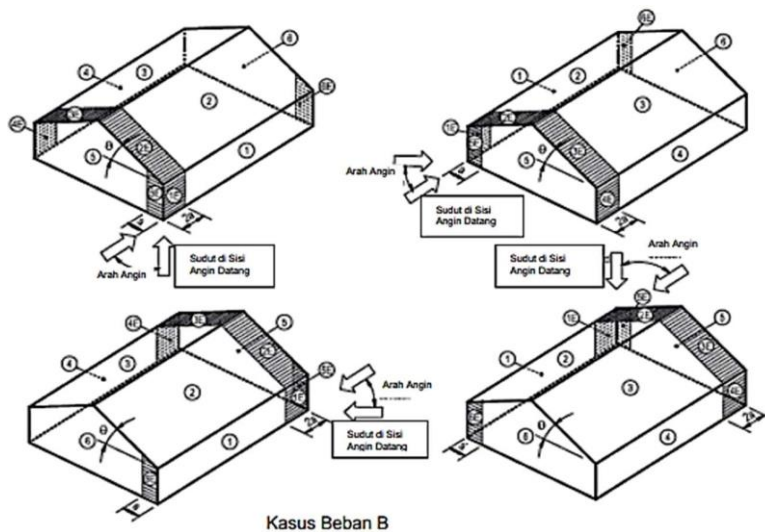
q_z = Tekanan kecepatan pada ketinggian z.

10. Koefisien tekanan eksternal (GC_{pf})

Berdasarkan SNI 1727:2020 Gambar 28.3.1 Hal.172, Nilai Koefisien Tekanan Eksternal (GC_{pf}) pada Bangunan Gedung Terbagi menjadi Kasus Beban A dan Kasus Beban B sebagai berikut:



Gambar 3. 1 Kasus beban A (GC_{pf}) (SNI 1727-2020, Hal 171 Gambar 28.3-1)



Gambar 3. 2 Kasus beban B (GC_{pf}) (SNI 1727-2020, Hal 171 Gambar 28.3-1)

Tabel 3. 1 Koefisien tekanan eksternal kasus beban A

Sudut atap θ (derajat)	Permukaan Bangunan Gedung Kasus Beban A							
	1	2	3	4	1E	2E	3E	4E
0-5	0,40	-0,69	-0,37	-0,29	0,61	-1,07	-0,53	-0,43
20	0,53	-0,69	-0,48	-0,43	0,80	-1,07	-0,69	-0,64
30-45	0,56	0,21	-0,43	-0,37	0,69	0,27	-0,53	-0,48
90	0,56	0,56	-0,37	-0,37	0,69	0,69	-0,48	-0,48

Tabel 3. 2 Koefisien tekanan eksternal kasus beban B (SNI 1727-2020)

Sudut atap θ (derajat)	Permukaan Bangunan Gedung Kasus Beban B											
	1	2	3	4	5	6	1E	2E	3E	4E	5E	6E
0-90	-0,45	-0,69	-0,37	-0,45	0,40	-0,29	-0,48	-1,07	-0,53	-0,48	0,61	-0,43

11. Nilai beban angin (P)

Berdasarkan SNI 1727:2020 persamaan 28.3.2.s Hal.171, nilai beban angin (P) dapat dihitung dengan rumus:

$$P = q_z \times (GC_{pn}) \dots\dots\dots(2.9)$$

$$P = q_z \times [(GC_{pf})-(GC_{pi})] \dots\dots\dots(2.10)$$

Dimana:

q_z = Tekanan velositas

GC_{pn} = Koefisien tekanan neto kombinasi

GC_{pf} = Koefisien tekanan eksternal

GC_{pi} = Koefisien tekanan internal

Karena tekanan angin yang telah dihitung tidak memenuhi tekanan angin minimum berdasarkan SNI 1727:2020 Pasal 27.1.5 Hal.124, Maka dipakai tekanan angin minimum (P) = 0.77 kN/m² dikalikan dengan luas dinding bangunan gedung.

D. Beban hujan

Berdasarkan SNI 1727-2020 Pasal 8.3 berikut ini adalah beban air hujan untuk struktur atap gedung kanker RS UPT Vertikal Surabaya:

- a) ds = 10 mm
- b) dh = 20 mm
- c) R = 0,0098 x (ds + dh)
= 0,0098 x (10 + 20)
= 0,2940 kN/m²

E. Beban Gempa

Pembebanan gempa pada perencanaan bangunan ini menggunakan analisis respons spektrum (*Response Spectrum Analysis*). Fungsi respons spektrum ditetapkan sesuai peta wilayah gempa berdasarkan dengan lokasi bangunan yaitu di daerah Surabaya. Perhitungan beban gempa ditentukan berdasarkan peraturan SNI 1726-2019. Berikut ini adalah parameter-parameter yang digunakan untuk pembebanan gempa pada bangunan gedung kanker rumah sakit yang terletak di Surabaya.

1. Kategori risiko bangunan

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 3 Hal.25, Gedung rumah sakit termasuk kedalam **Kategori risiko bangunan IV**.

2. Faktor keutamaan gempa

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 4 Hal.25, Nilai Faktor Keutamaan Gempa (Ie) untuk Bangunan Gedung yang termasuk dalam **Kategori risiko bangunan IV** adalah **1.5**.

3. Klasifikasi situs

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 5 Hal.29, Penentuan Kelas Situs diambil dari nilai N-SPT pada kedalaman hingga 40 m. Berdasarkan hasil tes SPT (*Standard Penetration Test*) yang dilakukan dilapangan, dengan data yang dijabarkan pada Error! Reference source not found.

Dari data tanah diatas didapatkan nilai N-SPT sebagai berikut:

$$N - SPT = \frac{\sum d_i}{\sum d_i/n_i} = \frac{40}{7,053} = 5,672$$

Dimana,

d_i = Ketebalan tanah yang ditinjau

n_i = Nilai N-SPT

Maka berdasarkan SNI-03-1726-2020 pasal 5.3 Tabel 5, untuk $15 < N < 50$ maka termasuk situs SE (tanah lunak).

4. Parameter Struktur

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 12 Hal.50, didapatkan parameter struktur bangunan yang ditinjau dengan menggunakan SRPMK sesuai dengan point C. Sistem rangka pemikul momen nomor 7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa. Dimana didapatkan nilai faktor modifikasi respon (R) sebesar 7, nilai faktor pembesaran defleksi (C_d) sebesar $5 \frac{1}{2}$, dan nilai faktor kuat lebih (Ω_0) sebesar $2 \frac{1}{2}$.

$$R = 7$$

$$C_d = 5 \frac{1}{2}$$

$$\Omega_0 = 2 \frac{1}{2}$$

Dimana,

R = Faktor modifikasi respon

C_d = Faktor pembesaran defleksi

Ω_0 = Faktor kuat lebih

5. Respons spektrum desain

a. Parameter percepatan respons spektrum

Penentuan parameter percepatan gempa (S_s dan S_1) mengacu pada SNI 1726:2019 Gambar 15 Hal. 233 dan Gambar 16 Hal.234. Maka didapatkan hasil S_s dan S_1 sebesar:

$$S_s = 0,7164 \text{ g}$$

$$S_1 = 0,3152 \text{ g}$$

Dimana,

S_s = Percepatan batuan dasar pada periode pendek

S_1 = Percepatan batuan dasar pada periode 1 detik

b. Faktor koefisien situs dan parameter respons

Penentuan koefisien kelas situs (F_a dan F_v) mengacu pada SNI 1726:2019 Tabel 6 Hal.34 dan Tabel 7 Hal.34. Untuk mencari nilai F_a maka digunakan cara korelasi dari nilai S_s berdasarkan kelas situs, sedangkan untuk mencari nilai F_v maka digunakan cara korelasi dari nilai S_1 berdasarkan kelas situs. Maka didapatkan nilai F_a dan F_v sebesar:

$$F_a = 1,3538$$

$$F_v = 2,7392$$

c. Parameter percepatan spectral desain

Nilai parameter respons spektral percepatan gempa (S_{ms} dan S_{m1}) didapatkan dari SNI 1726:2019 Persamaan 7 dan Persamaan 8 Hal.34

$$S_{ms} = F_a \times S_s = 0,970$$

$$S_{m1} = F_v \times S_1 = 0,863$$

Dimana:

S_{ms} = Nilai parameter percepatan gempa periode pendek

S_{m1} = Nilai parameter percepatan gempa periode 1 dt.

d. Kategori desain seismic

Nilai parameter respons spektral desain (S_{ds} dan S_{d1}) didapatkan dari SNI 1726:2019 persamaan 9 dan persamaan 10 Hal.35

$$S_{DS} = 2/3 \times S_{ms} = 0,647$$

$$S_{D1} = 2/3 \times S_{m1} = 0,576$$

Dimana:

S_{DS} = Nilai parameter percepatan gempa desain periode pendek

S_{D1} = Nilai parameter percepatan gempa desain periode 1 dt.

Berdasarkan Tabel 8 dan 9 SNI 1726:2019, berikut ini kategori desain seismik Gedung Kanker RS UPT Vertikal Surabaya:

a) Berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek (SDS)

$$KDS = D$$

b) Berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik (SD1)

$$KDS = D$$

e. Nilai periode panjang T_L

Berdasarkan SNI 1726-2019 Gambar 20, nilai periode panjang T_L didapatkan sebesar:

$$T_L = 20 \text{ detik}$$

f. Nilai T_0

Perhitungan Periode mengacu pada SNI 1726:2019 Pasal 6.4 Hal.36,
Perhitungan Periode Fundamental Pendekatan mengacu pada SNI 1726:2019
Persamaan 36 Hal.72

$$T_0 = 0,2 \frac{Sd1}{Sds} = 0,178 \text{ detik}$$

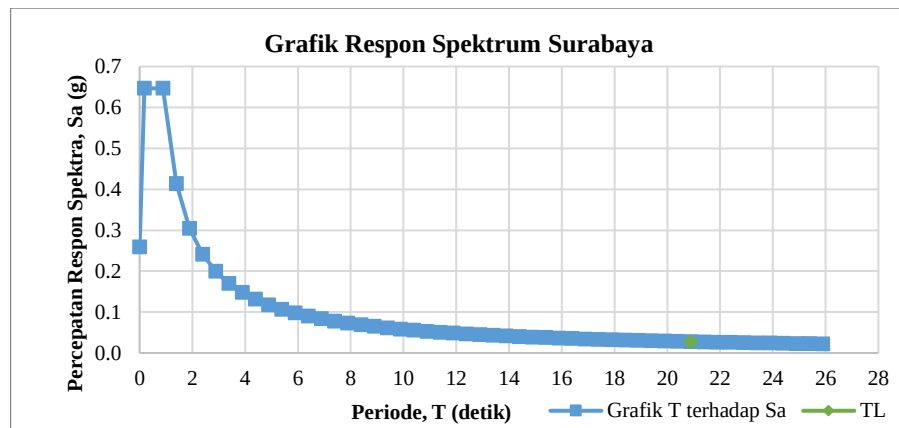
$$T_s = \frac{Sd1}{Sds} = 0,890 \text{ detik}$$

$$S_a = S_{DS} \times \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}\right) = 0,2586$$

Dikarenakan $T_0 \leq T \leq T_s$, maka nilai $S_a = SDS$

$$S_a = SDS$$

$$0,6466 = 0,6466$$



Gambar 3.13 Grafik Respon Spektrum

1. Koefisien modifikasi respons

Perhitungan faktor skala dapat dihitung dengan rumus berikut ini:

$$\text{Faktor Skala} = \frac{I \times g}{R} = \frac{1,5 \times 9,8}{7} = 2,1$$

Dimana:

g = Percepatan gravitasi (m/s^2)

I = Faktor keutamaan bangunan

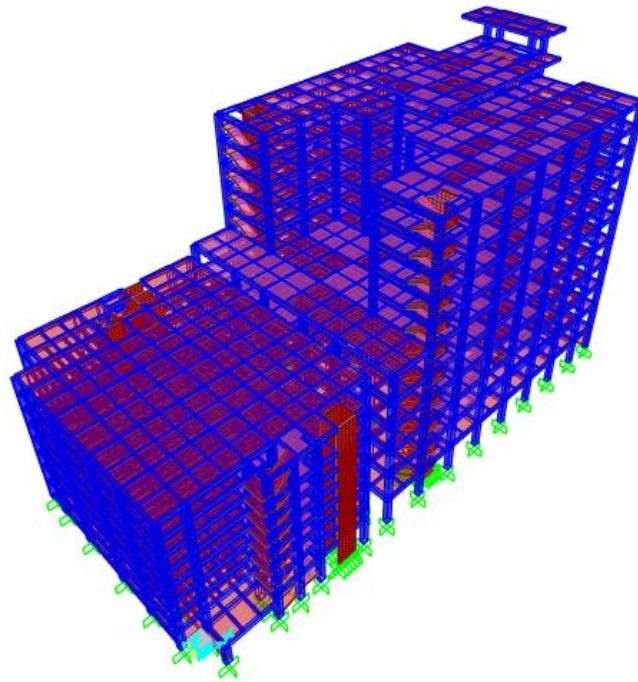
R = Faktor koefisien modifikasi

F. Kombinasi pembebanan

1. Kombinasi yang digunakan

- $1 D + 1 L$
- $1 D + 0.7 EX + 0.3 EY$
- $1 D + 0.7 EY + 0.3 EX$

-



- *Gambar 3.14 Permodelan Struktur Atas*

Berdasarkan analisa data, output gaya dalam dari pondasi yang mencakup momen, geser, gaya aksial, dan torsi hasil kombinasi beban maksimum dihitung dan dievaluasi sesuai dengan standar nasional. Tahapan ini bertujuan untuk mengidentifikasi elemen pondasi yang tidak mampu menahan beban, baik dalam kondisi aksial maupun akibat gempa. Elemen yang ditandai sebagai “OKE” menunjukkan bahwa beban yang diterima masih dalam batas daya dukung yang diizinkan, sedangkan “NOT OKE” berarti elemen tersebut kurang aman dan memerlukan perkuatan.

3.5 Perencanaan Ulang Dinding Penahan Tanah dan Pondasi

Perencanaan ulang dinding penahan tanah secant pile dan pondasi dalam dilakukan mengacu pada SNI 8460:2017, yang meliputi penentuan kategori geoteknik, evaluasi data tanah, penetapan beban, analisis stabilitas galian dalam, analisis daya dukung dan penurunan pondasi

3.6 Alternatif Terpilih dan Metode Pelaksanaannya

Alternatif terpilih didasarkan pada keamanan struktur setelah hasil evaluasi pada dinding penahan tanah dan pondasi, baik struktur eksisting maupun struktur alternatif, dan diantaranya yang lebih efisien dari segi metode yang digunakan.

3.7 Kesimpulan

Pada bab ini, terdapat kesimpulan dari perencanaan yang telah dilakukan sebelumnya. Kesimpulan terdiri dari evaluasi perencanaan eksisting, perencanaan ulang dan perencanaan alternatif. Terdapat pula saran-saran yang didapatkan selama proses pengerjaan tugas akhir.

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Analisa Dinding Penahan Tanah Eksisting

4.1.1 Output Plaxis Permodelan Dinding Penahan Tanah Eksisting

Calculation information

Step info

Phase

1st SF [Phase_3]

Step

Initial

Calculation mode

Classical mode

Step type

Safety

Updated mesh

False

Solver type

Picos

Kernel type

64 bit

Extrapolation factor

0.5000

Relative stiffness

1.675E-15

Multipliers

Soil weight

ΣM_{Weight}

1.000

Strength reduction factor

M_{sf}

0.06929E-3

ΣM_{sf}

2.458

Time

Increment

0.000

End time

0.000

Staged construction

Active proportion total area

M_{Area}

0.000

ΣM_{Area}

0.9600

Active proportion of stage

M_{Stage}

0.000

ΣM_{Stage}

0.000

Forces

F_X

0.000 kN/m

F_Y

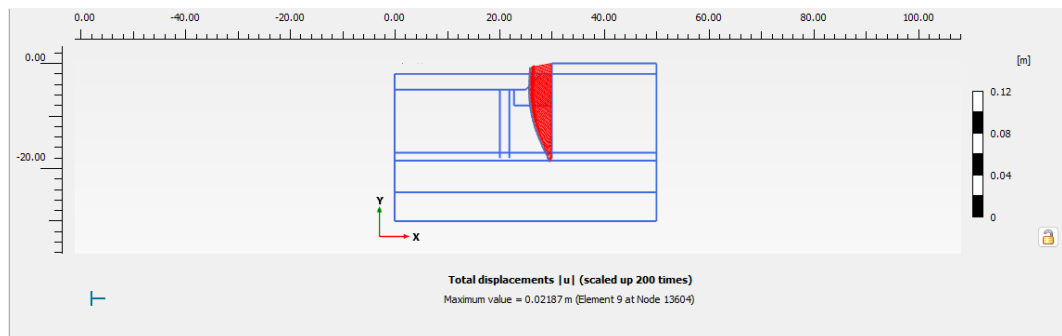
0.000 kN/m

Copy

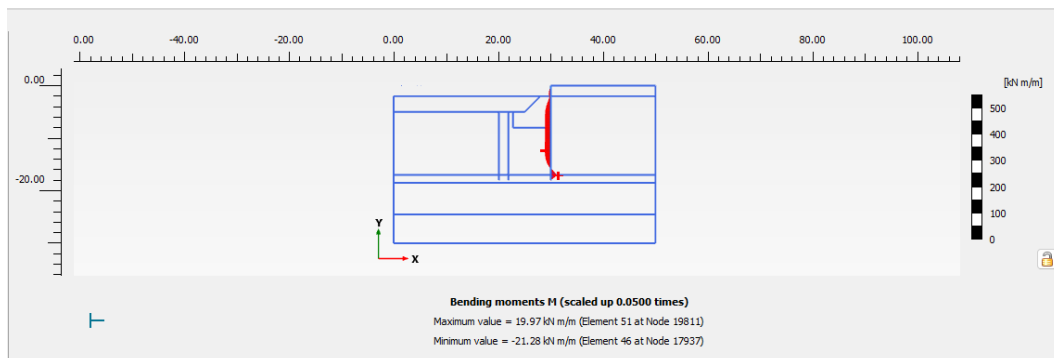
Print

Close

Gambar 4.1 Output Global Stability FCSP Eksisting pada Galian Tahap 1 BH-2



Gambar 4.2 Output Defleksi Maksimum FCSP Eksisting pada Galian Tahap 1 BH-2



Gambar 4.3 Output Momen Maksimum FCSP Eksisting pada Galian Tahap 1 BH-2

Output DPT Eksisting pada galian tahap 1 BH-2 menunjukkan nilai defleksi 21.87 mm, nilai M_{max} 19.97 kN dan nilai SF 2.458.


Calculation information

Step info

Phase

2nd SF [Phase_5]

Step

Initial

Calculation mode

Classical mode

Step type

Safety

Updated mesh

False

Solver type

Picos

Kernel type

64 bit

Extrapolation factor

1.000

Relative stiffness

-6.677E-9

Multipliers

Soil weight

ΣM_{Weight}

1.000

Strength reduction factor

M_{sf}

-0.01937E-3

ΣM_{sf}

1.953

Time

Increment

0.000

End time

0.000

Staged construction

Active proportion total area

M_{Area}

0.000

ΣM_{Area}

0.9070

Active proportion of stage

M_{Stage}

0.000

ΣM_{Stage}

0.000

Forces

F_x

0.000 kN/m

F_y

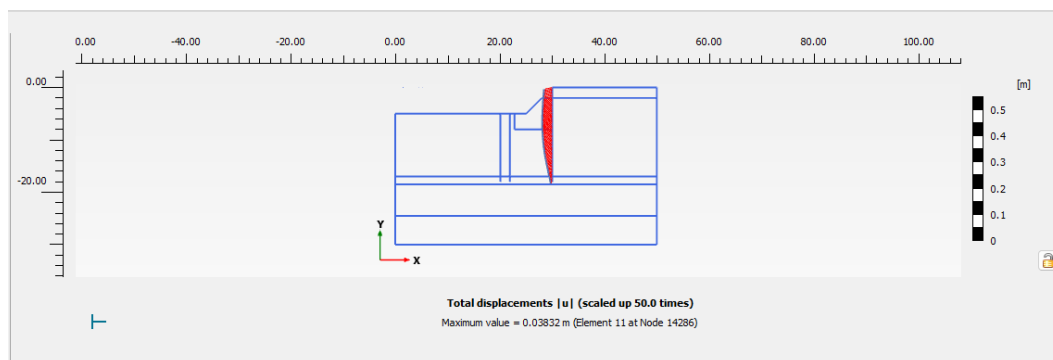
0.000 kN/m

Copy

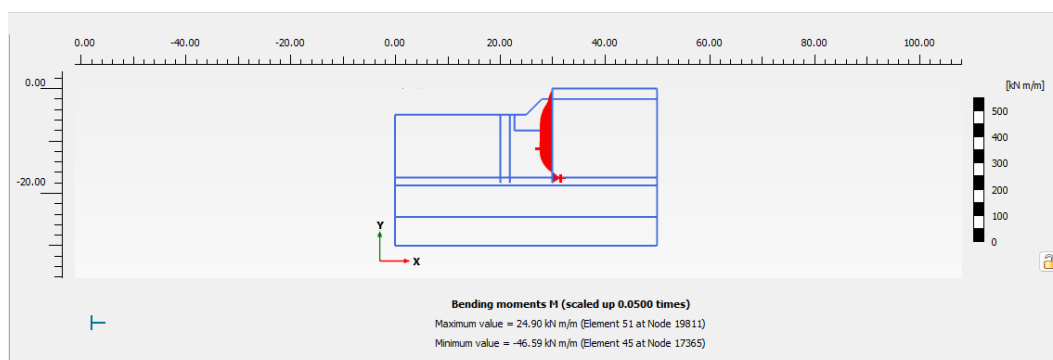
Print

Close

Gambar 4.4 Output Global Stability FCSP Eksisting pada Galian Tahap 2 BH-2

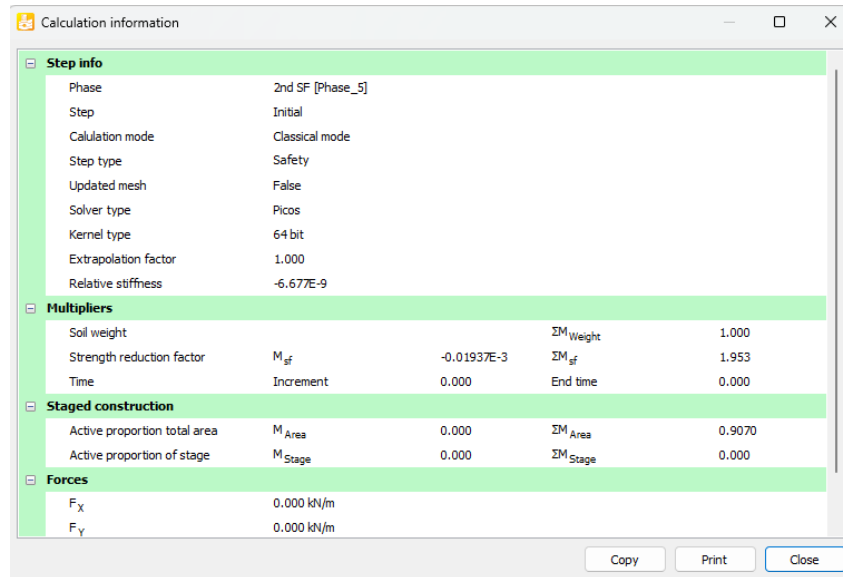


Gambar 4.5 Output Defleksi Maksimum FCSP Eksisting pada Galian Tahap 2 BH-2

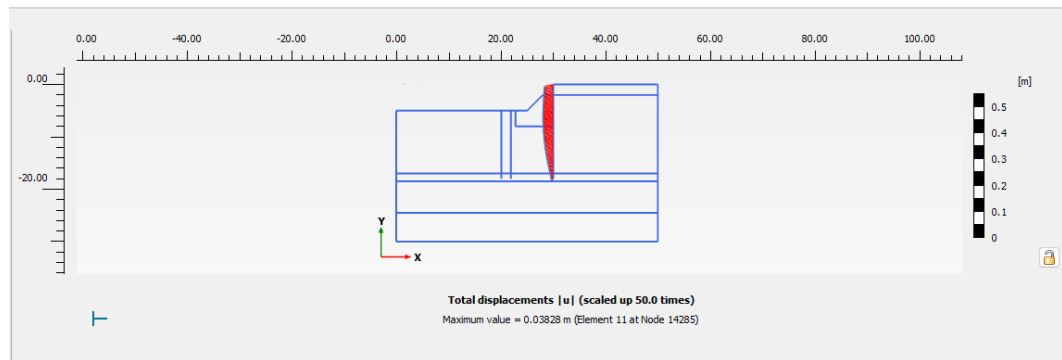


Gambar 4.6 Output Momen Maksimum FCSP Eksisting pada Galian Tahap 2 BH-2

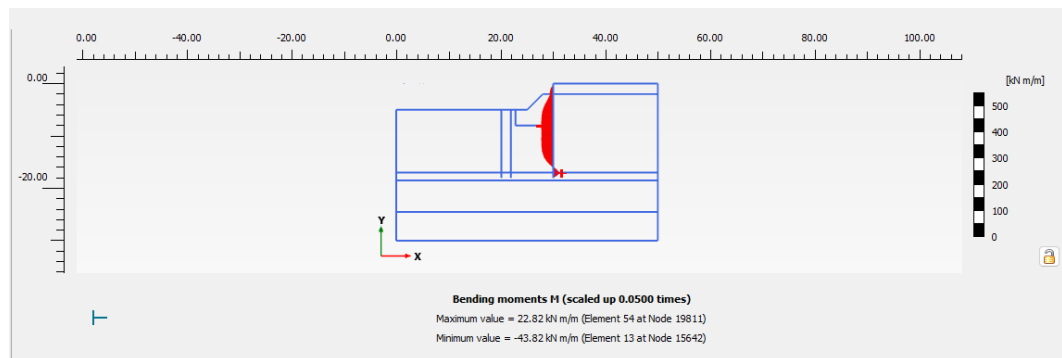
Output DPT Eksisting pada galian tahap 2 BH-2 menunjukkan nilai defleksi 38.32 mm, nilai Mmax 24.90 kN dan nilai SF 1.953.



Gambar 4.7 Output Global Stability FCSP Eksisting pada Tahap Pemasangan Strut BH-2

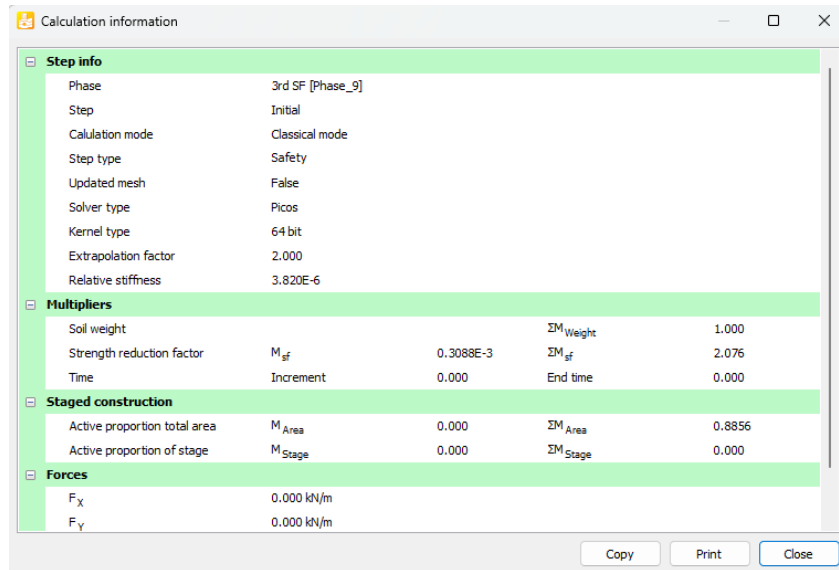


Gambar 4.8 Output Defleksi Maksimum FCSP Eksisting pada Tahap Pemasangan Strut BH-2

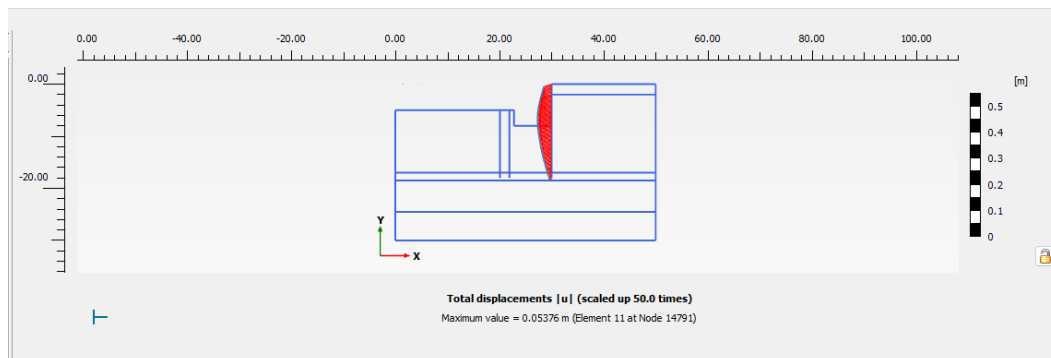


Gambar 4.9 Output Momen Maksimum FCSP Eksisting pada Tahap Pemasangan Strut BH-2

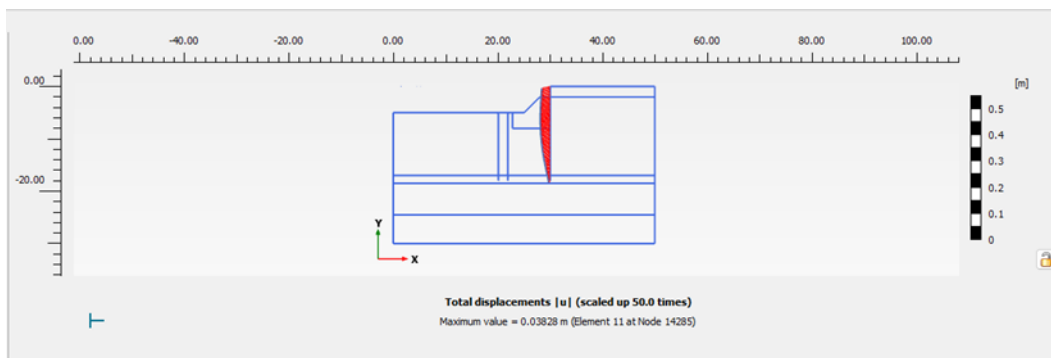
Output DPT Eksisting pada tahap pemasangan strutting menunjukkan nilai defleksi 38.28 mm, nilai Mmax 22.82 kN dan nilai SF 2.373.



Gambar 4.10 Output Global Stability FCSP Eksisting pada Galian Tahap 3 BH-2



Gambar 4.11 Output Defleksi Maksimum FCSP Eksisting pada Galian Tahap 3 BH-2



Gambar 4.12 Output Momen Maksimum FCSP Eksisting pada Galian Tahap 3 BH-2

Output DPT Eksisting pada tahap pemasangan strutting menunjukkan nilai defleksi 53.76 mm, nilai M_{max} 138.0 kN dan nilai SF 2.076.

Calculation information

Step info

Phase	1st SF [Phase_3]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Safety			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	2.000			
Relative stiffness	2.989E-15			

Multipliers

Soil weight			ΣM_{Weight}	1.000
Strength reduction factor	M_{sf}	0.07730E-3	ΣM_{sf}	2.455
Time	Increment	0.000	End time	0.000

Staged construction

Active proportion total area	M_{Area}	0.000	ΣM_{Area}	0.9600
Active proportion of stage	M_{Stage}	0.000	ΣM_{Stage}	0.000

Forces

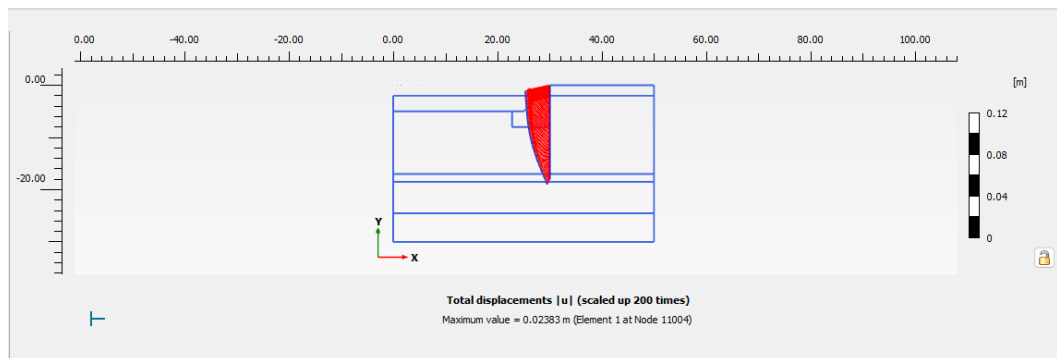
F_x	0.000 kN/m			
F_y	0.000 kN/m			

Copy

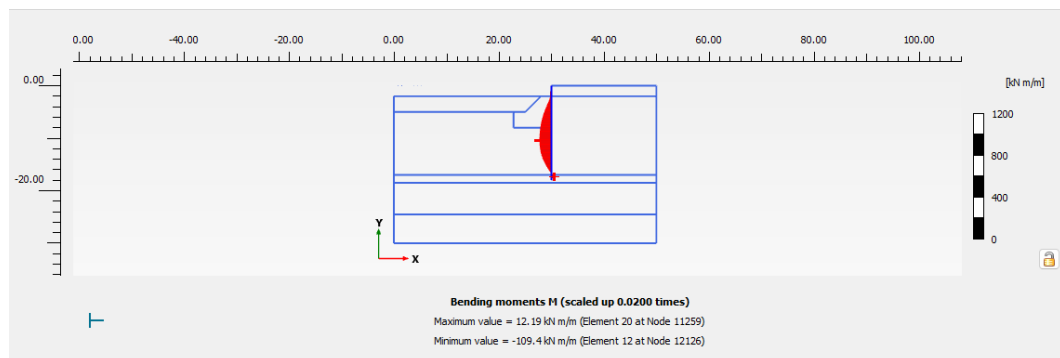
Print

Close

Gambar 4.13 Output Global Stability Secant Pile Eksisting pada Galian Tahap 1 BH-1

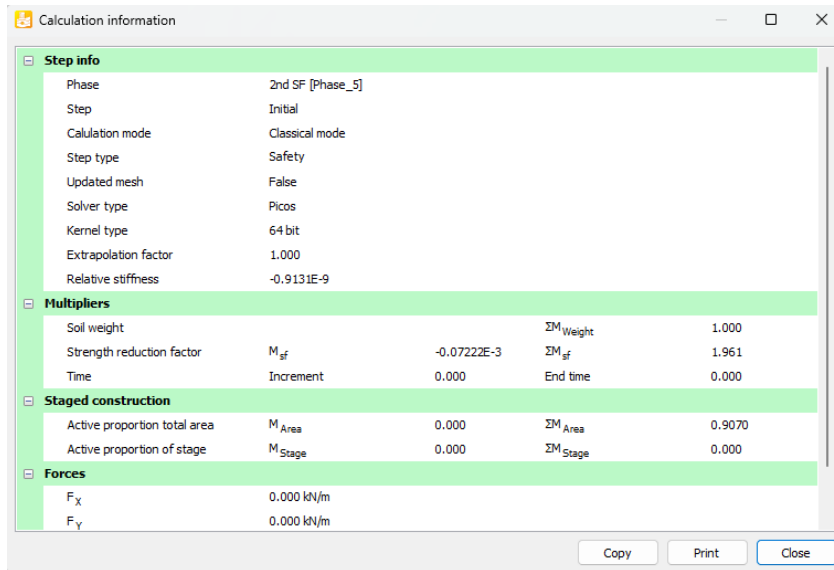


Gambar 4.14 Output Defleksi Maksimum Secant Pile Eksisting pada Galian Tahap 1 BH-1

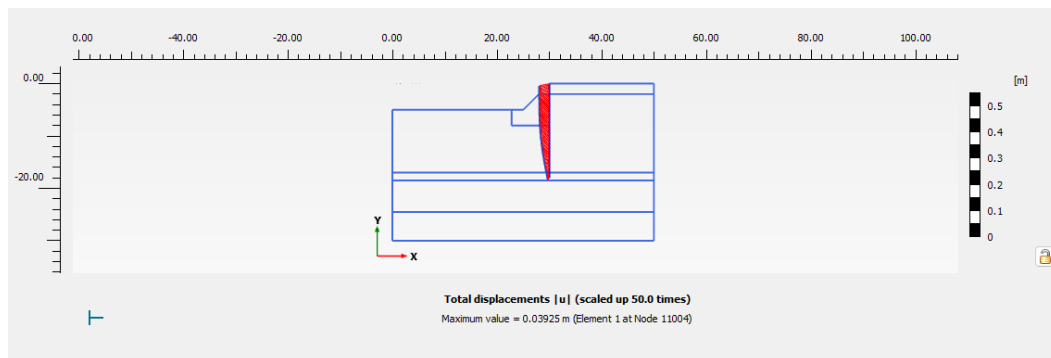


Gambar 4.15 Output Momen Maksimum Secant Pile Eksisting pada Galian Tahap 1 BH-1

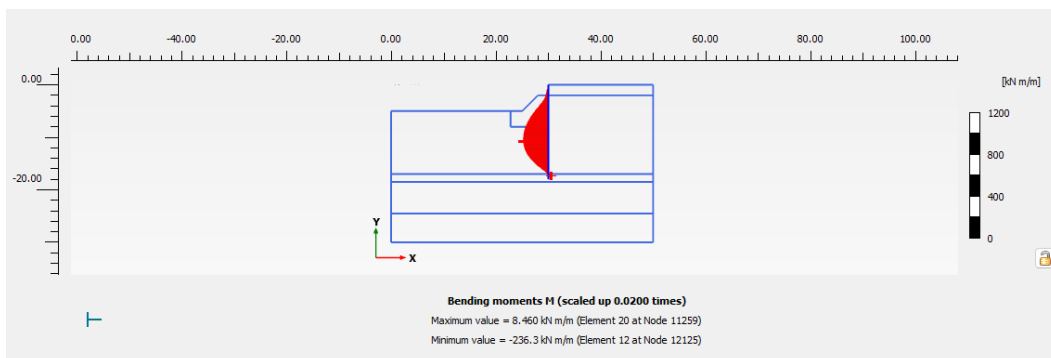
Output DPT Eksisting pada tahap pemasangan strutting menunjukkan nilai defleksi 23.83 mm, nilai M_{max} 109.4 kN dan nilai SF 2.455.



Gambar 4.16 Output Global Stability Secant Pile Eksisting pada Galian Tahap 2 BH-1

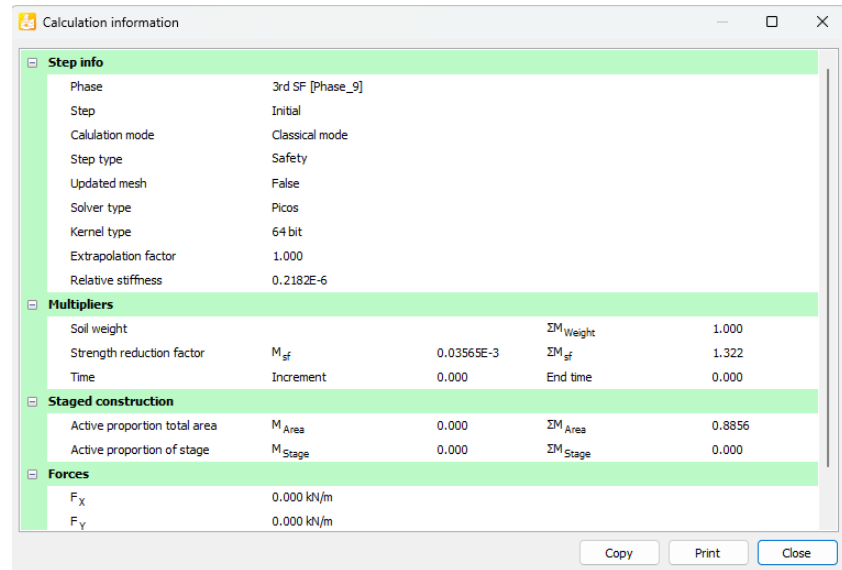


Gambar 4.17 Output Defleksi Maksimum Secant Pile Eksisting pada Galian Tahap 2 BH-1

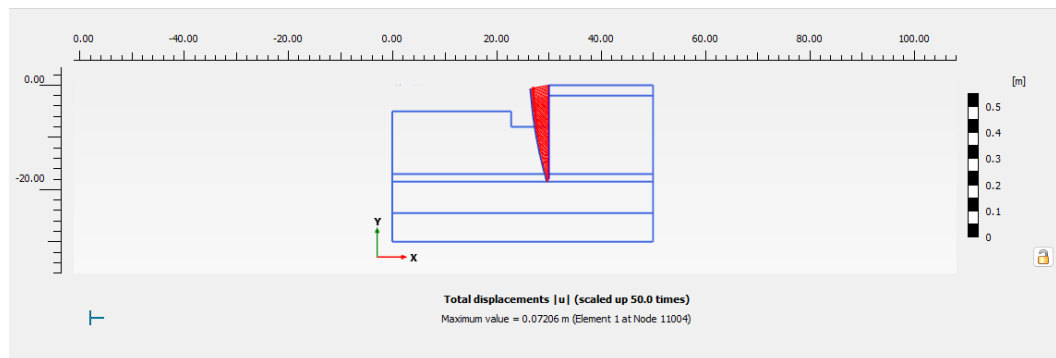


Gambar 4.18 Output Momen Maksimum Secant Pile Eksisting pada Galian Tahap 2 BH-1

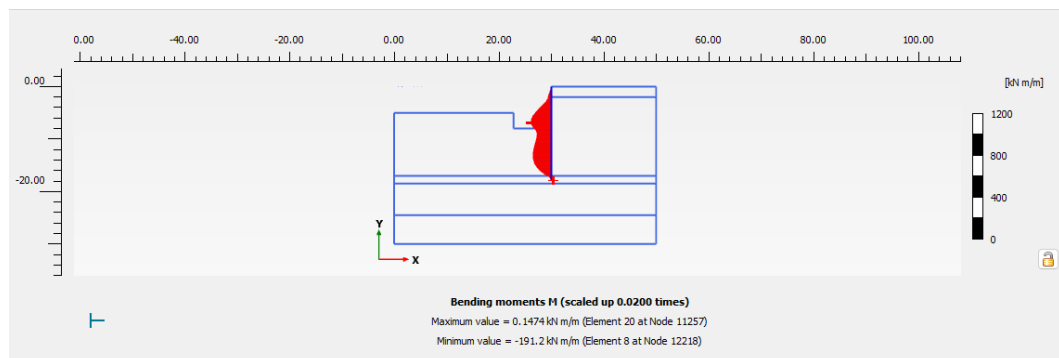
Output DPT Eksisting pada tahap pemasangan strutting menunjukkan nilai defleksi 39.25 mm, nilai M_{max} 236.3 kN dan nilai SF 1.961.



Gambar 4.19 Output Global Stability Secant Pile Eksisting pada Galian Tahap 3 BH-1



Gambar 4.20 Output Defleksi Maksimum Secant Pile Eksisting pada Galian Tahap 3 BH-1



Gambar 4.21 Output Momen Maksimum Secant Pile Eksisting pada Galian Tahap 3 BH-1

Output DPT Eksisting pada tahap pemasangan strutting menunjukkan nilai defleksi 72.06 mm, nilai M_{max} 191.2 kN dan nilai SF 1.332.

4.1.2 Kontrol Dinding Penahan Tanah Eksisting

Hasil output Plaxis pada Tabel menunjukkan bahwa besar defleksi maksimum yang terjadi adalah 3,09 mm. Sedangkan, nilai defleksi ijin menurut SNI 8460:2017 ditentukan oleh kondisi tanah, kedalaman galian (H) serta jarak dengan gedung terdekat(x). Disyaratkan pada jenis tanah lempung lunak dengan nilai $x/H > 2$, nilai defleksi ijin dinding penahan tanah adalah 1%H. Besar nilai x pada lokasi studi ditunjukkan pada Gambar berikut.

$$\text{Defleksi maksimum} = 509.6 \text{ mm}$$

$$H = 8.00 \text{ m}$$

$$x/H = 2.00/8.00 = 0.25 < 2$$

Karena $x/H < 2$, berarti struktur kaku (rigid frame) atau tergolong sistem pendek. Maka, kita pakai batas defleksi lebih ketat, menurut SNI 8460:2017:

$$\text{Defleksi ijin} = 0.5 H$$

$$= 0.5\% (8000) = 40 \text{ mm}$$

Kontrol defleksi :

$$\text{Defleksi maksimum} < \text{Defleksi ijin}$$

$$588.6 \text{ mm} < 80 \text{ mm (NOT OK)}$$

Nilai momen maksimum (Mmax) dari hasil analisis PLAXIS dikontrol terhadap momen retak beton (Mcrack) yang dihitung berdasarkan SNI 2847:2019. Berikut merupakan contoh perhitungannya.

$$M_{\text{crack}} = f_r (I_g) y_t$$

$$f_r = 0.62 \sqrt{f'_c}$$

$$= 0.62 \sqrt{35}$$

$$= 3.668 \text{ Mpa}$$

$$= 3668 \text{ kN/m}^2$$

$$I_g = 1/12 \times b \times h^3$$

$$= 1/12 \times 1 \times (0.60)^3$$

$$= 0,018 \text{ m}^4$$

$$Y_t = \frac{1}{2} \times h$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.60 = 0.3 \text{ m}$$

$$M_{\text{crack}} = (3668) (0,018) / 0.3 = 220.08 \text{ kN m/m}$$

Kontrol momen

$$M_{\text{max}} < M_{\text{crack}}$$

$$714.3 \text{ kN m/m} < 220.08 \text{ kN m/m (NOT OKE)}$$

Nilai momen pada dinding penahan tanah melebihi momen retak beton, namun hal ini ditangani dengan perencanaan tulangan berdasarkan momen maksimum, sehingga momen ditahan sepenuhnya oleh tulangan secant pile.

Kontrol heave ini seperti yang diilustrasikan pada Gambar 2.9 dapat dilakukan dengan menghitung nilai gradien hidrolis (i) yang kemudian dibandingkan dengan nilai gradien hidro kritis (iw). Dimana nantinya nilai gradient hidrolis harus lebih kecil daripada nilai gradient hidro kritis. Berikut merupakan contoh perhitungannya.

$$i \times SF < i_w$$

$$(\Delta h/D_c) \times 1.2 < (\gamma'/\gamma_w)$$

$$((8.00-2.77)/10) \times 1.2 < (0.589/1)$$

$$0.528 < 0.589 \text{ (OK)}$$

Dari beberapa kontrol yang telah dianalisis, menunjukkan bahwa stabilitas dinding penahan tanah eksisting beberapa tidak memenuhi syarat. Pada sub bab selanjutnya akan dilakukan perencanaan alternatif dinding penahan tanah karena perlu dilakukan penambahan ketebalan dinding atau mutu beton agar dinding penahan tanah mampu menahan gaya momen yang terjadi.

Tabel 4.1 Rekapitulasi Output Plaxis untuk FCSP pada BH-2

Kontrol Stabilitas	Defleksi Maks (mm)	Momen Maks (kNm/m)	ΣM_{sf} (Faktor Keamanan)
Galian Tahap 1	21.87	19.97	2.458
Galian Tahap 2	38.32	24.90	1.953
Pemasangan Strut	38.28	22.82	2.373
Galian Tahap 3	53.76	138.0	2.076
Batas Ijin	40.00	220	1.00
Stabilitas	NOT OK	NOT OK	OK

Tabel 4.2 Rekapitulasi Output untuk Secant Pile pada BH-1

Tahapan Pelaksanaan	Defleksi Maks (mm)	Momen Maks (kNm/m)	ΣM_{sf} (Faktor Keamanan)
Galian Tahap 1	23.83	109.4	2.455
Galian Tahap 2	39.25	236.3	1.961
Galian Tahap 3	72.06	191.2	1.332
Batas Ijin	40.00	220	1.00
Stabilitas	NOT OK	NOT OK	OK

Pada permodelan dinding penahan tanah untuk tanah BH-1 tidak memenuhi kriteria batas ijin yang digunakan pada perhitungan diatas, maka perlu perencanaan ulang.

4.2 Dinding Penahan Tanah Alternatif

Pada sub bab ini digunakan secant pile sebagai perencanaan alternatif dinding penahan tanah. Untuk menentukan panjang kedalaman penanaman dinding, perlu dilakukan beberapa analisis terhadap kondisi tanah dan lingkungan sekitar terlebih dahulu. Pada sub bab ini, akan dilakukan analisis lebih lanjut mengenai perencanaan secant pile.

4.2.1 Perencanaan Panjang Dinding Penahan Tanah

Tabel 4.3 Data Tanah BH-1

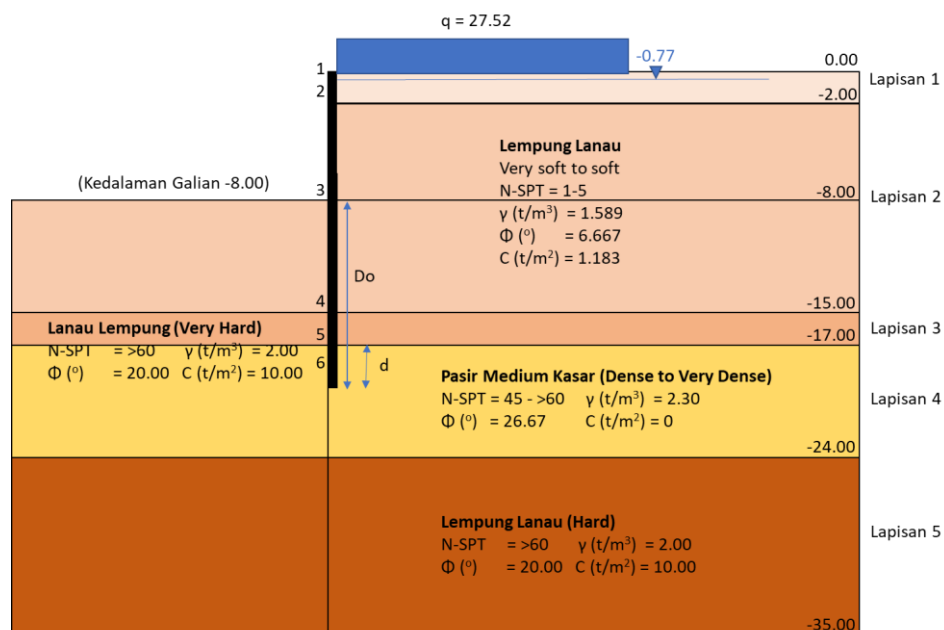
Lapisan	Jenis Tanah	$\gamma(t/m^3)$	$C(t/m^2)$	$\emptyset$
1	Pasir Halus	1.557	1.90	-
2	Lempung Lanau	1.595	1.82	-
3	Lanau Lempung	2.000	10.00	-
4	Pasir Medium Kasar	2.300	-	40.00
5	Lanau Lempung	2.000	10.00	-

Tabel 4.4 Data Tanah BH-2

Lapisan	Jenis Tanah	$\gamma(t/m^3)$	$C(t/m^2)$	$\emptyset$
1	Pasir Halus Kelanauan	1.620	3.20	-
2	Lempung Lanau	1.648	1.85	-
3	Pasir Membatu	2.300	-	40.00
4	Pasir Medium Kasar	2.300	-	40.00
5	Lanau Lempung	2.000	10.00	-

a. Free earth support Method BH-1

Pada perencanaan panjang kebutuhan alternatif dinding penahan tanah digunakan konsep permodelan free standing yaitu kondisi kritis selama masa konstruksi dimana asumsinya dinding penahan belum terhubung dengan struktur basement yang lain.



Gambar 4.22 Ilustrasi Panjang Secantpile pada BH-1

Dari Gambar 4.4 dapat dilihat panjang jepit secant pile dibawah kedalaman galian tanah (dibawah -8.00 m) diasumsikan sepanjang Do. Dimana dalam panjang Do memiliki variabel d yang perlu ditentukan kedalamannya berdasarkan kesetimbangan gaya yang ada. Berikut merupakan contoh perhitungannya.

Akibat Tanah (tekanan tanah aktif) :

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2 (45 - \phi/2) \\ &= \tan^2 (45 - 0/2) \\ &= 1 \end{aligned}$$

Tegangan vertical (overburden)

$$\begin{aligned} \sigma_{v_{a1}} &= q + \gamma_{h1} \\ &= 2.752 + 1.56 \times 0.23 \\ &= 3.951 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{v_{a2}} &= q + \gamma_{h2} \\ &= 3.951 + 0.56 \times 1.23 \\ &= 4.636 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Tekanan Tanah Aktif

$$\begin{aligned} \sigma_{h_{a1}} &= \sigma_{v_{a1}}(K_a) - 2C\sqrt{K_a} \\ &= 3.951 (1) - 2 (1.90) \sqrt{1} \\ &= 0.151 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{h_{a2}} &= \sigma_{v_{a2}}(K_a) - 2C\sqrt{K_a} \\ &= 4.636 (1) - 2(1.90) \sqrt{1} \\ &= 0.836 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Akibat Air

$$\sigma_{w_{a1}} = 0 \text{ t/m}^2 \text{ (karena belum ada air)}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{w_{a2}} &= \gamma_w (h_{w1}) \\ &= 1 (1.23) \\ &= 1.23 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Total gaya horizontal

$$\begin{aligned} \text{Total } \sigma_h &= \sigma_{h_{a1}} + \sigma_{w_{a1}} \\ &= 0.151 + 0 \\ &= 0.151 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total } \sigma_h &= \sigma_{ha2} + \sigma_{wa2} \\
 &= 0.836 + 1.23 \\
 &= 2.066 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

Akibat Tanah (tekanan tanah pasif) :

$$\begin{aligned}
 K_p &= \tan^2(45 + \phi/2) \\
 &= \tan^2(45 + 0/2) \\
 &= 1
 \end{aligned}$$

Tegangan vertical (overburden)

$$\begin{aligned}
 \sigma_{vp3} &= q + \gamma_{h3} \\
 &= 0 + 1.595 \times 0.00 \\
 &= 0 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{vp4} &= \gamma_{h3} + \gamma_{h4} \\
 &= 0 + 0.595 \times 7.00 \\
 &= 4.165 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

Tekanan Tanah Pasif

$$\begin{aligned}
 \sigma_{hp3} &= \sigma_{vp3}(K_p) - 2C\sqrt{K_p} \\
 &= 0(1) + 2(1.816)\sqrt{1} \\
 &= 3.632 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{hp4} &= \sigma_{vp4}(K_p) - 2C\sqrt{K_p} \\
 &= 4.165(1) - 2(1.816)\sqrt{1} \\
 &= 7.797 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

Akibat Air

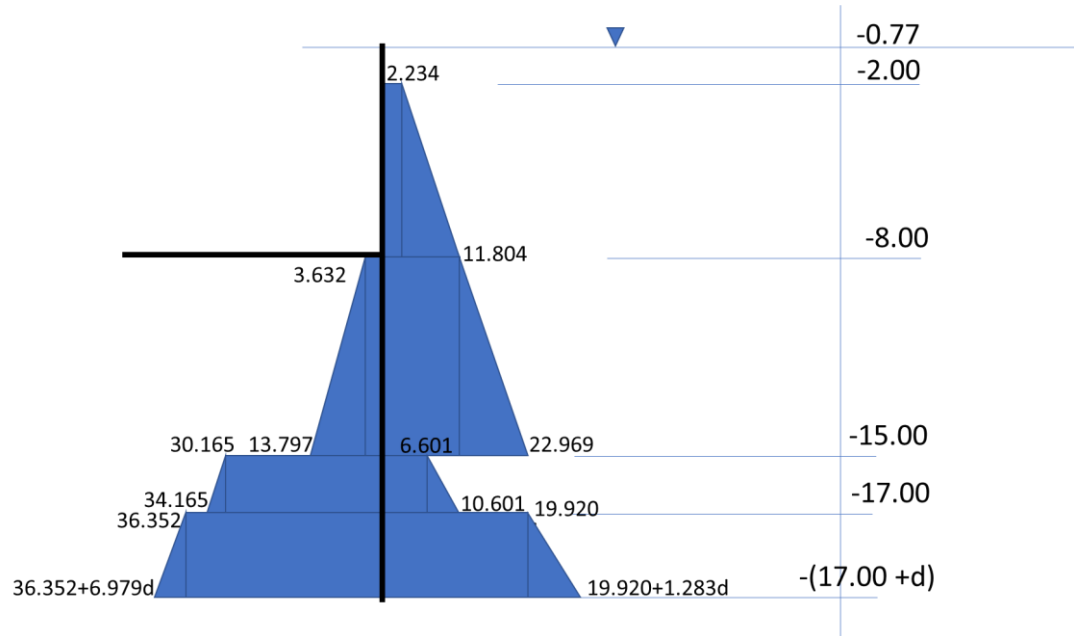
$$\sigma_{wp3} = 0 \text{ t/m}^2 \text{ (karena dewatering)}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{wp4} &= \gamma_w (h_{w1}) \\
 &= 1(6.00) \\
 &= 6.00 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

Total gaya horizontal

$$\begin{aligned}
 \text{Total } \sigma_h &= \sigma_{hp3} + \sigma_{wp3} \\
 &= 3.632 + 0 \\
 &= 3.632 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total } \sigma_h &= \sigma_{hp4} + \sigma_{wp4} \\
 &= 7.797 + 6.00 \\
 &= 13.797 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$



Gambar 4.23 Diagram tegangan horizontal BH-1

Tabel 4.5 Rekapitulasi Total Tegangan Horizontal BH-1

depth	Titik		Ø'	Υ	C'	Ka	σ _v	σ _h	σ _w	σ _h total
-0.77	1	bawah	0.00	0.56	1.90	1.00	3.951	0.151	0	0.151
-2	2	atas	0.00	0.56	1.90	1.00	4.636	0.836	1.23	2.066
		bawah	0.00	0.60	1.82	1.00	4.636	1.004	1.23	2.234
-8	3	atas	0.00	0.60	1.82	1.00	8.206	4.574	7.23	11.804
		bawah	0.00	0.60	1.82	1.00	8.206	4.574	7.23	11.804
-15	4	atas	0.00	0.60	1.82	1.00	12.371	8.739	14.23	22.969
		bawah	0.00	1.00	10.00	1.00	12.371	-7.629	14.23	6.601
-17	5	atas	0.00	1.00	10.00	1.00	14.371	-5.629	16.23	10.601
		bawah	40.00	1.30	0.00	0.22	16.971	3.690	16.23	19.920
-(17+d)	6	atas	40.00	1.30	0.00	0.22	16.971+1.3d	3.690+0.283d	17+d	19.920+1.283d

depth	Titik		Ø'	Υ	C'	Kp	σ _v	σ _h	σ _w	σ _h total
-8	3	atas	0.000	1.595	1.816	1.00	0	3.632	0	3.632
		bawah	0.000	1.595	1.816	1.00	0	3.632	0	3.632
-15	4	atas	0.000	0.595	1.816	1.00	4.165	7.797	6	13.797
		bawah	0.000	1.000	10.000	1.00	4.165	24.165	6	30.165
-17	5	atas	0.000	1.000	10.000	1.00	6.165	26.165	8	34.165
		bawah	40.000	1.300	0.000	4.60	6.165	28.352	8	36.352

$\frac{-}{(17+d)}$	6	atas	40.000	1.300	0.000	4.60	$6.165+1.3d$	$28.352+5.979d$	$8+d$	$36.352+6.979d$
--------------------	---	------	--------	-------	-------	------	--------------	-----------------	-------	-----------------

Kemudian tegangan horizontal total digunakan untuk menghitung gaya horizontal dan moment yang terjadi di sepanjang dinding penahan tanah.

Tabel 4.6 Rekapitulasi Gaya Horizontal dan Momen BH-1

depth	Titik		P aktif	Lengan - O	M aktif
-0.77	1	bawah			
-1	2	atas	1.271	$15.410+d$	$19.472+d$
		bawah	13.406	$12+d$	$160.87+d$
-8	3	atas	28.710	$11.000+d$	$315.81+d$
		bawah	82.630	$5.5+d$	$454.47+d$
-15	4	atas	39.078	$4.333+d$	$169.34+d$
		bawah	13.203	$1+d$	$13.20+13.20d$
-17	5	atas	4.000	$0.667+d$	$2.67+4.00d$
		bawah	$19.920d$	$0.5d$	$9.960d^2$
$-(17+d)$	6	atas	$1.283d^2$	$d/3$	$0.428d^3$

depth	Titik		P pasif	Lengan - O	M pasif
-8	3	atas			
		bawah	25.424	$3.5+d$	$139.83+d$
-15	4	atas	35.578	$2.333+d$	$154.17+d$
		bawah	74.330	$1+d$	$74.33+74.33d$
-17	5	atas	4.000	$0.667+d$	$2.67+4.00d$
		bawah	$80.502d$	$0.5d$	$40.251d^2$
$-(17+d)$	6	atas	$6.979d^2$	$d/3$	$2.326d^3$

$$\sum M_o = 0$$

$$0 = \sum M_{aktif} - \sum M_{pasif}$$

$$0 = -1.898 d^3 - 30.291 d^2 - 56.130 d + 764.830$$

$$d = 3.8270 \text{ m}$$

Kedalaman total dinding penahan tanah

$$D_o = h_{lapisan3} + h_{lapisan4} + d$$

$$= 7.00 + 2.00 + 3.8270$$

$$= 12.8270 \text{ m}$$

$$D = D_o \times SF$$

$$= 12.8270 \times 1.2$$

$$= 15.3924 \text{ m}$$

Kontrol $D > 1.5 H$ (kedalaman galian)

$$D > 1.5 H$$

$15.3924 \text{ m} > 12.00 \text{ m (OK)}$, maka :

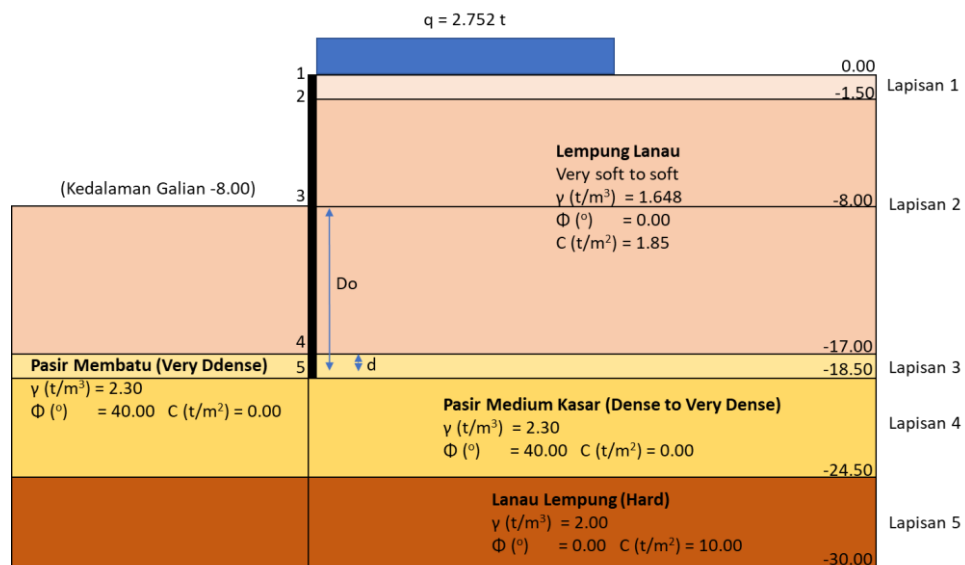
$$L = H + D$$

$$= 8.00 \text{ m} + 15.3924 \text{ m}$$

$$= 23.2934 \text{ m} \approx 24 \text{ m}$$

b. Free earth support Method BH-2

Dengan cara yang sama juga dilakukan untuk data tanah BH-2 dapat dilihat pada Gambar 4.4 dapat dilihat panjang jepit secant pile dibawah kedalaman galian tanah (dibawah -8.00 m) diasumsikan sepanjang D_o . Dimana dalam panjang D_o memiliki variabel d yang perlu ditentukan kedalamannya berdasarkan kesetimbangan gaya yang ada.



Gambar 4.24 Ilustrasi Panjang Secant Pile pada BH-2

Berikut merupakan contoh perhitungannya.

Akibat Tanah (tekanan tanah aktif) :

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

$$= \tan^2 (45 - 0/2)$$

$$= 1$$

Tegangan vertical (overburden)

$$\begin{aligned}\sigma_{v_{a1}} &= q + \gamma_{h1} \\ &= 2.752 + 1.62 \times 0.2 \\ &= 4.050 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{v_{a2}} &= q + \gamma_{h2} \\ &= 4.050 + 0.62 \times 1.2 \\ &= 4.796 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Tekanan Tanah Aktif

$$\begin{aligned}\sigma_{h_{a1}} &= \sigma_{v_{a1}}(K_a) - 2C\sqrt{K_a} \\ &= 4.050 (1) - 2 (1.3) \sqrt{1} \\ &= 1.450 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{h_{a2}} &= \sigma_{v_{a2}}(K_a) - 2C\sqrt{K_a} \\ &= 4.796 (1) - 2(3.20) \sqrt{1} \\ &= 2.196 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Akibat Air

$$\begin{aligned}\sigma_{w_{a1}} &= 0 \text{ t/m}^2 \text{ (karena belum ada air)} \\ \sigma_{w_{a2}} &= \gamma_w (h_{w1}) \\ &= 1 (1.2) \\ &= 1.2 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Total gaya horizontal

$$\begin{aligned}\text{Total } \sigma_h &= \sigma_{h_{a1}} + \sigma_{w_{a1}} \\ &= 1.450 + 0 \\ &= 1.450 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Total } \sigma_h &= \sigma_{h_{a2}} + \sigma_{w_{a2}} \\ &= 2.196 + 1.2 \\ &= 3.396 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Akibat Tanah (tekanan tanah pasif) :

$$\begin{aligned}K_p &= \tan^2 (45 + \phi/2) \\ &= \tan^2 (45 + 0/2) \\ &= 1\end{aligned}$$

Tegangan vertical (overburden)

$$\begin{aligned}\sigma_{vp3} &= q + \gamma_{h3} \\ &= 0 + 1.648 \times 0.00 \\ &= 0 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{vp4} &= \gamma_{h3} + \gamma_{h4} \\ &= 0 + 0.648 \times 9.00 \\ &= 5.832 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Tekanan Tanah Pasif

$$\begin{aligned}\sigma_{hp3} &= \sigma_{vp3}(K_p) - 2C\sqrt{K_p} \\ &= 0 (1) + 2 (1.85) \sqrt{1} \\ &= 3.700 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{hp4} &= \sigma_{vp4}(K_p) - 2C\sqrt{K_p} \\ &= 5.832 (4.6) - 2 (1.85) \sqrt{4.6} \\ &= 34.756 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

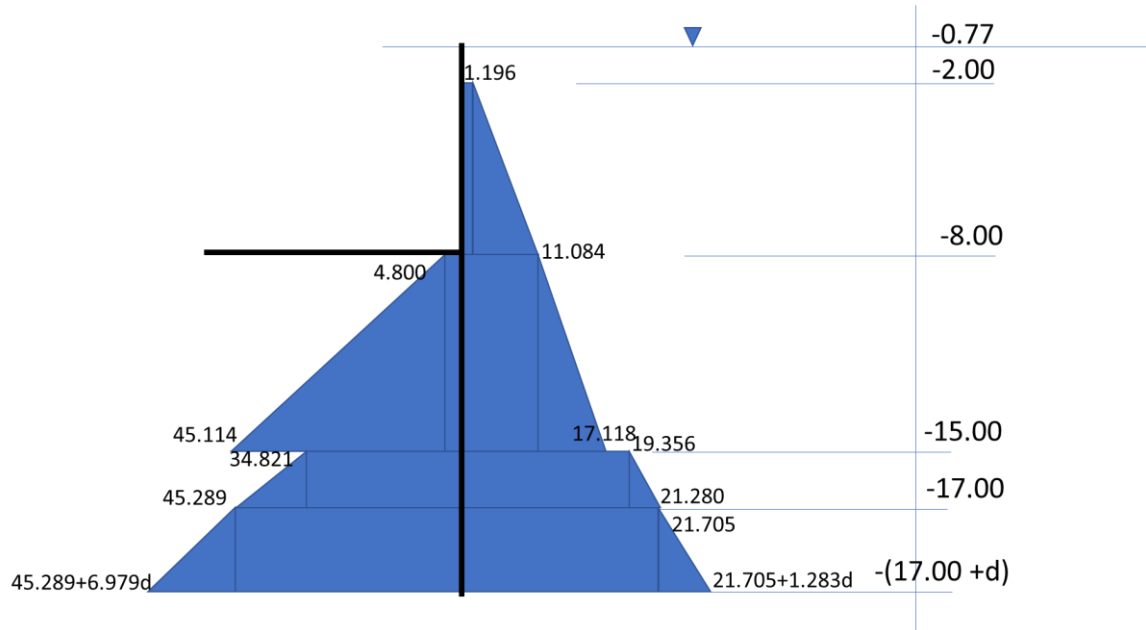
Akibat Air

$$\begin{aligned}\sigma_{wp3} &= 0 \text{ t/m}^2 \text{ (karena dewatering)} \\ \sigma_{wp4} &= \gamma_w (h_{w1}) \\ &= 1 (8.00) \\ &= 8.00 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Total gaya horizontal

$$\begin{aligned}\text{Total } \sigma_h &= \sigma_{hp3} + \sigma_{wp3} \\ &= 3.700 + 0 \\ &= 3.700 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Total } \sigma_h &= \sigma_{hp4} + \sigma_{wp4} \\ &= 34.756 + 8.00 \\ &= 42.756 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$



Gambar 4.25 Diagram Tegangan Tanah BH-2

Tabel 4.7 Rekapitulasi Total Tegangan Horizontal BH-2

depth	Titik		ϕ'	γ	C'	K_a	σ_v	σ_h	σ_w	σ_h total
-0.8	1	bawah	0.00	0.62	1.30	1.00	4.050	1.450	0	1.450
-2	2	atas	0.00	0.62	1.30	1.00	4.796	2.196	1.2	3.396
		bawah	0.00	0.65	1.85	1.00	4.796	1.096	1.2	2.296
-8	3	atas	0.00	0.65	1.85	1.00	8.684	4.984	7.2	12.184
		bawah	0.00	0.65	1.85	1.00	8.684	4.984	7.2	12.184
-17	4	atas	40.00	0.65	1.85	0.22	14.516	1.431	16.2	17.631
		bawah	40.00	1.30	0.00	0.22	14.516	3.156	16.2	19.356
-18.5	5	atas	40.00	1.30	0.00	0.22	16.466	3.580	17.7	21.280
		bawah	40.00	1.30	0.00	0.22	18.416	4.005	17.7	21.705
-(18.5+d)	6	atas	40.00	1.30	0.00	0.22	18.416+1.3d	4.005+0.283d	17+d	21.705+1.283d

depth	Titik		ϕ'	γ	C'	K_p	σ_v	σ_h	σ_w	σ_h tota
-8	3	atas	0.000	1.648	1.850	1.00	0	3.700	0	3.700
		bawah	0.000	1.648	1.850	1.00	0	3.700	0	3.700
-17	4	atas	40.000	0.648	1.850	4.60	5.832	34.756	8	42.756
		bawah	40.000	1.300	0.000	4.60	17.532	80.628	8	88.628
-18.5	5	atas	40.000	1.300	0.000	4.60	19.482	89.596	9.5	99.096
		bawah	40.000	1.300	0.000	4.60	21.432	98.564	9.5	108.064
-(18.5+d)	6	atas	40.000	1.300	0.000	4.60	21.432+1.3d	98.564+5.979d	9.5+d	108.064+6.979d

Tabel 4.8 Rekapitulasi Gaya Horizontal BH-2

depth	Titik		P aktif	Lengan - O	M aktif
-0.8	1	bawah			
-2	2	atas	2.038	16.900+d	34.024+d
		bawah	13.778	13.5+d	186.00+d
-8	3	atas	29.664	12.500+d	370.80+d
		bawah	109.659	6+d	657.95+d
-17	4	atas	24.511	4.500+d	110.30+d
		bawah	29.035	0.75+d	21.78+21.78d
-18.5	5	atas	1.443	0.500+d	0.72+1.08d
		bawah	21.705d	0.5d	10.852d ²
-(18.5+d)	6	atas	1.283d ²	d/3	0.428d ³

depth	Titik		P pasif	Lengan - O	M pasif
-8	3	atas			
		bawah	33.300	4.5+d	199.80+d
-17	4	atas	175.750	3.000+d	790.87+d
		bawah	132.942	0.75+d	99.71+99.71d
-18.5	5	atas	7.851	0.500+d	3.93+5.89d
		bawah	108.064d	0.5d	54.032d ²
-(18.5+d)	6	atas	6.979d ²	d/3	2.326d ³

$$\sum M_o = 0$$

$$0 = \sum M_{aktif} - \sum M_{pasif}$$

$$0 = -1.898 d^3 - 43.180 d^2 - 77.740 d + 287.264$$

$$d = 1.7855 \text{ m}$$

Kedalaman total dinding penahan tanah

$$D_o = h_{lapisan3} + h_{lapisan4} + d$$

$$= 9.00 + 1.50 + 1.7855$$

$$= 12.2855 \text{ m}$$

$$D = D_o \times SF$$

$$= 12.2270 \times 1.2$$

$$= 14.7426 \text{ m}$$

Kontrol $D > 1.5 H$ (kedalaman galian)

$$D > 1.5 H$$

14.7426 m > 12.00 m (OK), maka :

$$L = H + D$$

$$= 8.00 \text{ m} + 14.7426 \text{ m}$$

$$= 22.7426 \text{ m} \approx 23 \text{ m}$$

c. Metode Analisa Heave

$$i \times SF < i_w$$

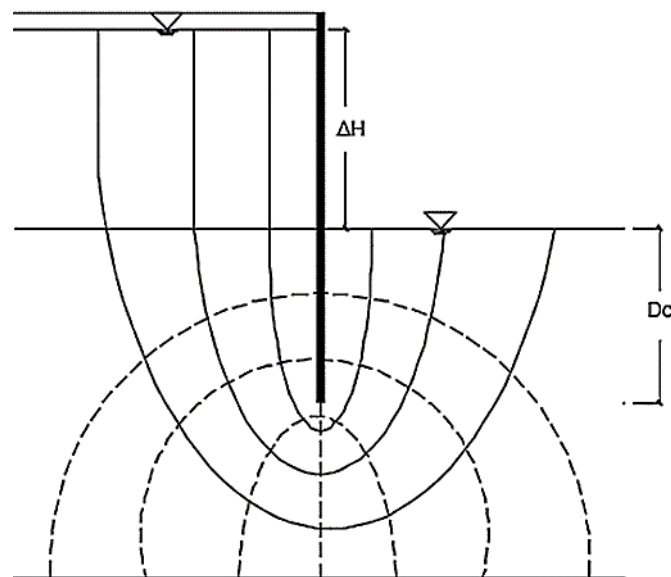
$$(0.5 \Delta h) / D_c \times SF < (\gamma' / \gamma_w)$$

Dimana,

Δh = selisih kedalaman galian dengan muka air tanah

D_c = kedalaman penanaman dinding penahan tanah

γ = berat volume rata-rata



Gambar 4.26 Ilustrasi Perhitungan Menggunakan Heave

Sehingga,

$(\Delta h / D_c) \times SF < (\gamma' / \gamma_w)$, nilai Δh direduksi 0.5 - 0.67 karena muka air tanah mengalami penurunan akibat dewatering pekerjaan galian.

$$(0.5 \times (9.00 - 0.77) / D_c) \times 1.2 < (0.589 / 1)$$

$$8.23 / D_c \times 1.2 < 0.589$$

$$D_c > 4.938/0.589$$

$$D_c > 8.384 \text{ m, di gunakan } 10 \text{ m}$$

Dalam perencanaan ini, dilakukan tiga metode perhitungan untuk menentukan kebutuhan panjang dinding penahan tanah. Dari hasil ketiga perhitungan tersebut, diperoleh panjang yang berbeda-beda. Namun, karena sistem perkuatan yang digunakan adalah strut sebagai penyangga selama proses galian bertahap, maka dipilih panjang dinding penahan tanah yang paling kecil dari hasil ketiga metode tersebut. Pemilihan nilai terkecil ini tetap mempertimbangkan faktor keamanan yang sesuai standar. Kebutuhan panjang total dinding penahan tanah diperoleh dari dua komponen utama, yaitu:

Dalam galian + Dalam penanaman

$$8.00 + 10 = 18 \text{ meter}$$

Panjang dinding penahan tanah sebesar 18,00 meter inilah yang selanjutnya akan digunakan dalam pemodelan Plaxis untuk analisis stabilitas struktur, khususnya selama tahapan pekerjaan galian berlangsung secara bertahap.

4.2.2 Permodelan Dinding Penahan Tanah Alternatif

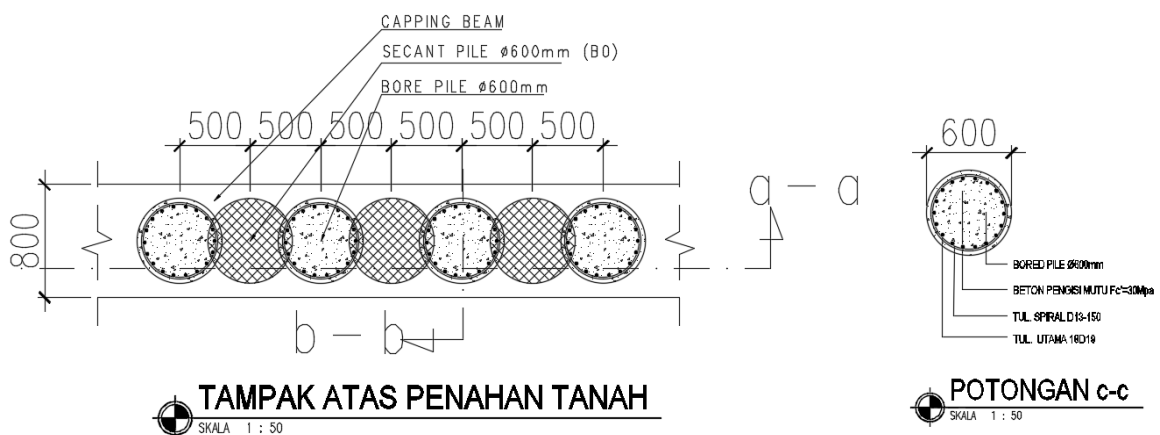
4.2.3 Input Data Permodelan Dinding Penahan Tanah Alternatif

a. Input Data Tanah

Untuk data tanah yang digunakan dapat di lihat pada Tabel 3.2 dimana data tanah yang digunakan adalah undrained condition dengan metode A yang menggunakan effective strength parameters yaitu c' , ϕ' , dan ψ' .

b. Input Data Material

Data-data material struktur yang perlu diinput pada Plaxis dimodelkan 2 dimensi yaitu permodelan plane strain dan detail rekapitulasinya akan dijelaskan berikut ini :



Gambar 4.27 Detail Secant Pile Eksisting

Dinding Penahan Tanah Secant Pile

- Mutu Secant Pile (f_c') = 30 Mpa (Primary Pile)
- Diameter Secant Pile = 0.60 m (Primary Pile)
- Mutu Bored Pile (f_c') = 14.53 Mpa (Secondary Pile)
- Diameter Bored Pile = 0.60 m (Secondary Pile)

- Modulus Elastisitas (E) = $4700\sqrt{f_c'}$
- Primary Pile = $4700\sqrt{14.53} = 17915.571 = 17915571 \text{ kN/m}^2$
- Secondary Pile = $4700\sqrt{35} = 25742.960 \text{ Mpa} = 25742960 \text{ kN/m}^2$
- Inersia penampang (I)
- Primary Pile = 0.00312 m^4
- Secondary Pile = 0.018 m^4
- Luas penampang (A)
- Primary Pile = 0.237727 m^2
- Secondary Pile = 0.282743 m^2
- EA = 11537665.57 kN/m
- EI = 581071.71 kN/m^2
- Berat dinding (W) = 12.491 kN/m/m

Strutting WF

- Profil = $250 \times 250 \times 14 \times 9$
- A = 0.008998 m^2
- E baja = 200000 N/mm^2
- EA = 1799600 kN

Pondasi Tiang

- Mutu beton (f_c') = 40 Mpa
- D luar = 0.60 m
- D dalam = 0.40 m
- Jarak spacing = 1.8 m
- Modulus Elastisitas (E) = $4700\sqrt{40} = 29725410.01 \text{ Kpa}$
- Inersia penampang (I) = $0.000323 \text{ m}^4 / \text{m}$
- Luas penampang (A) = $0.157 \text{ m}^2 / \text{m}$
- EA = 8404661.67 kN/m
- EI = 151750.84 kN/m^2
- Berat dinding (W) = 3.77 kN/m

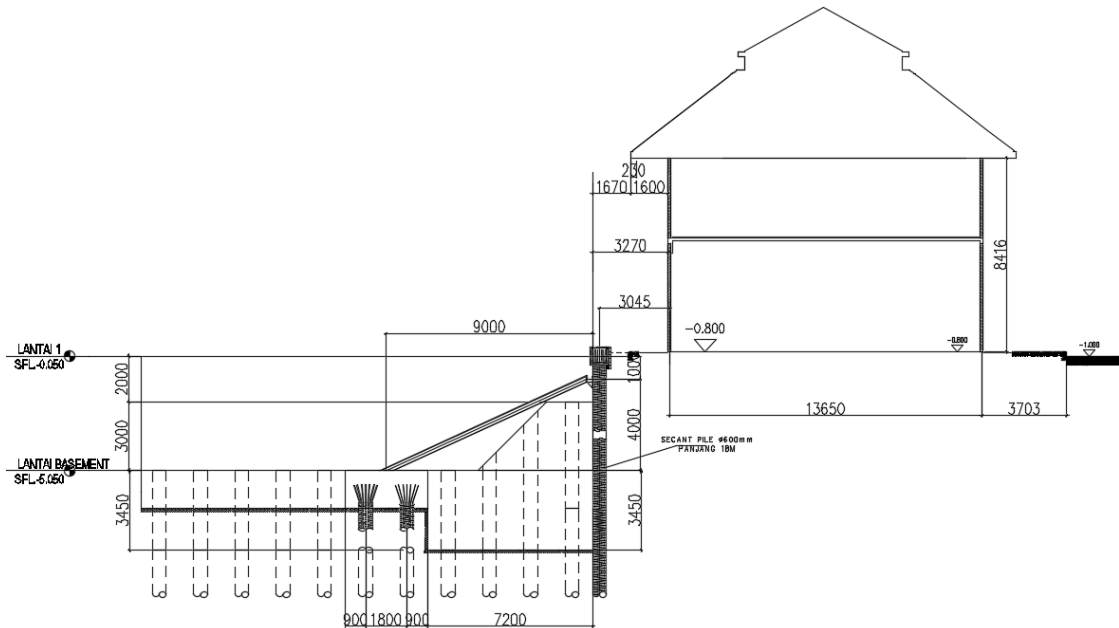
Pile Cap

- Mutu beton (f_c') = 40 Mpa
- Tebal Pile Cap = 1.6 m
- Lebar Pile Cap = 1.2 m
- Modulus Elastisitas (E) = $4700\sqrt{40} = 29725410.01 \text{ Kpa}$
- Inersia penampang (I) = $0.3375 \text{ m}^4 / \text{m}$
- Luas penampang (A) = $1.8 \text{ m}^2 / \text{m}$
- EA = 53505738.01 kN/m
- EI = $10032325.88 \text{ kN/m}^2$
- Berat Pilcap (W) = 43.2 kN/m

Pembebanan bangunan Cagar Budaya

- Output Base Reaction (P_u) = 20813.50 kN
- Input ke Plaxis (P_u/A) = 27.52 kN

Setelah dilakukan input data tanah dan material, kemudian dilakukan permodelan struktur pada Plaxis. Berikut merupakan gambar permodelan dinding penahan tanah alternatif.

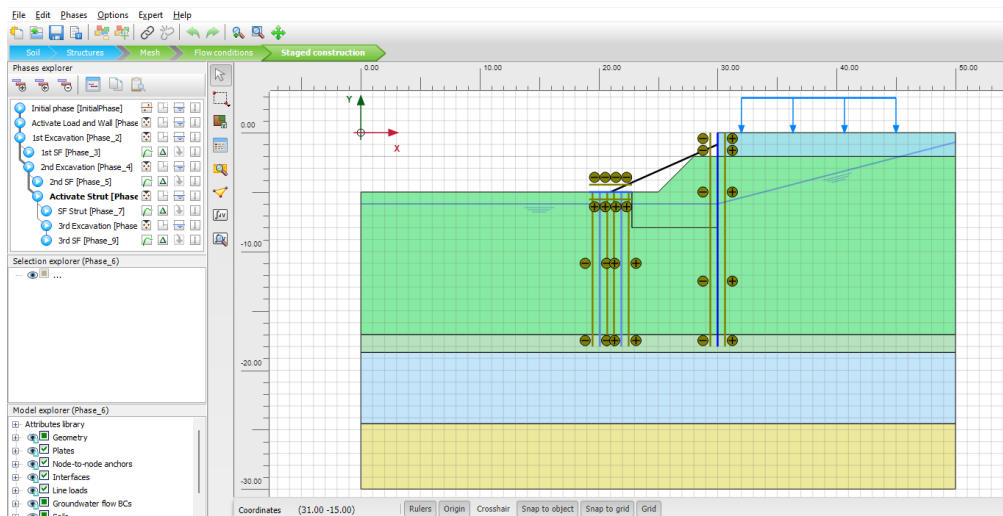


Gambar 4.28 Ilustrasi Permodelan DPT Alternatif

4.2.4 Kalkulasi Tahapan Konstruksi

Setelah input data tanah, material dan permodelan selesai, kemudian dilakukan penyusunan tahapan konstruksi basement Gedung Pelayanan Jantung dengan metode galian *Opencut*. Berikut merupakan uraian tahapan konstruksinya :

1. Pemasangan pondasi tipe spun pile sampai kedalaman rencana.
2. Pemasangan *Secant Pile* sebagai dinding penahan tanah.
3. Penggalian tanah tahap 1 sedalam 2.00 meter.
4. Penggalian tanah tahap 2 sedalam 3.00 meter dengan berm kemiringan 1:1 dan penggalian 1.5 meter untuk landasan strutting yang di modelkan *fixed end anchor*.
5. Tanah tahap 3 penggalian berm dan penggalian sedalam 3 meter



Gambar 4.29 Permodelan Dinding Penahan Tanah Alternatif

4.2.5 Output Plaxis Permodelan Dinding Penahan Tanah Alternatif

Setelah tahapan konstruksi disusun dan dikalkulasi oleh program bantu Plaxis, berikut merupakan output yang dihasilkan:

Calculation information

Step info

Phase

1st SF [Phase_3]

Step

Initial

Calculation mode

Classical mode

Step type

Safety

Updated mesh

False

Solver type

Picos

Kernel type

64 bit

Extrapolation factor

0.5000

Relative stiffness

1.675E-15

Multipliers

Soil weight

ΣM_{Weight}

1.000

Strength reduction factor

M_{sf}

0.06929E-3

ΣM_{sf}

2.458

Time

Increment

0.000

End time

0.000

Staged construction

Active proportion total area

M_{Area}

0.000

ΣM_{Area}

0.9600

Active proportion of stage

M_{Stage}

0.000

ΣM_{Stage}

0.000

Forces

F_x

0.000 kN/m

F_y

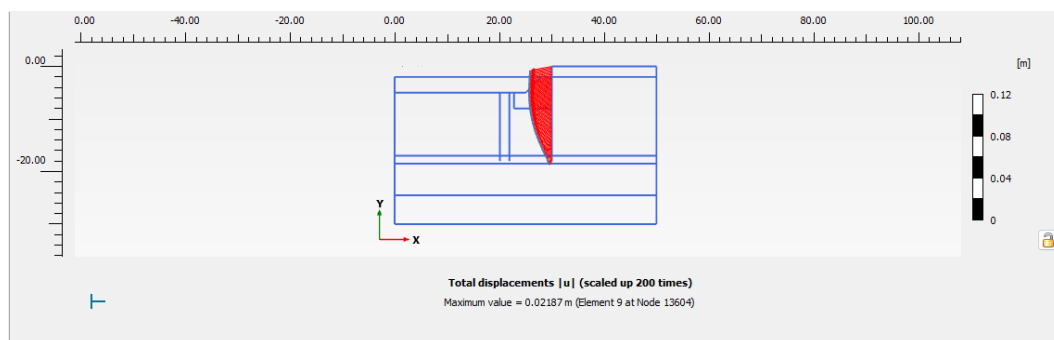
0.000 kN/m

Copy

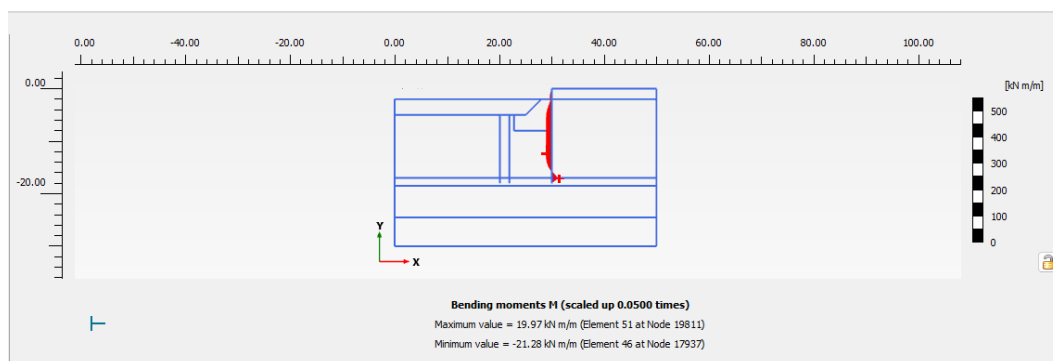
Print

Close

Gambar 4.30 Output Global Stability Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 1 BH-1

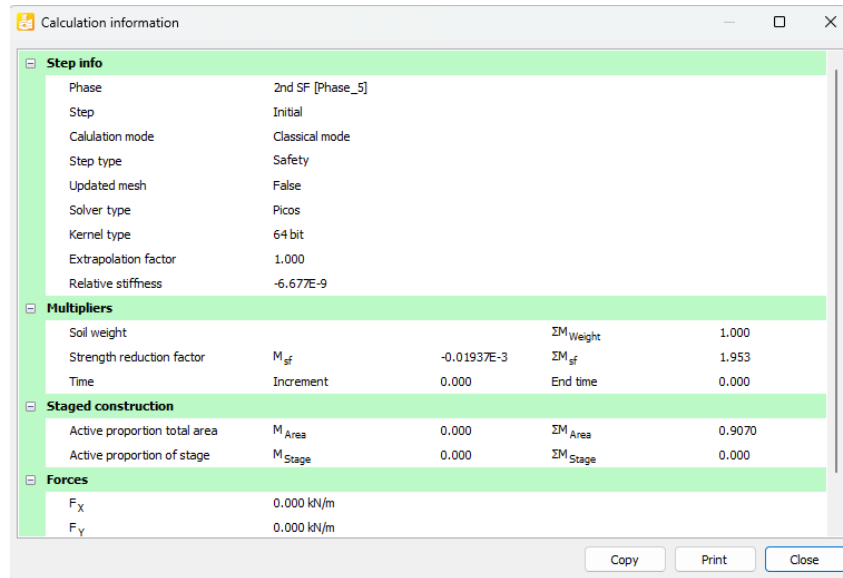


Gambar 4.31 Output Defleksi Maksimum Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 1 BH-1

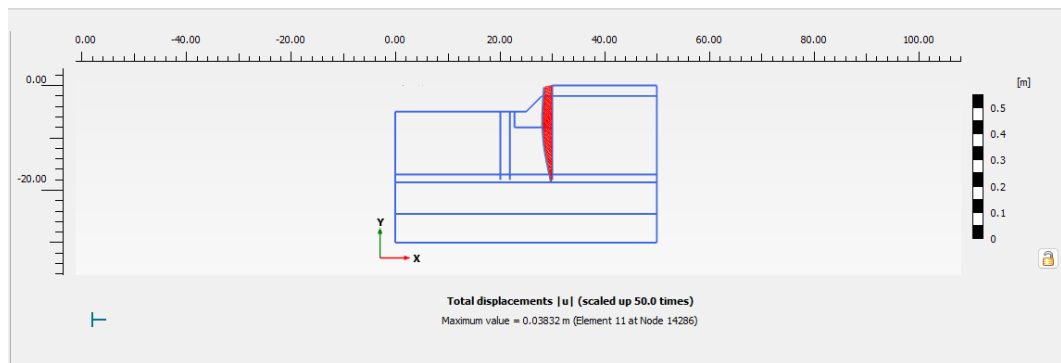


Gambar 4.32 Output Momen Maksimum Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 1 BH-1

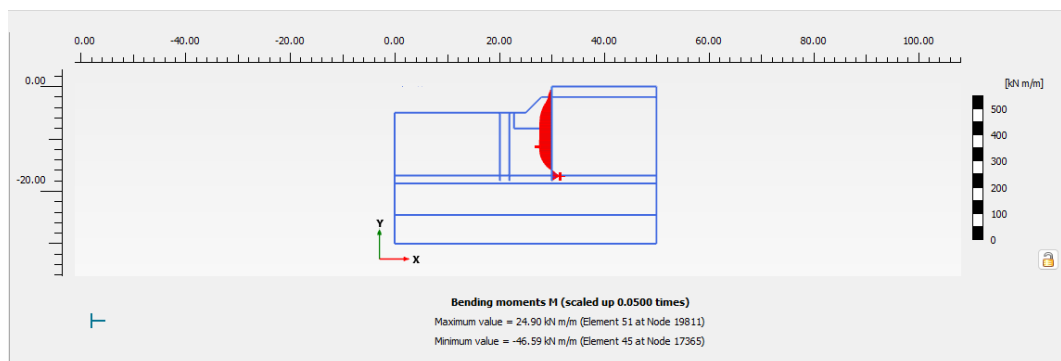
Output Plaxis menunjukkan nilai defleksi 11.87 mm, nilai M_{max} 19.97 kN dan nilai SF 2.458.



Gambar 4.33 Output Global Stability Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 2 BH-1

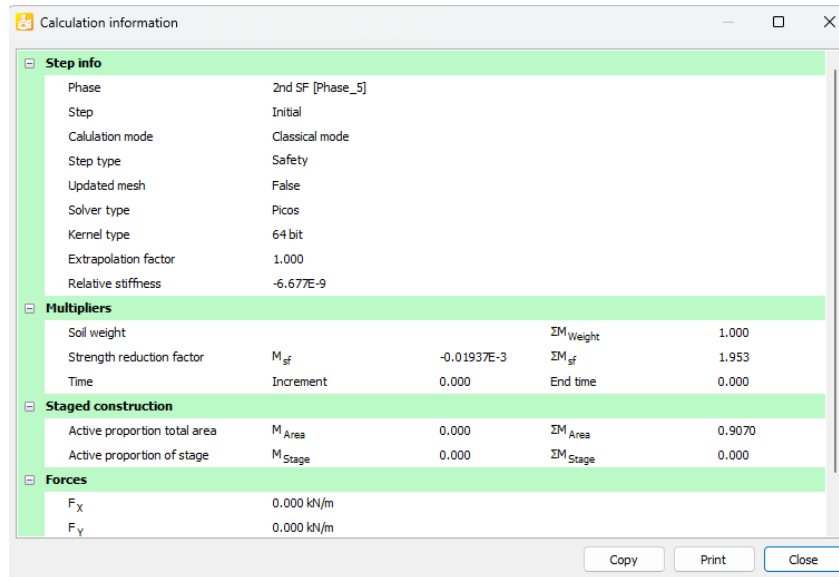


Gambar 4.34 Output Defleksi Maksimum Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 2 BH-1

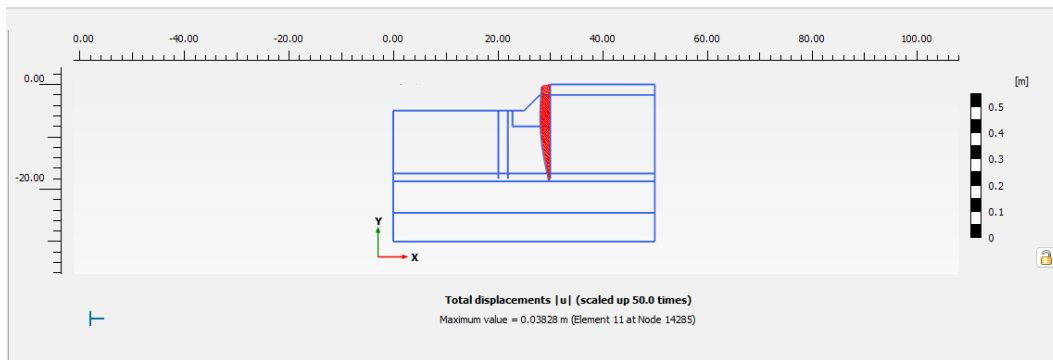


Gambar 4.35 Output Momen Maksimum Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 2 BH-1

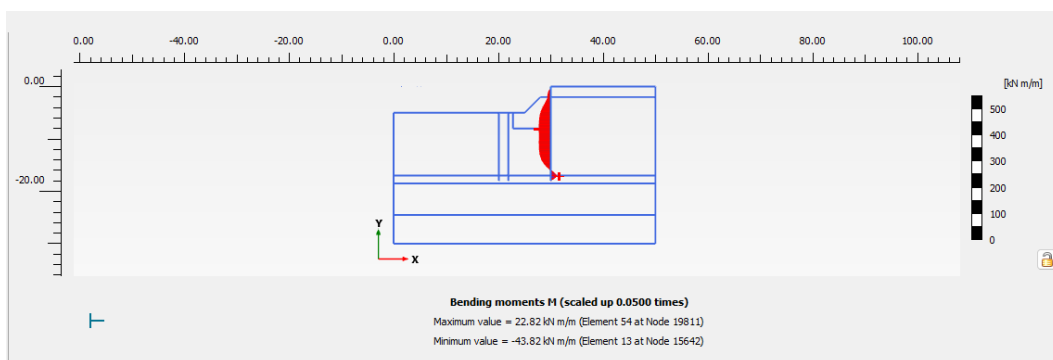
Output Plaxis menunjukkan nilai defleksi 28.32 mm, nilai Mmax 24.90 kN dan nilai SF 1.953.



Gambar 4.36 Output Global Stability Secant Pile Alternatif pada Tahap Pemasangan Strut BH-1



Gambar 4.37 Output Defleksi Maksimum Secant Pile Alternatif pada Tahap Pemasangan Strut BH-1



Gambar 4.38 Output Momen Maksimum Secant Pile Alternatif pada Tahap Pemasangan Strut BH-1

Output Plaxis menunjukkan nilai defleksi 28.28 mm, nilai M_{max} 22.82 kN dan nilai SF 2.373.

Calculation information

Step info

Phase

3rd SF [Phase_9]

Step

Initial

Calculation mode

Classical mode

Step type

Safety

Updated mesh

False

Solver type

Picos

Kernel type

64 bit

Extrapolation factor

2.000

Relative stiffness

3.820E-6

Multipliers

Soil weight

ΣM_{Weight}

1.000

Strength reduction factor

M_{sf}

0.3088E-3

ΣM_{sf}

2.076

Time

Increment

0.000

End time

0.000

Staged construction

Active proportion total area

M_{Area}

0.000

ΣM_{Area}

0.8856

Active proportion of stage

M_{Stage}

0.000

ΣM_{Stage}

0.000

Forces

F_X

0.000 kN/m

F_Y

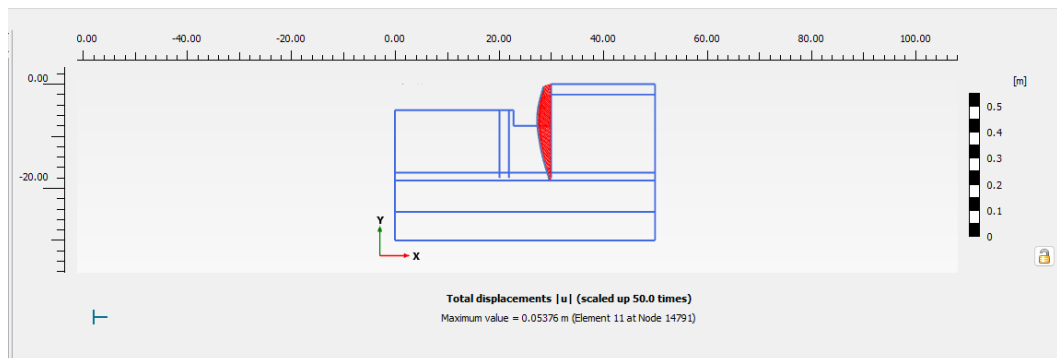
0.000 kN/m

Copy

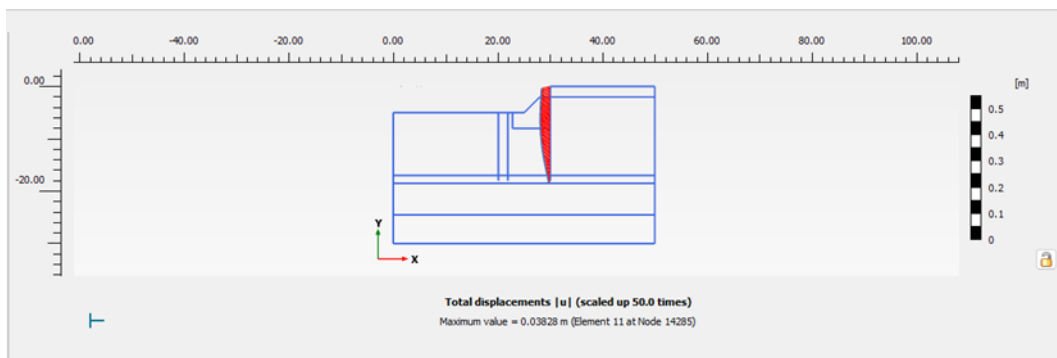
Print

Close

Gambar 4.39 Output Global Stability Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 3 BH-1

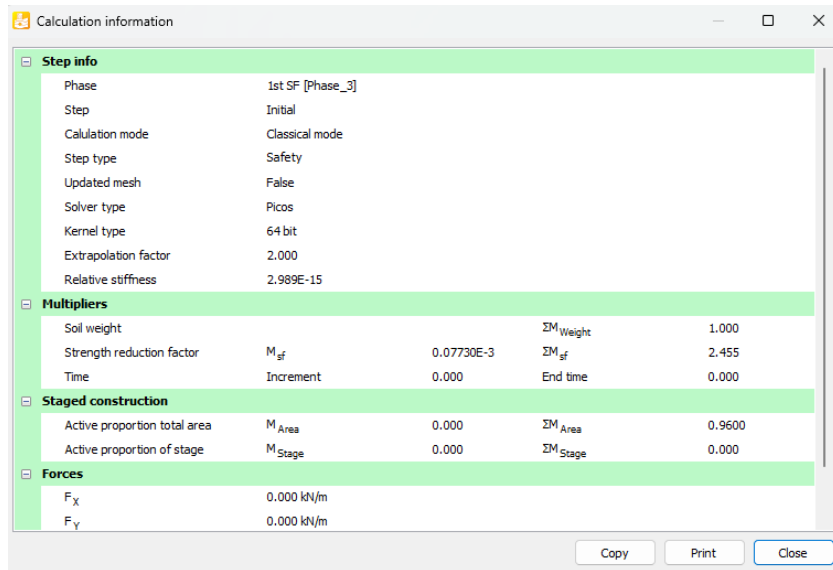


Gambar 4.40 Output Defleksi Maksimum Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 3BH-1

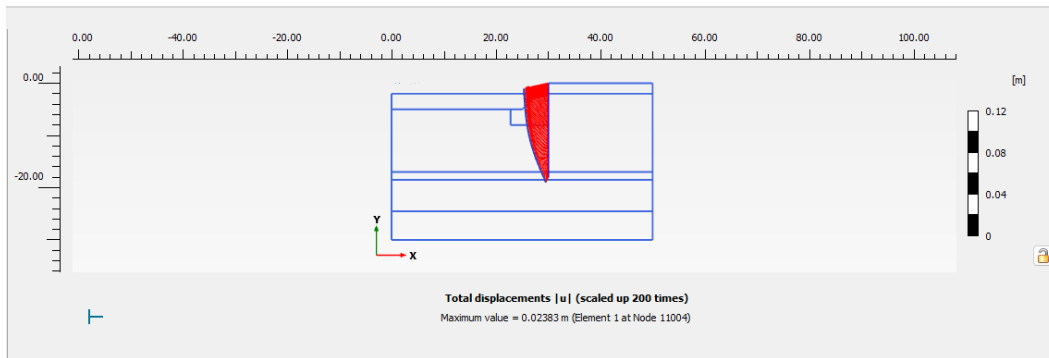


Gambar 4.41 Output Momen Maksimum Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 3 BH-1

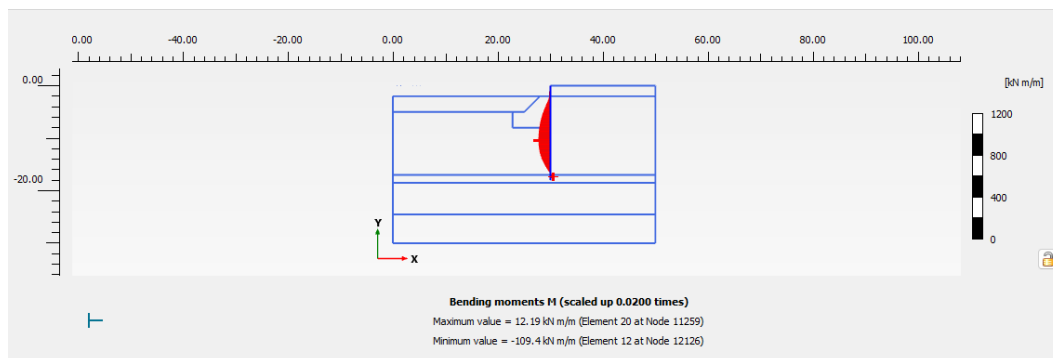
Output Plaxis pada tahap pemasangan strutting menunjukkan nilai defleksi 38.76 mm, nilai M_{max} 138.0 kN dan nilai SF 2.076.



Gambar 4.42 Output Global Stability Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 1 BH-2

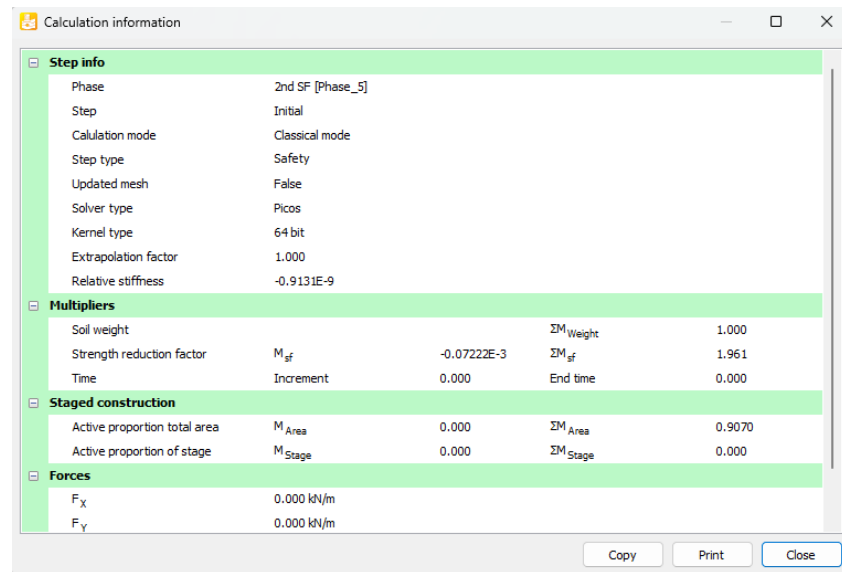


Gambar 4.43 Output Defleksi Maksimum Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 1 BH-2

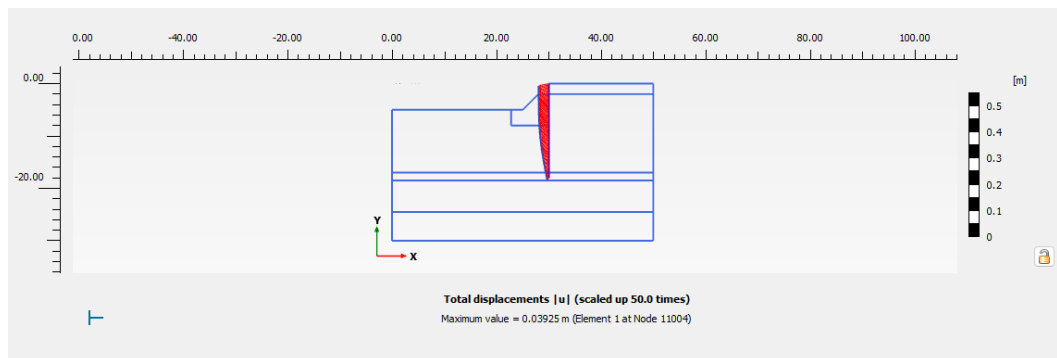


Gambar 4.44 Output Momen Maksimum Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 1 BH-2

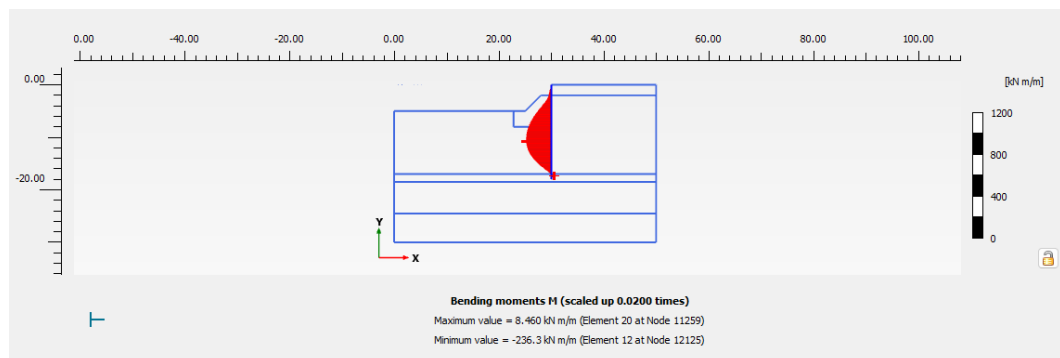
Output Plaxis pada tahap pemasangan strutting menunjukkan nilai defleksi 21.87 mm, nilai M_{max} 109.4 kN dan nilai SF 2.455.



Gambar 4.45 Output Global Stability Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 2 BH-2

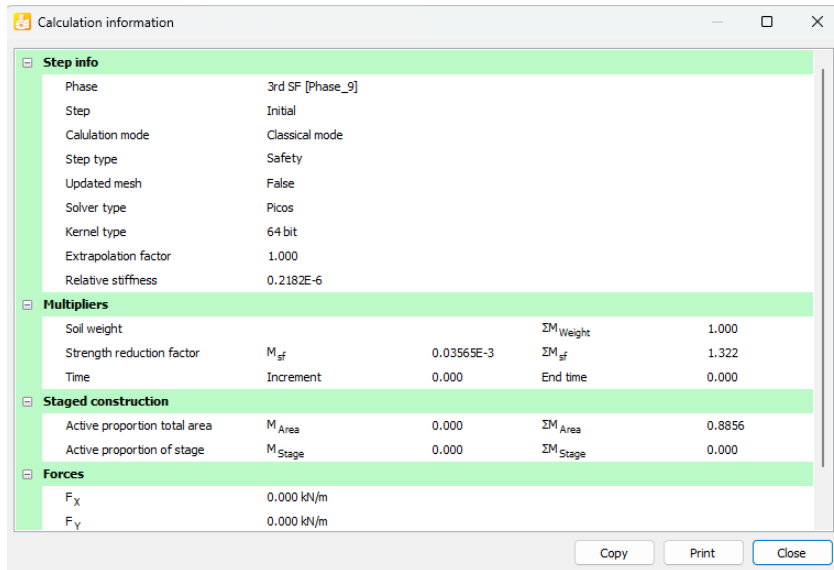


Gambar 4.46 Output Defleksi Maksimum Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 2 BH-2

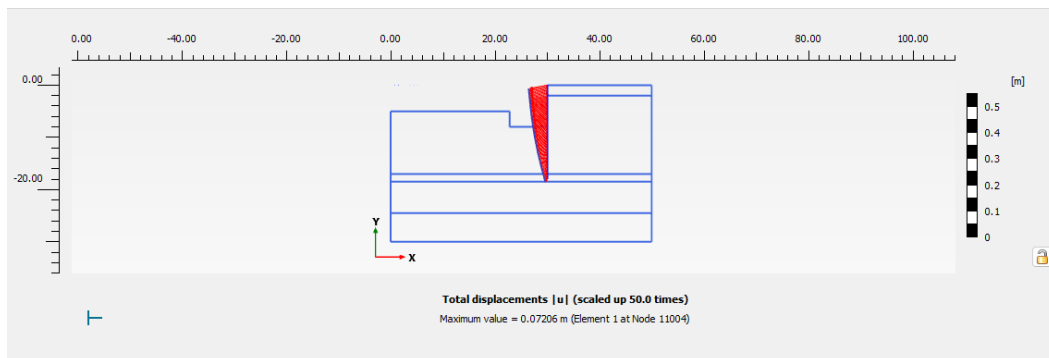


Gambar 4.47 Output Momen Maksimum Secant Pile Eksisting pada Galian Tahap 2 BH-2

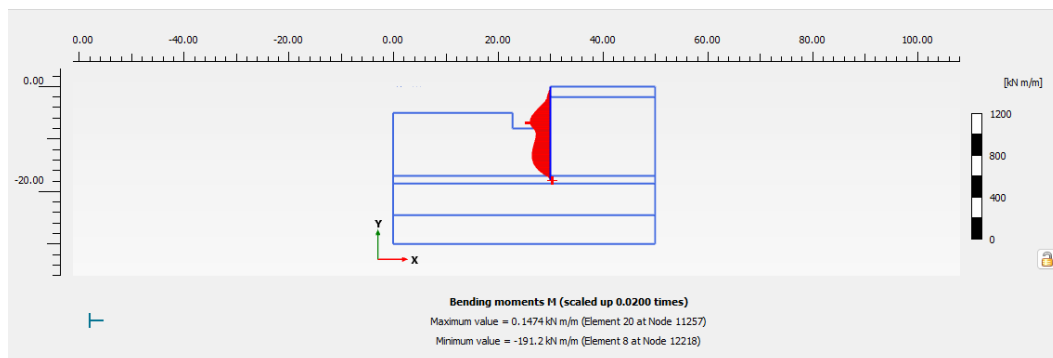
Output Plaxis menunjukkan nilai defleksi 39.25 mm, nilai Mmax 136.3 kN dan nilai SF 1.961.



Gambar 4.48 Output Global Stability Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 3 BH-2



Gambar 4.49 Output Defleksi Maksimum Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 3 BH-2



Gambar 4.50 Output Momen Maksimum Secant Pile Alternatif pada Galian Tahap 3 BH-2

Output Plaxis menunjukkan nilai defleksi 72.06 mm, nilai Mmax 191.2 kN dan nilai SF 1.332.

4.2.6 Kontrol Dinding Penahan Tanah Alternatif

Pada sub bab ini, akan dilakukan analisis lebih detail mengenai kontrol terhadap dinding penahan tanah alternatif. Kontrol yang akan dilakukan meliputi kontrol terhadap defleksi, kontrol momen, kontrol SF serta kontrol panjang penanaman dinding penahan tanah terhadap heave.

Hasil output Plaxis pada Tabel menunjukkan bahwa besar defleksi maksimum yang terjadi adalah 3,09 mm. Sedangkan, nilai defleksi ijin menurut SNI 8460:2017 ditentukan oleh kondisi tanah, kedalaman galian (H) serta jarak dengan gedung terdekat(x). Disyaratkan pada jenis tanah lempung lunak dengan nilai $x/H > 2$, nilai defleksi ijin dinding penahan tanah adalah 1%H. Besar nilai x pada lokasi studi ditunjukkan pada Gambar berikut.

$$\text{Defleksi maksimum} = 74.14 \text{ mm}$$

$$H = 8.00 \text{ m}$$

$$x/H = 2.00/8.00 = 0.25 < 2$$

Karena $x/H < 2$, berarti struktur **kaku (rigid frame)** atau tergolong sistem pendek. Maka, kita **pakai batas defleksi lebih ketat**, biasanya:

$$\text{Defleksi ijin} = 1\% H$$

$$= 0.5\% (8000) = 40 \text{ mm}$$

Kontrol defleksi :

$$\text{Defleksi maksimum} < \text{Defleksi ijin}$$

$$27.2 \text{ mm} < 40 \text{ mm (OK)}$$

Dari analisis diatas, didapatkan bahwa nilai momen yang terjadi pada dinding penahan tanah masih melebihi nilai momen crack bahan yang diijinkan, sehingga kuat bahan material belum cukup mampu menahan gaya momen yang terjadi. Namun, hal ini bisa diatasi dengan mempertebal dinding atau memperkuat mutu beton pada dinding serta jika ditinjau secara keseluruhan.

Kontrol heave ini dapat dilakukan dengan menghitung nilai gradien hidrolis (i) yang kemudian dibandingkan dengan nilai gradien hidro kritis (iw). Dimana nantinya nilai gradient hidrolis harus lebih kecil daripada nilai gradient hidro kritis. Berikut merupakan contoh perhitungannya.

$$i \times SF < iw$$

$$(\Delta h/Dc) \times 1.2 < (\gamma'/\gamma_w)$$

$$((8.00-0.77)/23.00) \times 1.2 < (0.874/1)$$

$$0,528 < 0.589 \text{ (OK)}$$

Tabel 4.9 Output Plaxis Secant Pile Alternatif BH-1

Kontrol Stabilitas	Defleksi Maks (mm)	Momen Maks (kNm/m)	Σ Msf (Faktor Keamanan)
Galian Tahap 1	11.87	175.7	2.458
Galian Tahap 2	28.32	184.5	1.953
Pemasangan Strut	28.28	171.0	2.373
Galian Tahap 3	38.76	217.4	2.076
Batas Ijin	40.00	220	1.00
Stabilitas	OK	OK	OK

Tabel 4.10 Output Plaxis Secant Pile Alternatif BH-2

Kontrol Stabilitas	Defleksi Maks (mm)	Momen Maks (kNm/m)	Σ Msf (Faktor Keamanan)
Galian Tahap 1	22.73	175.7	2.451
Galian Tahap 2	30.01	184.5	2.160
Pemasangan Strut	30.73	171.0	2.417
Galian Tahap 3	37.43	217.4	2.093
Batas Ijin	40.00	220	1.00
Stabilitas	OK	OK	OK

4.2.7 Kontrol Kuat Strut Dinding Penahan Tanah Alternatif

Perhitungan kekuatan strutt baja dilakukan untuk memastikan elemen penyangga mampu menahan beban aksial akibat tekanan tanah. Profil yang digunakan adalah WF 250×250×9×14. Analisis mencakup kapasitas aksial nominal dan kontrol tekuk berdasarkan metode LRFD sesuai SNI 1729:2020 dan AISC.

Strutting WF

- Profil = 250 x 250 x 14 x 9
- Luas penampang (A) = 0.008998 m²
- Modulus elastisitas (E) = 200000 N/mm²
- Tegangan leleh (fy) = 1799600 kN
- Momen inersia kuat (Ix) = 11420 cm⁴
- Radius girasi (r) = 0.386m
- Panjang Strut = 9.849 m
- Output Plaxis Axial = 674.094 kN

Analisa Kelangsingan Penampang

Sayap, $(b/t) < \lambda_r$

$$(b/t) < 0.56 \times (E/f_y)^{0.5}$$

$$((241/14) < 0.56 \times (200000/240)^{0.5}$$

$$17.214 < 16.166 \text{ (OK)}$$

Badan, $(b/t) < \lambda_r$

$$(b/t) < 1.49 \times (E/f_y)^{0.5}$$

$$((241/9) < 1.49 \times (200000/240)^{0.5}$$

$$26.778 < 43.013 \text{ (OK)}$$

Penampang tidak langsing maka hitung kontrol tekuk lentur dan tekuk torsi, berikut perhitungannya :

Kuat Tekuk Lentur

Slenderness Ratio λ

$$\lambda = KL/r$$

$$\lambda = 1 \times 9.849/0.386$$

$$\lambda = 25.52$$

Tekanan Kritis Euler F_e

$$F_e = \pi^2 E / (KL/r)^2$$

$$F_e = \pi^2 200000 / (25.52)^2$$

$$F_e = 3033.2 \text{ MPa}$$

Nilai λ_c

$$\lambda_c = (f_y / F_e)^{0.5}$$

$$\lambda_c = (240 / 3033.2)^{0.5}$$

$$\lambda_c = 0.282$$

Karena $\lambda_c < 1.5$, maka digunakan:

$$f_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} f_y$$

$$f_{cr} = 0.658^{(0.282)^2} 240$$

$$f_{cr} = 215.4 \text{ MPa}$$

Gaya Tekan Nominal

$$P_n = A \cdot f_{cr}$$

$$P_n = 7.646 \times 10^{-3} \times 215.4 \times 10^3$$

$$P_n = 1646.5 \text{ kN}$$

Kuat Tekuk Torsi

$$d' = d - t_f = 250 - 14 = 236 \text{ mm}$$

$$J = \frac{1}{3} \times (2 \times b \times t_f^3) + (d' \times t_w^3)$$

$$J = \frac{1}{3} \times (2 \times 250 \times 14^3) + (236 \times 9^3)$$

$$J = 1544044 \text{ mm}^4$$

$$C_w = (d'^2 \times b^3 \times t_f)/24$$

$$C_w = (236^2 \times 250^3 \times 14)/24$$

$$C_w = 507645833333 \text{ mm}^6$$

$$f_e = ((\pi^2 \times E \times C_w)/(kL^2)) + GJ \times 1 / (I_x + I_y)$$

$$f_e = ((\pi^2 \times 200000 \times 50764583333)/(25.52^2)) + 76.923 \times 1544044 \times 1 / (105.770.802 + 44.664.870)$$

$$f_e = 261 \text{ Mpa}$$

$$f_{cr} = (0.658^{f_y/f_e}) f_y$$

$$f_{cr} = (0.658^{240/261}) 240$$

$$f_{cr} = 163.32 \text{ Mpa}$$

$$P_n = A_g \times f_{cr}$$

$$P_n = 7.646 \times 10^{-3} \times 163.32 \times 10^3$$

$$P_n = 1248.74 \text{ kN}$$

Kuat tekan nominal yang dipakai, $P_n = 1248.74 \text{ kN}$

Kontrol Strutting

$$\phi P_n = 0.9 \times 1248.74 = 1123.866 \text{ kN}$$

$$P_u < \phi P_n$$

$$674.094 < 1123.866 \text{ (OK)}$$

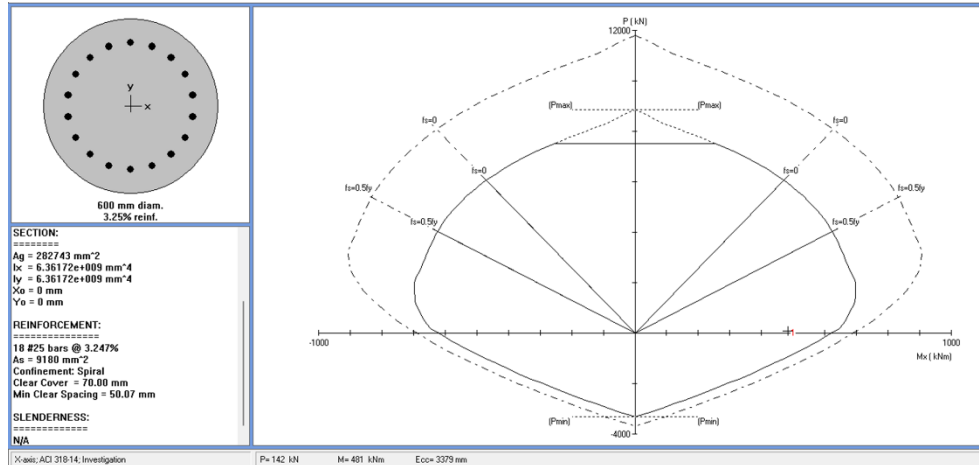
4.2.8 Perencanaan Penulangan

Data-data yang digunakan dalam merencanakan penulangan pada secant pile adalah sebagai berikut :

- f_c' = 35 Mpa
- f_y = 400 Mpa
- Diameter Primary Pile = 0.6 m
- Diameter Secondary Pile = 0.6 m
- Spacing Primary Pile = 1 m
- Panjang Secant pile = 18 m

- Dtulangan = 25 mm
- Selimut beton = 70 mm

Perencanaan tulangan utama pada secant pile dilakukan pada program bantu spColumn. Pada perencanaan secant pile dengan diameter secondary pile sebesar 0.6 m, didapatkan jumlah kebutuhan tulangan adalah 18D25 dengan besar rasio 3.25 % dimana sudah memenuhi batas rasio tulangan ijin menurut SNI 2847:2019 yaitu antara 1%-3.5%.



Berdasarkan output spColumn yang telah didapatkan, dilakukan juga cek terhadap kapasitas dari perencanaan secant pile terhadap beban aksial dan momen maksimum yang terjadi pada permodelan

- Beban Aksial Maksimum
Global Stability Check = 96.2 kN
- Beban momen maksimum
Global Stability Check = 483.8 kN

Dapat dilihat bahwa posisi beban maksimum yang diinput (bersimbol +) masih berada di bagian dalam diagram interaksi beban aksial dan momen secant pile rencana. Artinya, perencanaan alternatif secant pile dapat menumpu beban maksimum yang terjadi.

Nilai V_u yang didapatkan dari hasil analisa sebesar 311.5 kN. Jika nilai ini dibandingkan dengan nilai ϕV_n .

$$\phi V_n = 0.8 (0.17 \sqrt{f'_c} \times b_w \times d + (A_v f_y d / s))$$

$$\phi V_n = 0.8 (0.17 \sqrt{40} \times 600 \times (600 - 70 - (16/2)) + (157 \times 400 \times (600 - 70 - (16/2)/150))$$

$$\phi V_n = 0.8 (336.5 + 218.4)$$

$$\phi V_n = 0.8 (554.9)$$

$$\phi V_n = 443.9 \text{ kN} > V_u = 311.5 \text{ kN}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, nilai V_u didapatkan lebih kecil dari ϕV_n , sehingga tulangan geser tidak diperlukan. Namun, untuk alasan keamanan, direncanakan tulangan geser dengan diameter $\phi 16$ -150 yang dipasang secara spiral.

4.3 Analisa Pondasi Eksisting

4.3.1 Data Perencanaan

1. Data *Pile Cap*

- Mutu pile cap (f_c') = 35 MPa
- Mutu tulangan (f_y) =
 - BJTS = 420 MPa
 - BJTP = 280 MPa
- Dimensi *Pile Cap* = Terlampir pada

Pada bangunan utama gedung kanker ini, terdapat total 12 tipe pondasi yang dengan total jumlah titik kelompok pondasi sebanyak 52 buah seperti yang tertera pada Tabel berikut.

Tabel 4.11 Dimensi elemen struktur pondasi

No	Tipe	Dimensi Pilecap (mm)	Tebal Pilecap (mm)	Jumlah Pondasi (buah)	Jumlah Tiang (buah)
1	PC 2	1400 x 3000	1200	7	2
2	PC 2a	1200 x 3000	1200	1	2
3	PC 2t	2759 x 3000	1500	1	2
4	PC 3	3000 x 3000	1000	11	3
5	PC 4	3000 x 3000	1200	11	4
6	PC 4t	3000 x 3000	1500	2	4
7	PC 5	3000 x 3000	1200	4	5
8	PC 5t	3000 x 4800	1500	2	6
9	PC 6	4318 x 4800	1500	18	6
10	PC 7	4318 x 4986	1500	4	7
11	PC 8	4318 x 4986	1500	10	8
12	PC 33	4318 x 4986	1500	1	33
13	PC 39	4318 x 4986	1500	1	39
14	PC 56	8400 x 12000	1500	1	56
15	PC 125	10200 x 10200	3000	1	125
16	PC 175	15600 x 26400	3000	1	175

2. Data Tiang

- Mutu beton *spun pile* (f_c') = 52 MPa
- Mutu tulangan (f_y)
 - BJTP = 280 MPa
- Dimensi Tiang
 - Diameter tiang = 600 mm
 - Kedalaman tiang = 18 meter
 - *Thickness* = 100 mm
 - *Unit Weight* = 393 kg/m
 - Kelas = Kelas B

4.3.2 Kapasitas 1 tiang *spun pile*

4.3.2.1 Metode Nakazawa

Berikut merupakan contoh perhitungan pondasi tiang :

1. Daya dukung selimut tiang (Q_s atau $\sum fr$)

$$\begin{aligned}\sum fr &= (fr \times O) \sum l \\ &= 193,208 \text{ Ton}\end{aligned}$$

Dimana,

$\sum fr$ = Daya dukung selimut tiang (ton)
 fr = Gaya gesek lapisan tanah (ton/m²)
 O = Keliling tiang pancang (m²)

2. Daya dukung ujung tiang (Q_p atau P_{bearing})

$$\begin{aligned}Q_p &= 30 \times N \times A_p \\ &= 30 \times 25 \times 0,283 \\ &= 212 \text{ Ton}\end{aligned}$$

Dimana,

Q_p = Daya dukung ujung tiang
 A_p = Luas penampang tiang
 N = Nilai N-SPT pada kedalaman (Berdasarkan referensi perhitungan dengan metode Nakazawa, nilai faktor yang digunakan berkisar sebesar 20 s/d 30.)

3. Daya dukung tiang (Q_u atau P_u)

$$\begin{aligned}Q_u &= \sum fr + Q_p \\ &= 193,208 + 212 \\ &= 405,27 \text{ Ton}\end{aligned}$$

Dimana,

$\sum fr$ = Daya dukung selimut tiang (ton)
 Q_p = Daya dukung ujung tiang (ton)

Tabel 4.12 Nakazawa BH-1

Depth (m)	NSPT	Soil Type	Friction N	Friction (ton)	Total Friction (ton)	Bearing (ton)	Pu (ton)	P ijin
-2	4	Lempung	4	7.540	7.540	22.619	30.159	10.053
-3	4	Lempung	4	7.540	15.080	22.619	37.699	12.566
-4	3	Lempung	3	5.655	20.735	16.965	37.699	12.566
-5	3	Lempung	3	5.655	26.389	16.965	43.354	14.451
-6	2	Lempung	2	3.770	30.159	11.310	41.469	13.823
-7	2	Lempung	2	3.770	33.929	11.310	45.239	15.080
-8	1	Lempung	1	1.885	35.814	5.655	41.469	13.823

Depth (m)	NSPT	Soil Type	Friction N	Friction (ton)	Total Friction (ton)	Bearing (ton)	Pu (ton)	P ijin
-9	1	Lempung	1	1.885	37.699	5.655	43.354	14.451
-10	1	Lempung	1	1.885	39.584	5.655	45.239	15.080
-11	1	Lempung	1	1.885	41.469	5.655	47.124	15.708
-12	3	Lempung	3	5.655	47.124	16.965	64.088	21.363
-13	4	Lempung	4	7.540	54.664	22.619	77.283	25.761
-14	5	Lempung	5	9.425	64.088	28.274	92.363	30.788
-15	33	Lempung	12	22.619	86.708	186.611	273.319	91.106
-16	60	Lempung	12	22.619	109.327	339.292	448.619	149.540
-17	60	Lempung	12	22.619	131.947	339.292	471.239	157.080
-18	60	Pasir	10	18.850	150.796	339.292	490.088	163.363
-19	60	Pasir	10	18.850	169.646	339.292	508.938	169.646
-20	60	Pasir	10	18.850	188.496	339.292	527.788	175.929
-21	55	Pasir	10	18.850	207.345	311.018	518.363	172.788
-22	49	Pasir	9.8	18.473	225.818	277.088	502.906	167.635
-23	47	Pasir	9.4	17.719	243.536	265.779	509.315	169.772
-24	45	Pasir	9	16.965	260.501	254.469	514.970	171.657
-25	43	Lempung	12	22.619	283.120	243.159	526.280	175.427
-26	41	Lempung	12	22.619	305.740	231.850	537.589	179.196
-27	38	Lempung	12	22.619	328.359	214.885	543.244	181.081
-28	35	Lempung	12	22.619	350.979	197.920	548.899	182.966
-29	42	Lempung	12	22.619	373.598	237.504	611.103	203.701
-30	49	Lempung	12	22.619	396.218	277.088	673.306	224.435
-31	51	Lempung	12	22.619	418.837	288.398	707.235	235.745
-32	52	Lempung	12	22.619	441.457	294.053	735.510	245.170
-33	51	Lempung	12	22.619	464.076	288.398	752.474	250.825
-34	50	Lempung	12	22.619	486.696	282.743	769.439	256.480
-35	49	Lempung	12	22.619	509.315	277.088	786.403	262.134
-36	48	Lempung	12	22.619	531.934	271.434	803.368	267.789
-37	42	Lempung	12	22.619	554.554	237.504	792.058	264.019
-38	35	Lempung	12	22.619	577.173	197.920	775.094	258.365
-39	48	Lempung	12	22.619	599.793	271.434	871.226	290.409
-40	60	Pasir	10	18.850	618.642	339.292	957.934	319.311

Tabel 4.13 Nakazawa BH-2

Depth (m)	NSPT	Soil Type	Friction N	Friction (ton)	Total Friction (ton)	Bearing (ton)	Pu (ton)	P ijin
-2	3	Lempung	3	5.655	5.655	16.965	22.619	7.540
-3	4	Lempung	4	7.540	13.195	22.619	35.814	11.938
-4	4	Lempung	4	7.540	20.735	22.619	43.354	14.451

Depth (m)	NSPT	Soil Type	Friction N	Friction (ton)	Total Friction (ton)	Bearing (ton)	Pu (ton)	P ijin
-5	3	Lempung	3	5.655	26.389	16.965	43.354	14.451
-6	2	Lempung	2	3.770	30.159	11.310	41.469	13.823
-7	2	Lempung	2	3.770	33.929	11.310	45.239	15.080
-8	1	Lempung	1	1.885	35.814	5.655	41.469	13.823
-9	1	Lempung	1	1.885	37.699	5.655	43.354	14.451
-10	1	Lempung	1	1.885	39.584	5.655	45.239	15.080
-11	1	Lempung	1	1.885	41.469	5.655	47.124	15.708
-12	1	Lempung	1	1.885	43.354	5.655	49.009	16.336
-13	1	Lempung	1	1.885	45.239	5.655	50.894	16.965
-14	2	Lempung	2	3.770	49.009	11.310	60.319	20.106
-15	8	Lempung	8	15.080	64.088	45.239	109.327	36.442
-16	12	Lempung	12	22.619	86.708	67.858	154.566	51.522
-17	33	Lempung	12	22.619	109.327	186.611	295.938	98.646
-18	54	Pasir	10	18.850	128.177	305.363	433.540	144.513
-19	57	Pasir	10	18.850	147.027	322.327	469.354	156.451
-20	60	Pasir	10	18.850	165.876	339.292	505.168	168.389
-21	60	Pasir	10	18.850	184.726	339.292	524.018	174.673
-22	60	Pasir	10	18.850	203.575	339.292	542.867	180.956
-23	58	Pasir	10	18.850	222.425	327.982	550.407	183.469
-24	55	Pasir	10	18.850	241.274	311.018	552.292	184.097
-25	45	Lempung	12	22.619	263.894	254.469	518.363	172.788
-26	35	Lempung	12	22.619	286.513	197.920	484.434	161.478
-27	35	Lempung	12	22.619	309.133	197.920	507.053	169.018
-28	34	Lempung	12	22.619	331.752	192.265	524.018	174.673
-29	37	Lempung	12	22.619	354.372	209.230	563.602	187.867
-30	40	Lempung	12	22.619	376.991	226.195	603.186	201.062
-31	50	Lempung	12	22.619	399.611	282.743	682.354	227.451
-32	60	Lempung	12	22.619	422.230	339.292	761.522	253.841
-33	58	Lempung	12	22.619	444.850	327.982	772.832	257.611
-34	56	Lempung	12	22.619	467.469	316.673	784.142	261.381
-35	49	Lempung	12	22.619	490.088	277.088	767.177	255.726
-36	42	Lempung	12	22.619	512.708	237.504	750.212	250.071
-37	51	Lempung	12	22.619	535.327	288.398	823.726	274.575
-38	60	Lempung	12	22.619	557.947	339.292	897.239	299.080
-39	60	Lempung	12	22.619	580.566	339.292	919.858	306.619
-40	60	Pasir	10	18.850	599.416	339.292	938.708	312.903
-41	60	Pasir	10	18.850	618.265	339.292	957.557	319.186
-42	59	Lempung	12	22.619	640.885	333.637	974.522	324.841
-43	59	Lempung	12	22.619	663.504	333.637	997.142	332.381
-44	60	Lempung	12	22.619	686.124	339.292	1025.416	341.805

Sehingga diketahui pada kedalaman -18 meter, daya dukung tiang menggunakan metode Nakazawa didapatkan 163.363 ton untuk BH-1 dan 144.513 untuk BH-2.

4.3.2.2 Metode Meyerhoff dan Bazaara

Berikut merupakan contoh perhitungan pondasi tiang :

- Nilai N-SPT = 12
- Koreksi terhadap muka air tanah
Jenis tanah pada lokasi studi adalah lempung, sehingga Nilai N-SPT tidak perlu dikoreksi terhadap muka air tanah. N-SPT = 12
- Koreksi terhadap tekanan overburden tanah
Dikarenakan pada jenis tanah lempung tidak ada koreksi terhadap muka air tanah, maka nilai N-SPT perlu dikoreksi terhadap tekanan overburden tanah, dimana dianggap kondisi ini adalah kondisi yang paling menentukan.

$$\sigma'_0 = \sum \sigma'_0(\text{diatasnya}) + (\gamma' \times h)$$

$$\sigma'_0 = 7.81 + (0.63 \times 1)$$

$$\sigma'_0 = 8.45 \text{ t/m}^2$$
 Nilai $\sigma'_0 > 7.5 \text{ t/m}^2$,
 sehingga nilai N-SPT perlu dikoreksi dengan rumusan :

$$N_{\text{corr}} = 4N1 / (3.25 + 0.1 \sigma'_0)$$

$$= 4 \times 12 / (3.25 + 0.1 \times 8.45) = 11.51$$
- N koreksi terhadap tekanan overburden perlu dibandingkan dengan 2 kali nilai N-SPT yang kemudian digunakan nilai terkecil dari perbandingan keduanya.

$$2N\text{-SPT} = 2(12) = 24$$

$$N(\text{pakai}) = 11.51$$
- Nilai N rata-rata 4D ke bawah dan 8D ke atas

$$4D = 4(0.6) = 2.4 \text{ meter} \quad (20 + 2.4 = 22.4 \text{ meter})$$

$$8D = 8(0.6) = 4.8 \text{ meter} \quad (20 - 4.8 = 15.2 \text{ meter})$$

$$N_{\text{rata-rata}} = 15.7$$
- Menghitung kekuatan ujung tiang (Q_p)

$$Q_p = 40 N_{\text{rata-rata}} \times A_p$$

$$= 40 (15.7) \times 0.25 \times (0.6)^2 = 178.06 \text{ ton}$$
- Menghitung hambatan geser selimut tiang (Q_s)

$$f_{si} = N(\text{pakai}) / 2 \quad (\text{karena jenis tanah lempung})$$

$$= 11.51 / 2$$

$$= 5.75$$

$$R_{si} = f_{si} \times A_s$$

$$= f_{si} \times \pi \times d \times \text{hincrement}$$

$$= 5.75 \times \pi \times 0.6 \times 1$$

$$= 10.84$$

$$Q_s = \sum R_{si}(\text{diatasnya}) + R_{si}$$

$$= 61.09 + 10.84$$

$$= 71.93 \text{ ton}$$
- Menghitung Qultimate (Q_{ult})

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

$$= 178.06 + 71.93$$

$$= 250.00 \text{ ton}$$
- Menghitung Qijin

$$\begin{aligned}
 Q_{ijin} &= Q_{ult}/SF \text{ (dengan } SF = 3) \\
 &= 254.00/3 \\
 &= 84.67 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.14 Meyerhof BH-1

Depth (m)	NSPT	Soil Type	N1	γ_{sat} (t/m ³)	γ' (t/m ³)	Po	N2	QP	Rsi	QS	Qult	Qijin (SF=3)
-2	4	Lempung	4.00	1.6	0.60	0.60	8.00	78.77	6.56	6.56	85.33	28.44
-3	4	Lempung	4.00	1.6	0.60	1.20	8.00	70.88	5.91	12.47	83.36	27.79
-4	3	Lempung	3.00	1.71	0.71	1.91	6.00	64.98	5.41	17.89	82.87	27.62
-5	3	Lempung	3.00	1.71	0.71	2.62	5.86	58.03	4.84	22.72	80.75	26.92
-6	2	Lempung	2.00	1.63	0.63	3.25	3.48	47.26	3.94	26.66	73.92	24.64
-7	2	Lempung	2.00	1.63	0.63	3.88	3.13	36.35	3.03	29.69	66.04	22.01
-8	1	Lempung	1.00	1.55	0.55	4.43	1.44	28.54	2.38	32.07	60.61	20.20
-9	1	Lempung	1.00	1.55	0.55	4.98	1.34	24.29	2.02	34.09	58.38	19.46
-10	1	Lempung	1.00	1.55	0.55	5.53	1.25	25.20	2.10	36.19	61.40	20.47
-11	1	Lempung	1.00	1.55	0.55	6.08	1.17	28.10	2.34	38.53	66.63	22.21
-12	3	Lempung	3.00	1.71	0.71	6.79	3.23	76.80	6.40	44.93	121.74	40.58
-13	4	Lempung	4.00	1.6	0.60	7.39	4.04	163.60	13.63	58.57	222.17	74.06
-14	5	Lempung	5.00	1.7	0.70	8.09	4.93	244.89	20.41	78.97	323.87	107.96
-15	33	Lempung	33.00	2.20	1.20	9.29	31.59	290.87	24.24	103.21	394.09	131.36
-16	60	Lempung	60.00	2.80	1.80	11.09	55.06	331.57	27.63	130.85	462.42	154.14
-17	60	Lempung	60.00	3.96	2.96	14.05	51.56	369.16	30.76	161.61	530.76	176.92
-18	60	Pasir	36.00	3.06	2.06	16.11	29.62	400.21	13.34	174.95	575.16	191.72
-19	60	Pasir	36.00	3.06	2.06	18.17	28.42	382.84	12.76	187.71	570.55	190.18
-20	60	Pasir	36.00	3.06	2.06	20.24	27.31	325.22	10.84	198.55	523.77	174.59
-21	55	Pasir	33.00	2.93	1.93	22.17	24.15	271.07	9.04	207.59	478.66	159.55
-22	49	Pasir	29.40	2.77	1.77	23.94	20.84	268.01	8.93	216.52	484.53	161.51
-23	47	Pasir	28.20	2.72	1.72	25.66	19.39	263.41	8.78	225.30	488.71	162.90
-24	45	Pasir	27.00	2.67	1.67	27.33	18.05	256.43	8.55	233.85	490.28	163.43
-25	43	Lempung	43.00	3.20	2.20	29.53	27.73	250.70	20.89	254.74	505.44	168.48
-26	41	Lempung	41.00	3.11	2.11	31.64	25.57	255.75	21.31	276.05	531.80	177.27
-27	38	Lempung	38.00	2.98	1.98	33.62	22.99	268.04	22.34	298.39	566.43	188.81
-28	35	Lempung	35.00	2.84	1.84	35.46	20.60	282.74	23.56	321.95	604.69	201.56
-29	42	Lempung	42.00	3.16	2.16	37.62	23.96	281.17	23.43	345.38	626.55	208.85
-30	49	Lempung	49.00	3.47	2.47	40.09	27.00	280.90	23.41	368.79	649.69	216.56
-31	51	Lempung	51.00	3.56	2.56	42.64	27.15	282.78	23.57	392.35	675.14	225.05
-32	52	Lempung	52.00	3.60	2.60	45.24	26.76	286.64	23.89	416.24	702.88	234.29
-33	51	Lempung	51.00	3.56	2.56	47.80	25.41	283.30	23.61	439.85	723.15	241.05
-34	50	Lempung	50.00	3.51	2.51	50.31	24.15	269.88	22.49	462.34	732.22	244.07
-35	49	Lempung	49.00	3.47	2.47	52.77	22.98	250.68	20.89	483.23	733.91	244.64
-36	48	Lempung	48.00	3.42	2.42	55.20	21.89	240.42	20.03	503.26	743.68	247.89
-37	42	Lempung	42.00	3.16	2.16	57.35	18.70	223.56	18.63	521.89	745.45	248.48
-38	35	Lempung	35.00	2.84	1.84	59.20	15.27	215.29	17.94	539.83	755.12	251.71

Depth (m)	NSPT	Soil Type	N1	γ_{sat} (t/m ³)	γ' (t/m ³)	Po	N2	QP	Rsi	QS	Qult	Qijin (SF=3)
-39	48	Lempung	48.00	3.42	2.42	61.62	20.40	206.36	17.20	557.03	763.39	254.46
-40	60	Pasir	36.00	3.06	2.06	63.68	14.97	196.04	6.53	563.57	759.61	253.20

Tabel 4.15 Meyerhoff BH-2

Depth (m)	NSPT	Soil Type	N1	γ_{sat} (t/m ³)	γ' (t/m ³)	Po	N2	QP	Rsi	QS	Qult	Qijin (SF=3)
-2	3	Lempung	3.00	1.71	0.71	0.71	6.00	78.77	6.56	6.56	85.33	28.44
-3	4	Lempung	4.00	1.6	0.60	1.31	8.00	70.88	5.91	12.47	83.36	27.79
-4	4	Lempung	4.00	1.6	0.60	1.91	8.00	64.98	5.41	17.89	82.87	27.62
-5	3	Lempung	3.00	1.71	0.71	2.62	5.86	58.03	4.84	22.72	80.75	26.92
-6	2	Lempung	2.00	1.63	0.63	3.25	3.48	50.49	4.21	26.93	77.42	25.81
-7	2	Lempung	2.00	1.63	0.63	3.88	3.13	39.58	3.30	30.23	69.81	23.27
-8	1	Lempung	1.00	1.55	0.55	4.43	1.44	28.54	2.38	32.61	61.14	20.38
-9	1	Lempung	1.00	1.55	0.55	4.98	1.34	20.84	1.74	34.34	55.18	18.39
-10	1	Lempung	1.00	1.55	0.55	5.53	1.25	16.89	1.41	35.75	52.64	17.55
-11	1	Lempung	1.00	1.55	0.55	6.08	1.17	15.03	1.25	37.00	52.03	17.34
-12	1	Lempung	1.00	1.55	0.55	6.63	1.10	25.32	2.11	39.11	64.44	21.48
-13	1	Lempung	1.00	1.55	0.55	7.18	1.03	41.77	3.48	42.59	84.36	28.12
-14	2	Lempung	2.00	1.63	0.63	7.81	1.98	88.85	7.40	50.00	138.84	46.28
-15	8	Lempung	8.00	1.64	0.64	8.45	7.81	133.14	11.09	61.09	194.23	64.74
-16	12	Lempung	12.00	1.73	0.73	9.19	11.51	178.06	14.84	75.93	254.00	84.67
-17	33	Lempung	33.00	2.76	1.76	10.94	30.38	223.50	18.62	94.56	318.05	106.02
-18	54	Pasir	32.40	2.91	1.91	12.85	28.58	265.50	8.85	103.41	368.91	122.97
-19	57	Pasir	34.20	2.98	1.98	14.83	28.90	296.35	9.88	113.28	409.63	136.54
-20	60	Pasir	36.00	3.06	2.06	16.90	29.15	318.24	10.61	123.89	442.13	147.38
-21	60	Pasir	36.00	3.06	2.06	18.96	27.98	306.26	10.21	134.10	440.36	146.79
-22	60	Pasir	36.00	3.06	2.06	21.02	26.90	308.76	10.29	144.39	453.15	151.05
-23	58	Pasir	34.80	3.01	2.01	23.03	25.07	298.79	9.96	154.35	453.14	151.05
-24	55	Pasir	33.00	2.93	1.93	24.96	22.97	287.34	9.58	163.93	451.27	150.42
-25	45	Lempung	45.00	3.29	2.29	27.25	30.12	275.81	22.98	186.91	462.72	154.24
-26	35	Lempung	35.00	2.84	1.84	29.10	22.73	267.93	22.33	209.24	477.18	159.06
-27	35	Lempung	35.00	2.84	1.84	30.94	22.07	264.77	22.06	231.31	496.07	165.36
-28	34	Lempung	34.00	2.80	1.80	32.74	20.85	272.69	22.72	254.03	526.72	175.57
-29	37	Lempung	37.00	2.93	1.93	34.68	22.03	275.92	22.99	277.02	552.95	184.32
-30	40	Lempung	40.00	3.07	2.07	36.74	23.11	287.52	23.96	300.98	588.50	196.17
-31	50	Lempung	50.00	3.51	2.51	39.25	27.87	296.91	24.74	325.73	622.63	207.54
-32	60	Lempung	60.00	3.96	2.96	42.21	32.12	301.46	25.12	350.85	652.31	217.44
-33	58	Lempung	58.00	3.87	2.87	45.08	29.91	297.81	24.82	375.67	673.47	224.49
-34	56	Lempung	56.00	3.78	2.78	47.85	27.88	298.13	24.84	400.51	698.64	232.88
-35	49	Lempung	49.00	3.47	2.47	50.32	23.67	295.95	24.66	425.17	721.12	240.37

Depth (m)	NSPT	Soil Type	N1	γ_{sat} (t/m ³)	γ' (t/m ³)	Po	N2	QP	Rsi	QS	Qult	Qijin (SF=3)
-36	42	Lempung	42.00	3.16	2.16	52.48	19.77	285.54	23.80	448.97	734.51	244.84
-37	51	Lempung	51.00	3.56	2.56	55.03	23.31	261.59	21.80	470.77	732.35	244.12
-38	60	Lempung	60.00	3.96	2.96	57.99	26.52	240.39	20.03	490.80	731.19	243.73
-39	60	Lempung	60.00	3.96	2.96	60.94	25.68	240.10	20.01	510.81	750.91	250.30
-40	60	Pasir	36.00	3.06	2.06	63.01	15.08	245.04	8.17	518.98	764.01	254.67
-41	60	Pasir	36.00	3.06	2.06	65.07	14.76	243.85	8.13	527.10	770.95	256.98
-42	59	Lempung	59.00	3.91	2.91	67.98	23.49	234.49	19.54	546.64	781.14	260.38
-43	59	Lempung	59.00	3.91	2.91	70.89	22.83	223.29	18.61	565.25	788.55	262.85
-44	60	Lempung	60.00	3.96	2.96	73.85	22.57	236.49	19.71	584.96	821.45	273.82

Sehingga diketahui pada kedalaman -18 meter, daya dukung tiang menggunakan metode Meyerhof didapatkan 191.72 ton untuk BH-1 dan 136.54 untuk BH-2.

4.3.2.3 Metode Luciano Decourt

Berikut merupakan contoh perhitungan pondasi tiang :

- Nilai N-SPT = 12
- Koreksi N-SPT terhadap muka air tanah Jenis tanah pada lokasi studi adalah lempung, sehingga nilai N-SPT tidak perlu dikoreksi terhadap muka air tanah.
Nilai N-SPT = 12
- Koreksi N-SPT terhadap tekanan overburden tanah menurut Seed dkk. Dikarenakan pada jenis tanah lempung tidak ada koreksi terhadap muka air tanah, maka nilai N-SPT perlu dikoreksi terhadap tekanan overburden tanah, dimana dianggap kondisi ini adalah kondisi yang paling menentukan.
- $\sigma'_0 = \sum \sigma'_0(\text{diatasnya}) + (\gamma' \times h)$
 $= 7.81 + (0.63 \times 0.25)$
 $= 8.45 \text{ t/m}^2$

Dengan hasil diatas, dilakukan interpolasi terhadap nilai CN. Dimana nilai overburden yang didapatkan berada diantara range 5-10 t/m² dengan nilai CN antara 1.22 – 0.95. Didapatkan nilai CN sebesar 1.004

$$N1 = CN \times N$$

$$= 0.993 \times 12$$

$$= 11.39 \text{ N(pakai)} = 11.39$$

- Nilai N rata-rata 4D ke bawah dan 4D ke atas (Np)
 $4D = 4(0,6) = 2.4 \text{ meter}$
 $(20 + 2.4 = 22.4 \text{ meter dan } 20 - 2.4 = 17,6 \text{ meter})$
 $Np = 20.654$
- Menghitung kekuatan ujung tiang (Qp)
 $Qp = Np \times K \times Ap ; (K = 12 \text{ t/m}^2 \text{ untuk tanah lempung})$
 $Qp = 20.654 \times 12 \times 0.25 \times \pi \times (0.6)^2$
 $Qp = 116.8 \text{ ton}$
- Menghitung kekuatan akibat selimut tiang (Qs)
 $Ns = \text{Nrata-rata sepanjang tiang terbenam}$
 $Ns = 32.275 \text{ As} = \pi \times d \times h_{\text{tiang}}$
 $As = \pi \times 0.6 \times (1)$

$$A_s = 1.885 \text{ m}^2$$

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

$$Q_s = ((15.67/3)+1) \times 1.885$$

$$Q_s = 22.16 \text{ ton}$$

- Menghitung Qultimate (Qult)

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

$$Q_{ult} = 116.8 + 22.16$$

$$Q_{ult} = 138.96 \text{ ton}$$

- Menghitung Qijin

$$Q_{ijin} = Q_{ult}/SF \text{ (dengan } SF = 3)$$

$$Q_{ijin} = 138.96/3$$

$$Q_{ijin} = 46.31 \text{ ton}$$

Tabel 4.16 Luciano Decourt BH-1

Depth (m)	NSPT	Soil Type	γ_{sat} (t/m ³)	γ' (t/m ³)	Po	CN	N1	Qp	Qs	Qult	Qijin
-2	4	Lempung	1.6	0.60	0.60	2.056	8.224	37.364	25.362	62.726	20.909
-3	4	Lempung	1.6	0.60	1.20	1.942	7.768	33.403	24.117	57.520	19.173
-4	3	Lempung	1.71	0.71	1.91	1.807	5.421	30.537	23.102	53.639	17.880
-5	3	Lempung	1.71	0.71	2.62	1.672	5.017	27.247	22.078	49.325	16.442
-6	2	Lempung	1.63	0.63	3.25	1.553	3.105	21.592	20.753	42.345	14.115
-7	2	Lempung	1.63	0.63	3.88	1.433	2.866	16.280	19.313	35.592	11.864
-8	1	Lempung	1.55	0.55	4.43	1.328	1.328	12.838	17.975	30.814	10.271
-9	1	Lempung	1.55	0.55	4.98	1.224	1.224	11.508	16.868	28.376	9.459
-10	1	Lempung	1.55	0.55	5.53	1.191	1.191	12.525	16.078	28.603	9.534
-11	1	Lempung	1.55	0.55	6.08	1.162	1.162	14.464	15.567	30.031	10.010
-12	3	Lempung	1.71	0.71	6.79	1.123	3.370	39.739	16.593	56.332	18.777
-13	4	Lempung	1.6	0.60	7.39	1.091	4.364	81.944	19.658	101.602	33.867
-14	5	Lempung	1.7	0.70	8.09	1.053	5.266	120.361	24.108	144.470	48.157
-15	33	Lempung	2.20	1.20	9.29	0.988	32.615	155.403	29.495	184.898	61.633
-16	60	Lempung	2.80	1.80	11.09	0.891	53.468	185.260	35.415	220.674	73.558
-17	60	Lempung	3.96	2.96	14.05	0.812	48.747	212.944	41.681	254.625	84.875
-18	60	Pasir	3.06	2.06	16.11	0.742	44.538	470.135	56.717	526.852	175.617
-19	60	Pasir	3.06	2.06	18.17	0.672	40.329	463.907	69.864	533.771	177.924
-20	60	Pasir	3.06	2.06	20.24	0.644	38.633	420.000	80.175	500.175	166.725
-21	55	Pasir	2.93	1.93	22.17	0.594	32.652	379.973	88.198	468.171	156.057
-22	49	Pasir	2.77	1.77	23.94	0.587	28.761	343.208	94.356	437.564	145.855
-23	47	Pasir	2.72	1.72	25.66	0.559	26.293	309.648	98.997	408.645	136.215
-24	45	Pasir	2.67	1.67	27.33	0.533	23.973	274.817	102.282	377.099	125.700
-25	43	Lempung	3.20	2.20	29.53	0.507	21.783	123.624	101.335	224.959	74.986
-26	41	Lempung	3.11	2.11	31.64	0.477	19.558	114.769	100.242	215.011	71.670
-27	38	Lempung	2.98	1.98	33.62	0.449	17.075	110.134	99.120	209.254	69.751
-28	35	Lempung	2.84	1.84	35.46	0.445	15.588	107.419	98.019	205.438	68.479
-29	42	Lempung	3.16	2.16	37.62	0.424	17.800	106.144	96.967	203.111	67.704

Depth (m)	NSPT	Soil Type	γ_{sat} (t/m ³)	γ' (t/m ³)	Po	CN	N1	Qp	Qs	Qult	Qijin
-30	49	Lempung	3.47	2.47	40.09	0.419	20.555	106.363	95.993	202.356	67.452
-31	51	Lempung	3.56	2.56	42.64	0.404	20.612	107.869	95.115	202.984	67.661
-32	52	Lempung	3.60	2.60	45.24	0.389	20.205	110.494	94.347	204.842	68.281
-33	51	Lempung	3.56	2.56	47.80	0.389	19.830	110.835	93.634	204.469	68.156
-34	50	Lempung	3.51	2.51	50.31	0.379	18.938	106.963	92.890	199.853	66.618
-35	49	Lempung	3.47	2.47	52.77	0.384	18.838	100.819	92.077	192.896	64.299
-36	48	Lempung	3.42	2.42	55.20	0.380	18.221	98.718	91.272	189.991	63.330
-37	42	Lempung	3.16	2.16	57.35	0.375	15.762	100.276	90.539	190.816	63.605
-38	35	Lempung	2.84	1.84	59.20	0.372	13.006	99.140	89.827	188.967	62.989
-39	48	Lempung	3.42	2.42	61.62	0.367	17.605	97.663	89.127	186.790	62.263
-40	60	Pasir	3.06	2.06	63.68	0.363	21.758	192.637	89.994	282.631	94.210

Tabel 4.17 Luciano Decourt BH-2

Depth (m)	NSPT	Soil Type	γ_{sat} (t/m ³)	γ' (t/m ³)	Po	CN	N1	Qp	Qs	Qult	Qijin
-2	3	Lempung	1.71	0.71	0.71	2.0351	6.11	36.81	25.01065	61.82	20.60545
-3	4	Lempung	1.6	0.60	1.31	1.9211	7.68	32.96	23.80131	56.76	18.91918
-4	4	Lempung	1.6	0.60	1.91	1.8071	7.23	30.16	22.81345	52.98	17.65924
-5	3	Lempung	1.71	0.71	2.62	1.6722	5.02	26.93	21.81119	48.74	16.24645
-6	2	Lempung	1.63	0.63	3.25	1.5525	3.11	22.98	20.71428	43.70	14.56633
-7	2	Lempung	1.63	0.63	3.88	1.4328	2.87	17.74	19.43373	37.17	12.39104
-8	1	Lempung	1.55	0.55	4.43	1.3283	1.33	12.84	18.07914	30.92	10.30586
-9	1	Lempung	1.55	0.55	4.98	1.2238	1.22	9.70	16.81672	26.52	8.839012
-10	1	Lempung	1.55	0.55	5.53	1.19138	1.19	8.08	15.7219	23.80	7.934779
-11	1	Lempung	1.55	0.55	6.08	1.16168	1.16	7.49	14.80903	22.30	7.434164
-12	1	Lempung	1.55	0.55	6.63	1.13198	1.13	13.10	14.38235	27.48	9.160568
-13	1	Lempung	1.55	0.55	7.18	1.10228	1.10	21.75	14.47948	36.22	12.07491
-14	2	Lempung	1.63	0.63	7.81	1.06826	2.14	45.25	15.69787	60.95	20.31713
-15	8	Lempung	1.64	0.64	8.45	1.03346	8.27	81.53	18.37039	99.90	33.30084
-16	12	Lempung	1.73	0.73	9.19	0.99386	11.93	116.80	22.1637	138.96	46.31987
-17	33	Lempung	2.76	1.76	10.94	0.917927	30.29	151.32	26.83871	178.16	59.38722
-18	54	Pasir	2.91	1.91	12.85	0.853148	46.07	364.83	38.85489	403.68	134.5612
-19	57	Pasir	2.98	1.98	14.83	0.785685	44.78	412.90	51.21381	464.11	154.7035
-20	60	Pasir	3.06	2.06	16.90	0.730705	43.84	449.99	63.4985	513.49	171.1633
-21	60	Pasir	3.06	2.06	18.96	0.677063	40.62	451.75	74.61003	526.36	175.454
-22	60	Pasir	3.06	2.06	21.02	0.633644	38.02	416.47	83.60758	500.07	166.6913
-23	58	Pasir	3.01	2.01	23.03	0.601475	34.89	373.10	90.54859	463.65	154.5491
-24	55	Pasir	2.93	1.93	24.96	0.57057	31.38	329.79	95.70297	425.50	141.8317
-25	45	Lempung	3.29	2.29	27.25	0.538454	24.23	145.06	95.59152	240.65	80.21674
-26	35	Lempung	2.84	1.84	29.10	0.512632	17.94	127.89	95.05756	222.95	74.31696

Depth (m)	NSPT	Soil Type	γ_{sat} (t/m ³)	γ' (t/m ³)	Po	CN	N1	Qp	Qs	Qult	Qijin
-27	35	Lempung	2.84	1.84	30.94	0.48681	17.04	113.91	94.22688	208.14	69.38054
-28	34	Lempung	2.80	1.80	32.74	0.472578	16.07	105.71	93.26677	198.98	66.32535
-29	37	Lempung	2.93	1.93	34.68	0.453245	16.77	105.85	92.37841	198.23	66.07618
-30	40	Lempung	3.07	2.07	36.74	0.439547	17.58	110.08	91.64303	201.73	67.24218
-31	50	Lempung	3.51	2.51	39.25	0.42448	21.22	113.90	91.03658	204.94	68.31171
-32	60	Lempung	3.96	2.96	42.21	0.406747	24.40	116.33	90.51856	206.85	68.94983
-33	58	Lempung	3.87	2.87	45.08	0.399698	23.18	115.85	90.02342	205.87	68.62375
-34	56	Lempung	3.78	2.78	47.85	0.388587	21.76	117.30	89.58591	206.88	68.96126
-35	49	Lempung	3.47	2.47	50.32	0.38936	19.08	118.28	89.1923	207.47	69.15793
-36	42	Lempung	3.16	2.16	52.48	0.385049	16.17	116.41	88.78758	205.20	68.39886
-37	51	Lempung	3.56	2.56	55.03	0.379938	19.38	115.32	88.3864	203.71	67.90346
-38	60	Lempung	3.96	2.96	57.99	0.374027	22.44	115.19	88.00459	203.19	67.73066
-39	60	Lempung	3.96	2.96	60.94	0.368116	22.09	116.65	87.66704	204.32	68.10548
-40	60	Pasir	3.06	2.06	63.01	0.363989	21.84	240.36	89.33994	329.70	109.9013
-41	60	Pasir	3.06	2.06	65.07	0.359863	21.59	242.24	90.95867	333.20	111.0664
-42	59	Lempung	3.91	2.91	67.98	0.354041	20.89	120.16	90.62752	210.78	70.26129
-43	59	Lempung	3.91	2.91	70.89	0.348219	20.54	119.21	90.29795	209.51	69.83527
-44	60	Lempung	3.96	2.96	73.85	0.342307	20.54	118.14	89.96803	208.10	69.36773

Sehingga diketahui pada kedalaman -18 meter, daya dukung tiang menggunakan metode Luciano Decourt didapatkan 175.617 ton untuk BH-1 dan 134.5612 untuk BH-2.

Tabel 4.18 Efisiensi Tiang Kelompok

PC	UKURAN	n	d	n'	m	s	arc-tan(d/s)	eff Converse-Labbare
PC 2	1400 x 3000	2	60.00	2.00	1.00	180.00	18.43	0.897584
PC 3	3000 x 3000	3	60.00	1.50	2.00	180.00	18.43	0.829306
PC 4	3000 x 3000	4	60.00	2.00	2.00	180.00	18.43	0.795167
PC 5	3000 x 3000	5	60.00	2.50	2.00	180.00	18.43	0.774684
PC 6	4800 x 3000	6	60.00	3.00	2.00	180.00	18.43	0.761028
PC 7	4986 x 4138	7	60.00	2.33	3.00	180.00	18.43	0.746398
PC 8	4800 x 4320	8	60.00	2.67	3.00	180.00	18.43	0.735424
PC 33	12000 x 8400	33	60.00	6.60	5.00	180.00	18.43	0.662336
PC 39	13800 x 8400	39	60.00	7.80	5.00	180.00	18.43	0.657562
PC 56	13800 x 12000	56	60.00	8.00	7.00	180.00	18.43	0.6452
PC 125	22800 x 17400	125	60.00	12.50	10.00	180.00	18.43	0.627204
PC 175	28200 x 19200	175	60.00	15.91	11.00	180.00	18.43	0.621831

4.3.3 Kontrol Kuat Bahan Pondasi Tiang

Pondasi eksisting gedung ini digunakan pondasi dari PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton dengan spesifikasi spun pile. Kontrol kuat bahan dilakukan terhadap gaya aksial.

Pu Bahan = 238,30 ton

Pu daya dukung = 163.363 ton

Kontrol,

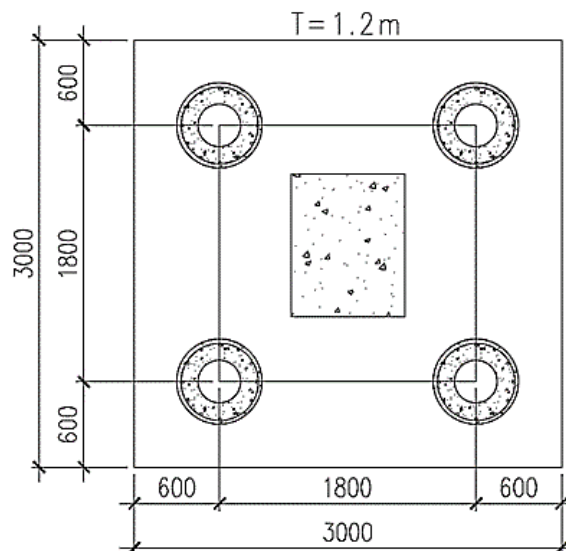
Pu daya dukung < Pu Bahan

238,30 ton < 163.363 ton (OK)

Tabel 4.19 Kontrol Kuat Bahan Pondasi

Data tanah	Nakazawa (ton)	Meyerhoff & Bazaara (ton)	Luciano Decourt (ton)	Pu bahan (ton)	Kontrol
BH-1	163.363	191.72	175.617	238,30	OK
BH-2	144.513	136.54	134.5612	238,30	OK

4.3.4 Kontrol Kapasitas Pondasi Tiang Kelompok



Gambar 4.51 Ilustrasi Perhitungan Kapasitas Tiang Kelompok Pondasi Eksisting

P = 492.78 ton

$M_x = 7.22 \text{ tm}$

$M_y = 10.02 \text{ tm}$

n = 4 buah

$X_{maks} = 0.90 \text{ m}$

$Y_{maks} = 0.90 \text{ m}$

$P_{max} = (P/n) + (M_{yx}/\sum X^2) + (M_{xy}/\sum Y^2)$

$P_{max} = 127.99 \text{ ton}$

$$P_{\min} = (P/n) - (M_{yx}/\sum X^2) - (M_{xy}/\sum Y^2)$$

$$P_{\min} = 118.407 \text{ ton}$$

Kontrol $P_{\max}$

$$127.99 \text{ ton} < 120.78 \text{ ton (Luciano Decourt, NOT OK)}$$

$$127.99 \text{ ton} < 110.3749 \text{ ton (Meyerhof, NOT OK)}$$

$$127.99 \text{ ton} < 129.71 \text{ ton (Nakazawa, OK)}$$

Kontrol $P_{\min}$

$$118.407 \text{ ton} < 106.9987 \text{ ton (Luciano Decourt, NOT OK)}$$

$$118.407 \text{ ton} < 97.7809 \text{ ton (Meyerhof, NOT OK)}$$

$$118.407 \text{ ton} < 114.9122 \text{ ton (Nakazawa, NOT OK)}$$

Tabel 4.20 Rekapitulasi $P_{\max}$ dan $P_{\min}$

PC	AS	P (ton)	MX (ton-m)	MY (ton-m)	n	P/n	$M_x \cdot y / (\sum y^2)$	$M_y \cdot x / (\sum x^2)$	P max	P min
PC2	B1-BI	261.22	10.61	8.08	2	130.6082	5.893314		136.50	124.7149
PC2	B1'-BJ	177.49	0.76	1.42	2	88.74422	0.424729		89.17	88.31949
PC2	B1-BJ	157.76	2.12	1.84	2	78.87979	1.176854		80.06	77.70294
PC2	B2-BA	271.27	10.52	19.13	2	135.637	5.842022		141.48	129.795
PC2	B2-BJ	179.10	1.12	1.32	2	89.54796	0.621098		90.17	88.92686
PC2	B5'-BJ	134.60	1.16	0.50	2	67.29908	0.6459		67.94	66.65318
PC2	B6-BI	243.77	11.27	4.52	2	121.8875	6.260893		128.15	115.6266
PC3	B2-BI	342.28	7.08	9.16	3	114.0948	2.623673	3.393385	120.11	108.0778
PC3	B3-BI	288.66	1.75	8.59	3	96.22066	0.648385	3.182168	100.05	92.39011
PC3	B3-BJ	228.22	1.10	1.64	3	76.07402	0.40658	0.605825	77.09	75.06162
PC3	B4-BI	288.23	3.34	8.45	3	96.07674	1.23647	3.131035	100.44	91.70924
PC3	B4-BJ	228.98	0.62	1.52	3	76.32535	0.231	0.562966	77.12	75.53138
PC3	B5-BI	343.01	5.77	9.07	3	114.3365	2.137567	3.360732	119.83	108.8382
PC3	B5-BJ	207.04	0.21	1.24	3	69.01276	0.077208	0.460761	69.55	68.47479
PC3	B5'-BM	271.91	0.88	2.50	3	90.63506	0.326049	0.925389	91.89	89.38362
PC3	B6-BM	137.52	0.16	0.97	3	45.83991	0.060582	0.360311	46.26	45.41902
PC3	B5'-BP	151.56	6.13	2.06	3	50.51983	2.268733	0.762755	53.55	47.48835
PC4	B1-BB	492.78	7.22	10.02	4	123.1962	2.006929	2.782284	127.99	118.407
PC4	B1'-BP	137.20	1.71	3.79	4	34.29953	0.47446	1.052579	35.83	32.77249
PC4	B2-BP	191.91	3.45	5.49	4	47.97785	0.959233	1.525113	50.46	45.49351
PC4	B3-BA	326.18	3.11	19.73	4	81.54446	0.862725	5.480839	87.89	75.2009
PC4	B3-BG	512.03	3.55	0.32	4	128.0087	0.984782	0.089089	129.08	126.9348
PC4	B3-BH	489.92	3.59	0.22	4	122.4804	0.996815	0.060815	123.54	121.4228

PC	AS	P (ton)	MX (ton-m)	MY (ton-m)	n	P/n	$M_x \cdot y / (\sum y^2)$	$M_y \cdot x / (\sum x^2)$	P max	P min
PC4	B3-BP	253.58	2.49	5.97	4	63.39428	0.69292	1.657883	65.75	61.04348
PC4	B4-BA	334.74	5.52	15.44	4	83.68584	1.532633	4.289547	89.51	77.86366
PC4	B4-BG	511.39	4.91	0.09	4	127.8481	1.362633	0.023725	129.23	126.4617
PC4	B4-BH	489.04	5.03	0.37	4	122.2599	1.397017	0.103201	123.76	120.7597
PC4	B4-BP	254.55	3.15	5.70	4	63.63644	0.87416	1.584047	66.09	61.17823
PC4	B5-BA	469.15	10.73	10.24	4	117.2876	2.979421	2.845461	123.11	111.4627
PC4	B6-BN	136.19	1.15	3.29	4	34.04779	0.318429	0.912969	35.28	32.81639
PC4	B5-BP	230.43	0.38	5.17	4	57.60754	0.106456	1.436454	59.15	56.06463
PC4	B6-BO	51.09	3.03	5.92	4	12.77233	0.843019	1.64491	15.26	10.2844
PC5	B2-BB	639.22	1.16	8.78	5	127.8431	0.322137	2.438609	130.60	125.0824
PC5	B5-BM	369.98	0.85	0.95	5	73.99642	0.237175	0.26365	74.50	73.4956
PC5	B5'-BN	281.85	1.14	5.26	5	56.36912	0.317877	1.461998	58.15	54.58924
PC5	B5'-BO	260.84	4.03	5.78	5	52.16862	1.118926	1.606285	54.89	49.44341
PC5	B6-BD	631.35	23.52	1.70	5	126.2706	6.533928	0.472038	133.28	119.2647
PC5	B6-BE	628.39	22.81	1.32	5	125.6772	6.336395	0.366376	132.38	118.9744
PC6	B1-BC	676.23	20.19	0.75	6	112.7057	3.739379	0.276162	116.72	108.6902
PC6	B1-BD	706.95	20.79	1.32	6	117.8255	3.850581	0.489902	122.17	113.485
PC6	B1-BE	705.80	20.52	0.60	6	117.6329	3.799359	0.221516	121.65	113.612
PC6	B1-BF	668.09	20.24	2.50	6	111.3484	3.747882	0.925861	116.02	106.6747
PC6	B2-BG	653.53	3.88	2.07	6	108.9219	0.718196	0.768001	110.41	107.4357
PC6	B2-BH	608.44	5.79	2.05	6	101.4073	1.07179	0.759054	103.24	99.57647
PC6	B3-BF	673.45	3.98	0.16	6	112.2424	0.736928	0.057848	113.04	111.4477
PC6	B4-BF	673.47	5.46	0.07	6	112.245	1.010424	0.026392	113.28	111.2082
PC6	B4-BK	429.08	1.77	6.47	6	71.51278	0.327686	2.395948	74.24	68.78915
PC6	B4-BM	376.23	1.15	1.45	6	62.70493	0.2128	0.537277	63.46	61.95486
PC6	B5-BA'	210.97	0.40	7.92	6	35.16219	0.074454	2.931582	38.17	32.15616
PC6	B5-BG	653.88	2.90	1.84	8	81.73491	0.536273	0.682987	82.95	80.51565
PC6	B5-BH	606.08	4.54	2.55	8	75.75987	0.841311	0.944707	77.55	73.97385
PC6	B5-BK	379.11	0.23	5.34	6	63.1858	0.042303	1.9774	65.21	61.16609
PC6	B5-BL	405.43	1.56	5.41	6	67.5724	0.289301	2.003784	69.87	65.27931
PC6	B5-BN	430.45	2.10	6.19	6	71.74179	0.389233	2.292889	74.42	69.05967
PC6	B6-BA	416.23	8.96	6.33	6	69.37133	1.659601	2.342779	73.37	65.36895
PC6	B6-BB	567.82	15.60	5.39	6	94.63687	2.889623	1.997904	99.52	89.74934
PC6	B6-BC	657.63	21.03	2.40	6	109.6056	3.895263	0.887512	114.39	104.8229
PC6	B6-BF	637.43	20.49	0.64	6	106.2379	3.795261	0.236948	110.27	102.2057
PC7	B4-BL	455.29	1.66	6.04	7	65.04212	0.307741	1.117964	66.47	63.61641
PC7	B4-BN	497.12	2.19	6.13	7	71.01645	0.406085	1.135375	72.56	69.47499
PC7	B4-BO	488.79	0.86	7.30	7	69.8275	0.158747	1.35142	71.34	68.31733
PC7	B5-BO	430.42	2.08	6.58	7	61.4887	0.385604	1.218034	63.09	59.88506
PC8	B2-BC	900.12	11.31	1.27	8	112.5155	1.046997	0.117609	113.68	111.3509
PC8	B2-BD	951.19	11.13	0.14	8	118.8985	1.030977	0.012669	119.94	117.8549

PC	AS	P (ton)	MX (ton- m)	MY (ton- m)	n	P/n	$M_x \cdot y / (\sum y^2)$	$M_y \cdot x / (\sum x^2)$	P max	P min
PC8	B2-BE	943.62	11.18	0.12	8	117.9521	1.035426	0.010832	119.00	116.9058
PC8	B2-BF	876.05	11.58	0.01	8	109.5064	1.072514	0.00136	110.58	108.4326
PC8	B3-BE	855.63	4.25	0.05	8	106.9534	0.393376	0.004224	107.35	106.5558
PC8	B4-BE	856.41	5.83	0.42	8	107.0511	0.53985	0.038658	107.63	106.4726
PC8	B5-BB	805.77	11.00	14.19	8	100.7213	1.018172	1.314248	103.05	98.38885
PC8	B5-BC	920.13	13.54	2.05	8	115.0162	1.253898	0.189461	116.46	113.5729
PC8	B5-BD	936.84	13.52	2.24	8	117.1044	1.251877	0.207779	118.56	115.6448
PC8	B5-BE	900.56	13.22	1.73	8	112.5697	1.224327	0.160619	113.95	111.1848
PC8	B5-BF	856.15	11.51	2.57	8	107.0191	1.06546	0.237643	108.32	105.716
PC33	B6-BG	353.29	7.59	3.11	33	54.83	0.18	0.35	55.36	54.31105
PC39	B1-BG	415.60	8.83	1.92	39	47.78	0.16	0.14	48.09	47.47693
PC56	B5'-BK	198.87	2.84	1.52	56	20.31	0.04	0.07	20.42	20.20257
PC125	B3-BA'	339.83	6.46	2.44	125	57.69	0.06	0.12	57.88	57.50268
PC175	B1'-BK	277.80	1.59	2.33	175	40.90	0.40	1.13	42.42	39.36911

Tabel 4.21 Kontrol Pmax

PC	AS	P max	P ijin (Luciano Decourt)	SF	P ijin (Myerhof & Bazara)	SF	P ijin (Nakazawa)	SF
PC2	B1-BI	136.50	120.78	NOT OK	110.3749	NOT OK	129.71	NOT OK
PC2	B1'-BJ	89.17	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC2	B1-BJ	80.06	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC2	B2-BA	141.48	120.78	NOT OK	110.3749	NOT OK	129.71	NOT OK
PC2	B2-BJ	90.17	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC2	B5'-BJ	67.94	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC2	B6-BI	128.15	120.78	NOT OK	110.3749	NOT OK	129.71	OK
PC3	B2-BI	120.11	120.78	OK	110.3749	NOT OK	129.71	OK
PC3	B3-BI	100.05	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC3	B3-BJ	77.09	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC3	B4-BI	100.44	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC3	B4-BJ	77.12	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC3	B5-BI	119.83	120.78	OK	110.3749	NOT OK	129.71	OK
PC3	B5-BJ	69.55	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC3	B5'-BM	91.89	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC3	B6-BM	46.26	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC3	B5'-BP	53.55	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC4	B1-BB	127.99	120.78	NOT OK	110.3749	NOT OK	129.71	OK
PC4	B1'-BP	35.83	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK

PC	AS	P max	P ijin (Luciano Decourt)	SF	P ijin (Myerhof & Bazara)	SF	P ijin (Nakazawa)	SF
PC4	B2-BP	50.46	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC4	B3-BA	87.89	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC4	B3-BG	129.08	120.78	NOT OK	110.3749	NOT OK	129.71	OK
PC4	B3-BH	123.54	120.78	NOT OK	110.3749	NOT OK	129.71	OK
PC4	B3-BP	65.75	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC4	B4-BA	89.51	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC4	B4-BG	129.23	120.78	NOT OK	110.3749	NOT OK	129.71	OK
PC4	B4-BH	123.76	120.78	NOT OK	110.3749	NOT OK	129.71	OK
PC4	B4-BP	66.09	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC4	B5-BA	123.11	120.78	NOT OK	110.3749	NOT OK	129.71	OK
PC4	B6-BN	35.28	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC4	B5-BP	59.15	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC4	B6-BO	15.26	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC5	B2-BB	130.60	120.78	NOT OK	110.3749	NOT OK	129.71	NOT OK
PC5	B5-BM	74.50	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC5	B5'-BN	58.15	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC5	B5'-BO	54.89	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC5	B6-BD	133.28	120.78	NOT OK	110.3749	NOT OK	129.71	NOT OK
PC5	B6-BE	132.38	120.78	NOT OK	110.3749	NOT OK	129.71	NOT OK
PC6	B1-BC	116.72	120.78	OK	110.3749	NOT OK	129.71	OK
PC6	B1-BD	122.17	120.78	NOT OK	110.3749	NOT OK	129.71	OK
PC6	B1-BE	121.65	120.78	NOT OK	110.3749	NOT OK	129.71	OK
PC6	B1-BF	116.02	120.78	OK	110.3749	NOT OK	129.71	OK
PC6	B2-BG	110.41	120.78	OK	110.3749	NOT OK	129.71	OK
PC6	B2-BH	103.24	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC6	B3-BF	113.04	120.78	OK	110.3749	NOT OK	129.71	OK
PC6	B4-BF	113.28	120.78	OK	110.3749	NOT OK	129.71	OK
PC6	B4-BK	74.24	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC6	B4-BM	63.46	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC6	B5-BA'	38.17	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC6	B5-BG	82.95	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC6	B5-BH	77.55	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC6	B5-BK	65.21	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC6	B5-BL	69.87	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC6	B5-BN	74.42	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC6	B6-BA	73.37	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC6	B6-BB	99.52	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC6	B6-BC	114.39	120.78	OK	110.3749	NOT OK	129.71	OK
PC6	B6-BF	110.27	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC7	B4-BL	66.47	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC7	B4-BN	72.56	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC7	B4-BO	71.34	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK

PC	AS	P max	P ijin (Luciano Decourt)	SF	P ijin (Myerhof & Bazara)	SF	P ijin (Nakazawa)	SF
PC7	B5-BO	63.09	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC8	B2-BC	113.68	120.78	OK	110.3749	NOT OK	129.71	OK
PC8	B2-BD	119.94	120.78	OK	110.3749	NOT OK	129.71	OK
PC8	B2-BE	119.00	120.78	OK	110.3749	NOT OK	129.71	OK
PC8	B2-BF	110.58	120.78	OK	110.3749	NOT OK	129.71	OK
PC8	B3-BE	107.35	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC8	B4-BE	107.63	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC8	B5-BB	103.05	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC8	B5-BC	116.46	120.78	OK	110.3749	NOT OK	129.71	OK
PC8	B5-BD	118.56	120.78	OK	110.3749	NOT OK	129.71	OK
PC8	B5-BE	113.95	120.78	OK	110.3749	NOT OK	129.71	OK
PC8	B5-BF	108.32	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC33	B6-BG	55.36	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC39	B1-BG	48.09	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC56	B5'-BK	20.42	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC125	B3-BA'	57.88	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK
PC175	B1'-BK	42.42	120.78	OK	110.3749	OK	129.71	OK

Tabel 4.22 Kontrol Pmin

PC	AS	P min	Qs (Luciano Decourt)	SF	Qs (Myerhof & Bazara)	SF	Qs (Nakazawa)	SF
PC2	B1-BI	124.7149	120.78	NOT OK	110.3749	NOT OK	129.7127	NOT OK
PC2	B1'-BJ	88.31949	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC2	B1-BJ	77.70294	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC2	B2-BA	129.795	120.78	NOT OK	110.3749	NOT OK	129.7127	NOT OK
PC2	B2-BJ	88.92686	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC2	B5'-BJ	66.65318	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC2	B6-BI	115.6266	120.78	NOT OK	110.3749	NOT OK	129.7127	OK
PC3	B2-BI	108.0778	111.5924	NOT OK	101.9789	NOT OK	119.8457	NOT OK
PC3	B3-BI	92.39011	111.5924	OK	101.9789	OK	119.8457	OK
PC3	B3-BJ	75.06162	111.5924	OK	101.9789	OK	119.8457	OK
PC3	B4-BI	91.70924	111.5924	OK	101.9789	OK	119.8457	OK
PC3	B4-BJ	75.53138	111.5924	OK	101.9789	OK	119.8457	OK
PC3	B5-BI	108.8382	111.5924	NOT OK	101.9789	NOT OK	119.8457	OK
PC3	B5-BJ	68.47479	111.5924	OK	101.9789	OK	119.8457	OK
PC3	B5'-BM	89.38362	111.5924	OK	101.9789	OK	119.8457	OK
PC3	B6-BM	45.41902	111.5924	OK	101.9789	OK	119.8457	OK
PC3	B5'-BP	47.48835	111.5924	OK	101.9789	OK	119.8457	OK

PC	AS	P min	Qs (Luciano Decourt)	SF	Qs (Myerhof & Bazara)	SF	Qs (Nakazawa)	SF
PC4	B1-BB	118.407	106.9987	NOT OK	97.7809	NOT OK	114.9122	NOT OK
PC4	B1'-BP	32.77249	106.9987	OK	97.7809	OK	114.9122	OK
PC4	B2-BP	45.49351	106.9987	OK	97.7809	OK	114.9122	OK
PC4	B3-BA	75.2009	106.9987	OK	97.7809	OK	114.9122	OK
PC4	B3-BG	126.9348	106.9987	NOT OK	97.7809	NOT OK	114.9122	NOT OK
PC4	B3-BH	121.4228	106.9987	NOT OK	97.7809	NOT OK	114.9122	NOT OK
PC4	B3-BP	61.04348	106.9987	OK	97.7809	OK	114.9122	OK
PC4	B4-BA	77.86366	106.9987	OK	97.7809	OK	114.9122	OK
PC4	B4-BG	126.4617	106.9987	NOT OK	97.7809	NOT OK	114.9122	NOT OK
PC4	B4-BH	120.7597	106.9987	NOT OK	97.7809	NOT OK	114.9122	NOT OK
PC4	B4-BP	61.17823	106.9987	OK	97.7809	OK	114.9122	OK
PC4	B5-BA	111.4627	106.9987	NOT OK	97.7809	NOT OK	114.9122	NOT OK
PC4	B6-BN	32.81639	106.9987	OK	97.7809	OK	114.9122	OK
PC4	B5-BP	56.06463	106.9987	OK	97.7809	OK	114.9122	OK
PC4	B6-BO	10.2844	106.9987	OK	97.7809	OK	114.9122	OK
PC5	B2-BB	125.0824	104.2424	NOT OK	95.26209	NOT OK	111.9521	NOT OK
PC5	B5-BM	73.4956	104.2424	OK	95.26209	OK	111.9521	OK
PC5	B5'-BN	54.58924	104.2424	OK	95.26209	OK	111.9521	OK
PC5	B5'-BO	49.44341	104.2424	OK	95.26209	OK	111.9521	OK
PC5	B6-BD	119.2647	104.2424	NOT OK	95.26209	NOT OK	111.9521	NOT OK
PC5	B6-BE	118.9744	104.2424	NOT OK	95.26209	NOT OK	111.9521	NOT OK
PC6	B1-BC	108.6902	102.4049	NOT OK	93.58289	NOT OK	109.9787	NOT OK
PC6	B1-BD	113.485	102.4049	NOT OK	93.58289	NOT OK	109.9787	NOT OK
PC6	B1-BE	113.612	102.4049	NOT OK	93.58289	NOT OK	109.9787	NOT OK
PC6	B1-BF	106.6747	102.4049	NOT OK	93.58289	NOT OK	109.9787	NOT OK
PC6	B2-BG	107.4357	102.4049	NOT OK	93.58289	NOT OK	109.9787	NOT OK
PC6	B2-BH	99.57647	102.4049	NOT OK	93.58289	NOT OK	109.9787	OK
PC6	B3-BF	111.4477	102.4049	NOT OK	93.58289	NOT OK	109.9787	NOT OK
PC6	B4-BF	111.2082	102.4049	NOT OK	93.58289	NOT OK	109.9787	NOT OK
PC6	B4-BK	68.78915	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC6	B4-BM	61.95486	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC6	B5-BA'	32.15616	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC6	B5-BG	80.51565	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC6	B5-BH	73.97385	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC6	B5-BK	61.16609	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC6	B5-BL	65.27931	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC6	B5-BN	69.05967	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC6	B6-BA	65.36895	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC6	B6-BB	89.74934	102.4049	OK	93.58289	NOT OK	109.9787	OK
PC6	B6-BC	104.8229	102.4049	NOT OK	93.58289	NOT OK	109.9787	NOT OK
PC6	B6-BF	102.2057	102.4049	NOT OK	93.58289	NOT OK	109.9787	NOT OK
PC7	B4-BL	63.61641	100.4362	OK	91.78374	OK	107.8643	OK

PC	AS	P min	Qs (Luciano Decourt)	SF	Qs (Myerhof & Bazara)	SF	Qs (Nakazawa)	SF
PC7	B4-BN	69.47499	100.4362	OK	91.78374	OK	107.8643	OK
PC7	B4-BO	68.31733	100.4362	OK	91.78374	OK	107.8643	OK
PC7	B5-BO	59.88506	100.4362	OK	91.78374	OK	107.8643	OK
PC8	B2-BC	111.3509	98.9596	NOT OK	90.43438	NOT OK	106.2786	NOT OK
PC8	B2-BD	117.8549	98.9596	NOT OK	90.43438	NOT OK	106.2786	NOT OK
PC8	B2-BE	116.9058	98.9596	NOT OK	90.43438	NOT OK	106.2786	NOT OK
PC8	B2-BF	108.4326	98.9596	NOT OK	90.43438	NOT OK	106.2786	NOT OK
PC8	B3-BE	106.5558	98.9596	NOT OK	90.43438	NOT OK	106.2786	NOT OK
PC8	B4-BE	106.4726	98.9596	NOT OK	90.43438	NOT OK	106.2786	NOT OK
PC8	B5-BB	98.38885	98.9596	NOT OK	90.43438	NOT OK	106.2786	OK
PC8	B5-BC	113.5729	98.9596	NOT OK	90.43438	NOT OK	106.2786	NOT OK
PC8	B5-BD	115.6448	98.9596	NOT OK	90.43438	NOT OK	106.2786	NOT OK
PC8	B5-BE	111.1848	98.9596	NOT OK	90.43438	NOT OK	106.2786	NOT OK
PC8	B5-BF	105.716	98.9596	NOT OK	90.43438	NOT OK	106.2786	NOT OK
PC33	B6-BG	54.31105	89.12479	OK	81.44681	OK	95.71638	OK
PC39	B1-BG	47.47693	88.4823	OK	80.85968	OK	95.02638	OK
PC56	B5'-BK	20.20257	86.81896	OK	79.33963	OK	93.24001	OK
PC125	B3-BA'	57.50268	84.39739	OK	77.12668	OK	90.63935	OK
PC175	B1'-BK	39.36911	83.67432	OK	76.4659	OK	89.8628	OK

Berdasarkan hasil analisis, terdapat beberapa titik yang belum memenuhi syarat baik terhadap kapasitas satu tiang maupun kelompok tiang. Oleh karena itu, perlu dilakukan perencanaan ulang pondasi. Upaya perbaikan dapat dilakukan dengan memperpanjang panjang tiang hingga daya dukung mencukupi, atau dengan mengubah konfigurasi kelompok tiang, seperti memperbesar jarak antar tiang, menambah jumlah tiang, maupun memperbesar diameter tiang yang akan dibahas pada sub bab selanjutnya.

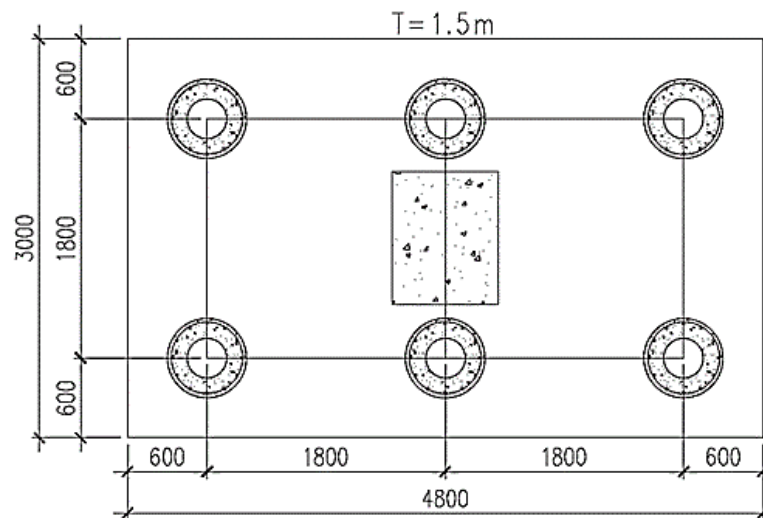
4.4 Perencanaan Ulang Pondasi Alternatif

4.4.1 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Alternatif

Hasil analisis pondasi eksisting dengan diameter pondasi tiang 60 cm, didapatkan bahwa masih ada beberapa titik yang tidak memenuhi kapasitas daya dukungnya. Berdasarkan hasil tersebut, pada perencanaan alternatif pondasi kali ini digunakan perencanaan konfigurasi jumlah tiang dengan perhitungan kapasitas daya dukung tiang yang sama.

4.4.2 Kontrol Kapasitas Pondasi Tiang Kelompok

Setelah didapatkan nilai daya dukung pada tiap kedalaman, perlu juga dianalisis terhadap besar beban aksial yang diterima, kuat tarik oleh 1 pondasi tiang serta kontrol pondasi tiang dalam kelompok. Berikut merupakan pembahasannya :



Gambar 4.52 Ilustrasi Perhitungan Kontrol Kapasitas Tiang Kelompok Pondasi Alternatif

$$P = 492.78 \text{ ton}$$

$$M_x = 7.22 \text{ tm}$$

$$M_y = 10.02 \text{ tm}$$

$$n = 6 \text{ buah}$$

$$X_{maks} = 1.80 \text{ m}$$

$$Y_{maks} = 0.90 \text{ m}$$

$$P_{max} = (P/n) + (M_{yx}/\sum X^2) + (M_{xy}/\sum Y^2)$$

$$P_{max} = 87.89 \text{ ton}$$

$$P_{min} = 75.20 \text{ ton}$$

Kontrol P_{max}

$$87.89 \text{ ton} < 120.78 \text{ ton (Luciano Decourt, OK)}$$

$$87.89 \text{ ton} < 110.3749 \text{ ton (Meyerhof, OK)}$$

$$87.89 \text{ ton} < 129.71 \text{ ton (Nakazawa, OK)}$$

Kontrol Pmin

75.20 ton < 106.9987 ton (Luciano Decourt, OK)

75.20 ton < 97.7809 ton (Meyerhof, OK)

75.20 ton < 114.9122 ton (Nakazawa, OK)

Tabel 4.23 Rekap Konfigurasi Tiang

PC	AS	P (ton)	MX (ton- m)	MY (ton- m)	n	P/n	Mx . y / ($\sum y^2$)	My . x / ($\sum x^2$)	P max	P min
PC3	B1-BI	261.22	10.61	8.08	3	87.07214	5.893314		92.97	81.17883
PC2	B1'-BJ	177.49	0.76	1.42	2	88.74422	0.424729		89.17	88.31949
PC2	B1-BJ	157.76	2.12	1.84	2	78.87979	1.176854		80.06	77.70294
PC3	B2-BA	271.27	10.52	19.13	3	90.42469	5.842022		96.27	84.58267
PC2	B2-BJ	179.10	1.12	1.32	2	89.54796	0.621098		90.17	88.92686
PC2	B5'-BJ	134.60	1.16	0.50	2	67.29908	0.6459		67.94	66.65318
PC3	B6-BI	243.77	11.27	4.52	3	81.25833	6.260893		87.52	74.99744
PC4	B2-BI	342.28	7.08	9.16	4	85.57112	2.623673	3.393385	91.59	79.55406
PC3	B3-BI	288.66	1.75	8.59	3	96.22066	0.648385	3.182168	100.05	92.39011
PC3	B3-BJ	228.22	1.10	1.64	3	76.07402	0.40658	0.605825	77.09	75.06162
PC3	B4-BI	288.23	3.34	8.45	3	96.07674	1.23647	3.131035	100.44	91.70924
PC3	B4-BJ	228.98	0.62	1.52	3	76.32535	0.231	0.562966	77.12	75.53138
PC4	B5-BI	343.01	5.77	9.07	4	85.75235	2.137567	3.360732	91.25	80.25405
PC3	B5-BJ	207.04	0.21	1.24	3	69.01276	0.077208	0.460761	69.55	68.47479
PC3	B5'-BM	271.91	0.88	2.50	3	90.63506	0.326049	0.925389	91.89	89.38362
PC3	B6-BM	137.52	0.16	0.97	3	45.83991	0.060582	0.360311	46.26	45.41902
PC3	B5'-BP	151.56	6.13	2.06	3	50.51983	2.268733	0.762755	53.55	47.48835
PC6	B1-BB	492.78	7.22	10.02	6	82.13082	2.006929	2.782284	86.92	77.3416
PC4	B1'-BP	137.20	1.71	3.79	4	34.29953	0.47446	1.052579	35.83	32.77249
PC4	B2-BP	191.91	3.45	5.49	4	47.97785	0.959233	1.525113	50.46	45.49351
PC4	B3-BA	326.18	3.11	19.73	4	81.54446	0.862725	5.480839	87.89	75.2009
PC6	B3-BG	512.03	3.55	0.32	6	85.33912	0.984782	0.089089	86.41	84.26524
PC6	B3-BH	489.92	3.59	0.22	6	81.65361	0.996815	0.060815	82.71	80.59598
PC4	B3-BP	253.58	2.49	5.97	4	63.39428	0.69292	1.657883	65.75	61.04348
PC4	B4-BA	334.74	5.52	15.44	4	83.68584	1.532633	4.289547	89.51	77.86366
PC6	B4-BG	511.39	4.91	0.09	6	85.23206	1.362633	0.023725	86.62	83.8457
PC6	B4-BH	489.04	5.03	0.37	6	81.50661	1.397017	0.103201	83.01	80.0064
PC4	B4-BP	254.55	3.15	5.70	4	63.63644	0.87416	1.584047	66.09	61.17823
PC6	B5-BA	469.15	10.73	10.24	6	78.1917	2.979421	2.845461	84.02	72.36682
PC4	B6-BN	136.19	1.15	3.29	4	34.04779	0.318429	0.912969	35.28	32.81639
PC4	B5-BP	230.43	0.38	5.17	4	57.60754	0.106456	1.436454	59.15	56.06463
PC4	B6-BO	51.09	3.03	5.92	4	12.77233	0.843019	1.64491	15.26	10.2844
PC7	B2-BB	639.22	1.16	8.78	7	91.3165	0.322137	2.438609	94.08	88.55576

PC	AS	P (ton)	MX (ton-m)	MY (ton-m)	n	P/n	$M_x \cdot y / (\sum y^2)$	$M_y \cdot x / (\sum x^2)$	P max	P min
PC5	B5-BM	369.98	0.85	0.95	5	73.99642	0.237175	0.26365	74.50	73.4956
PC5	B5'-BN	281.85	1.14	5.26	5	56.36912	0.317877	1.461998	58.15	54.58924
PC5	B5'-BO	260.84	4.03	5.78	5	52.16862	1.118926	1.606285	54.89	49.44341
PC8	B6-BD	631.35	23.52	1.70	8	78.91915	6.533928	0.472038	85.93	71.91319
PC8	B6-BE	628.39	22.81	1.32	8	78.54826	6.336395	0.366376	85.25	71.84549
PC8	B1-BC	676.23	20.19	0.75	8	84.52931	3.739379	0.276162	88.54	80.51377
PC8	B1-BD	706.95	20.79	1.32	8	88.36913	3.850581	0.489902	92.71	84.02865
PC8	B1-BE	705.80	20.52	0.60	8	88.22469	3.799359	0.221516	92.25	84.20381
PC8	B1-BF	668.09	20.24	2.50	8	83.51133	3.747882	0.925861	88.19	78.83759
PC8	B2-BG	653.53	3.88	2.07	8	81.69142	0.718196	0.768001	83.18	80.20522
PC7	B2-BH	608.44	5.79	2.05	7	86.92055	1.07179	0.759054	88.75	85.08971
PC8	B3-BF	673.45	3.98	0.16	8	84.18183	0.736928	0.057848	84.98	83.38705
PC8	B4-BF	673.47	5.46	0.07	8	84.18374	1.010424	0.026392	85.22	83.14693
PC6	B4-BK	429.08	1.77	6.47	6	71.51278	0.327686	2.395948	74.24	68.78915
PC6	B4-BM	376.23	1.15	1.45	6	62.70493	0.2128	0.537277	63.46	61.95486
PC6	B5-BA'	210.97	0.40	7.92	6	35.16219	0.074454	2.931582	38.17	32.15616
PC8	B5-BG	653.88	2.90	1.84	8	81.73491	0.536273	0.682987	82.95	80.51565
PC8	B5-BH	606.08	4.54	2.55	8	75.75987	0.841311	0.944707	77.55	73.97385
PC6	B5-BK	379.11	0.23	5.34	6	63.1858	0.042303	1.9774	65.21	61.16609
PC6	B5-BL	405.43	1.56	5.41	6	67.5724	0.289301	2.003784	69.87	65.27931
PC6	B5-BN	430.45	2.10	6.19	6	71.74179	0.389233	2.292889	74.42	69.05967
PC6	B6-BA	416.23	8.96	6.33	6	69.37133	1.659601	2.342779	73.37	65.36895
PC7	B6-BB	567.82	15.60	5.39	7	81.11732	2.889623	1.997904	86.00	76.22979
PC8	B6-BC	657.63	21.03	2.40	8	82.20423	3.895263	0.887512	86.99	77.42146
PC8	B6-BF	637.43	20.49	0.64	8	79.67845	3.795261	0.236948	83.71	75.64624
PC7	B4-BL	455.29	1.66	6.04	7	65.04212	0.307741	1.117964	66.47	63.61641
PC7	B4-BN	497.12	2.19	6.13	7	71.01645	0.406085	1.135375	72.56	69.47499
PC7	B4-BO	488.79	0.86	7.30	7	69.8275	0.158747	1.35142	71.34	68.31733
PC9	B5-BO	430.42	2.08	6.58	9	47.82454	0.385604	1.218034	49.43	46.22091
PC11	B2-BC	900.12	11.31	1.27	11	81.82947	1.046997	0.117609	82.99	80.66487
PC11	B2-BD	951.19	11.13	0.14	11	86.47165	1.030977	0.012669	87.52	85.428
PC11	B2-BE	943.62	11.18	0.12	11	85.78331	1.035426	0.010832	86.83	84.73705
PC10	B2-BF	876.05	11.58	0.01	10	87.60516	1.072514	0.00136	88.68	86.53128
PC10	B3-BE	855.63	4.25	0.05	10	85.56268	0.393376	0.004224	85.96	85.16508
PC10	B4-BE	856.41	5.83	0.42	10	85.64089	0.53985	0.038658	86.22	85.06238
PC10	B5-BB	805.77	11.00	14.19	10	80.57702	1.018172	1.314248	82.91	78.2446
PC11	B5-BC	920.13	13.54	2.05	11	83.64817	1.253898	0.189461	85.09	82.20481
PC11	B5-BD	936.84	13.52	2.24	11	85.16685	1.251877	0.207779	86.63	83.70719
PC11	B5-BE	900.56	13.22	1.73	11	81.86891	1.224327	0.160619	83.25	80.48396
PC10	B5-BF	856.15	11.51	2.57	10	85.61526	1.06546	0.237643	86.92	84.31216
PC33	B6-BG	353.29	7.59	3.11	33	54.83	0.18	0.35	55.36	54.31105
PC39	B1-BG	415.60	8.83	1.92	39	47.78	0.16	0.14	48.09	47.47693

PC	AS	P (ton)	MX (ton-m)	MY (ton-m)	n	P/n	$M_x \cdot y / (\sum y^2)$	$M_y \cdot x / (\sum x^2)$	P max	P min
PC56	B5'-BK	198.87	2.84	1.52	56	20.31	0.04	0.07	20.42	20.20257
PC125	B3-BA'	339.83	6.46	2.44	125	57.69	0.06	0.12	57.88	57.50268
PC175	B1'-BK	277.80	1.59	2.33	175	40.90	0.40	1.13	42.42	39.36911

Tabel 4.24 Kontrol Pmax

PC	AS	P max	P ijin (Luciano Decourt)	SF	P ijin (Myerhof & Bazara)	SF	P ijin (Nakazawa)	SF
PC3	B1-BI	92.97	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC2	B1'-BJ	89.17	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC2	B1-BJ	80.06	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC3	B2-BA	96.27	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC2	B2-BJ	90.17	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC2	B5'-BJ	67.94	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC3	B6-BI	87.52	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC4	B2-BI	91.59	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC3	B3-BI	100.05	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC3	B3-BJ	77.09	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC3	B4-BI	100.44	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC3	B4-BJ	77.12	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC4	B5-BI	91.25	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC3	B5-BJ	69.55	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC3	B5'-BM	91.89	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC3	B6-BM	46.26	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC3	B5'-BP	53.55	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC6	B1-BB	86.92	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC4	B1'-BP	35.83	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC4	B2-BP	50.46	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC4	B3-BA	87.89	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC6	B3-BG	86.41	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC6	B3-BH	82.71	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC4	B3-BP	65.75	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC4	B4-BA	89.51	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC6	B4-BG	86.62	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC6	B4-BH	83.01	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC4	B4-BP	66.09	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC6	B5-BA	84.02	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC4	B6-BN	35.28	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC4	B5-BP	59.15	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC4	B6-BO	15.26	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK

PC	AS	P max	P ijin (Luciano Decourt)	SF	P ijin (Myerhof & Bazara)	SF	P ijin (Nakazawa)	SF
PC7	B2-BB	94.08	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC5	B5-BM	74.50	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC5	B5'-BN	58.15	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC5	B5'-BO	54.89	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC8	B6-BD	85.93	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC8	B6-BE	85.25	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC8	B1-BC	88.54	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC8	B1-BD	92.71	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC8	B1-BE	92.25	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC8	B1-BF	88.19	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC8	B2-BG	83.18	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC7	B2-BH	88.75	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC8	B3-BF	84.98	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC8	B4-BF	85.22	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC6	B4-BK	74.24	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC6	B4-BM	63.46	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC6	B5-BA'	38.17	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC8	B5-BG	82.95	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC8	B5-BH	77.55	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC6	B5-BK	65.21	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC6	B5-BL	69.87	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC6	B5-BN	74.42	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC6	B6-BA	73.37	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC7	B6-BB	86.00	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC8	B6-BC	86.99	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC8	B6-BF	83.71	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC7	B4-BL	66.47	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC7	B4-BN	72.56	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC7	B4-BO	71.34	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC9	B5-BO	49.43	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC11	B2-BC	82.99	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC11	B2-BD	87.52	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC11	B2-BE	86.83	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC10	B2-BF	88.68	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC10	B3-BE	85.96	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC10	B4-BE	86.22	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC10	B5-BB	82.91	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC11	B5-BC	85.09	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC11	B5-BD	86.63	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC11	B5-BE	83.25	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC10	B5-BF	86.92	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC33	B6-BG	55.36	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK

PC	AS	P max	P ijin (Luciano Decourt)	SF	P ijin (Myerhof & Bazara)	SF	P ijin (Nakazawa)	SF
PC39	B1-BG	48.09	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC56	B5'-BK	20.42	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC125	B3-BA'	57.88	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC175	B1'-BK	42.42	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK

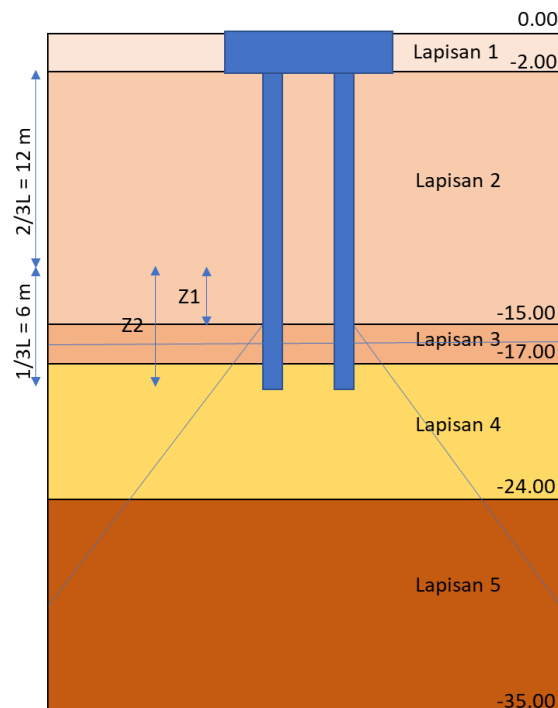
Tabel 4.25 Kontrol Pmin

PC	AS	P min	Qs (Luciano Decourt)	SF	Qs (Myerhof & Bazara)	SF	Qs (Nakazawa)	SF
PC3	B1-BI	81.17883	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC2	B1'-BJ	88.31949	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC2	B1-BJ	77.70294	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC3	B2-BA	84.58267	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC2	B2-BJ	88.92686	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC2	B5'-BJ	66.65318	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC3	B6-BI	74.99744	120.78	OK	110.3749	OK	129.7127	OK
PC4	B2-BI	79.55406	111.5924	OK	101.9789	OK	119.8457	OK
PC3	B3-BI	92.39011	111.5924	OK	101.9789	OK	119.8457	OK
PC3	B3-BJ	75.06162	111.5924	OK	101.9789	OK	119.8457	OK
PC3	B4-BI	91.70924	111.5924	OK	101.9789	OK	119.8457	OK
PC3	B4-BJ	75.53138	111.5924	OK	101.9789	OK	119.8457	OK
PC4	B5-BI	80.25405	111.5924	OK	101.9789	OK	119.8457	OK
PC3	B5-BJ	68.47479	111.5924	OK	101.9789	OK	119.8457	OK
PC3	B5'-BM	89.38362	111.5924	OK	101.9789	OK	119.8457	OK
PC3	B6-BM	45.41902	111.5924	OK	101.9789	OK	119.8457	OK
PC3	B5'-BP	47.48835	111.5924	OK	101.9789	OK	119.8457	OK
PC6	B1-BB	77.3416	106.9987	OK	97.7809	OK	114.9122	OK
PC4	B1'-BP	32.77249	106.9987	OK	97.7809	OK	114.9122	OK
PC4	B2-BP	45.49351	106.9987	OK	97.7809	OK	114.9122	OK
PC4	B3-BA	75.2009	106.9987	OK	97.7809	OK	114.9122	OK
PC6	B3-BG	84.26524	106.9987	OK	97.7809	OK	114.9122	OK
PC6	B3-BH	80.59598	106.9987	OK	97.7809	OK	114.9122	OK
PC4	B3-BP	61.04348	106.9987	OK	97.7809	OK	114.9122	OK
PC4	B4-BA	77.86366	106.9987	OK	97.7809	OK	114.9122	OK
PC6	B4-BG	83.8457	106.9987	OK	97.7809	OK	114.9122	OK
PC6	B4-BH	80.0064	106.9987	OK	97.7809	OK	114.9122	OK
PC4	B4-BP	61.17823	106.9987	OK	97.7809	OK	114.9122	OK
PC6	B5-BA	72.36682	106.9987	OK	97.7809	OK	114.9122	OK
PC4	B6-BN	32.81639	106.9987	OK	97.7809	OK	114.9122	OK

PC	AS	P min	Qs (Luciano Decourt)	SF	Qs (Myerhof & Bazara)	SF	Qs (Nakazawa)	SF
PC4	B5-BP	56.06463	106.9987	OK	97.7809	OK	114.9122	OK
PC4	B6-BO	10.2844	106.9987	OK	97.7809	OK	114.9122	OK
PC7	B2-BB	88.55576	104.2424	OK	95.26209	OK	111.9521	OK
PC5	B5-BM	73.4956	104.2424	OK	95.26209	OK	111.9521	OK
PC5	B5'-BN	54.58924	104.2424	OK	95.26209	OK	111.9521	OK
PC5	B5'-BO	49.44341	104.2424	OK	95.26209	OK	111.9521	OK
PC8	B6-BD	71.91319	104.2424	OK	95.26209	OK	111.9521	OK
PC8	B6-BE	71.84549	104.2424	OK	95.26209	OK	111.9521	OK
PC8	B1-BC	80.51377	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC8	B1-BD	84.02865	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC8	B1-BE	84.20381	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC8	B1-BF	78.83759	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC8	B2-BG	80.20522	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC7	B2-BH	85.08971	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC8	B3-BF	83.38705	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC8	B4-BF	83.14693	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC6	B4-BK	68.78915	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC6	B4-BM	61.95486	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC6	B5-BA'	32.15616	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC8	B5-BG	80.51565	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC8	B5-BH	73.97385	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC6	B5-BK	61.16609	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC6	B5-BL	65.27931	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC6	B5-BN	69.05967	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC6	B6-BA	65.36895	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC7	B6-BB	76.22979	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC8	B6-BC	77.42146	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC8	B6-BF	75.64624	102.4049	OK	93.58289	OK	109.9787	OK
PC7	B4-BL	63.61641	100.4362	OK	91.78374	OK	107.8643	OK
PC7	B4-BN	69.47499	100.4362	OK	91.78374	OK	107.8643	OK
PC7	B4-BO	68.31733	100.4362	OK	91.78374	OK	107.8643	OK
PC9	B5-BO	46.22091	100.4362	OK	91.78374	OK	107.8643	OK
PC11	B2-BC	80.66487	98.9596	OK	90.43438	OK	106.2786	OK
PC11	B2-BD	85.428	98.9596	OK	90.43438	OK	106.2786	OK
PC11	B2-BE	84.73705	98.9596	OK	90.43438	OK	106.2786	OK
PC10	B2-BF	86.53128	98.9596	OK	90.43438	OK	106.2786	OK
PC10	B3-BE	85.16508	98.9596	OK	90.43438	OK	106.2786	OK
PC10	B4-BE	85.06238	98.9596	OK	90.43438	OK	106.2786	OK
PC10	B5-BB	78.2446	98.9596	OK	90.43438	OK	106.2786	OK
PC11	B5-BC	82.20481	98.9596	OK	90.43438	OK	106.2786	OK
PC11	B5-BD	83.70719	98.9596	OK	90.43438	OK	106.2786	OK

PC	AS	P min	Qs (Luciano Decourt)	SF	Qs (Myerhof & Bazara)	SF	Qs (Nakazawa)	SF
PC11	B5-BE	80.48396	98.9596	OK	90.43438	OK	106.2786	OK
PC10	B5-BF	84.31216	98.9596	OK	90.43438	OK	106.2786	OK
PC33	B6-BG	54.31105	89.12479	OK	81.44681	OK	95.71638	OK
PC39	B1-BG	47.47693	88.4823	OK	80.85968	OK	95.02638	OK
PC56	B5'-BK	20.20257	86.81896	OK	79.33963	OK	93.24001	OK
PC125	B3-BA'	57.50268	84.39739	OK	77.12668	OK	90.63935	OK
PC175	B1'-BK	39.36911	83.67432	OK	76.4659	OK	89.8628	OK

4.4.3 Kontrol Penurunan Tiang Kelompok



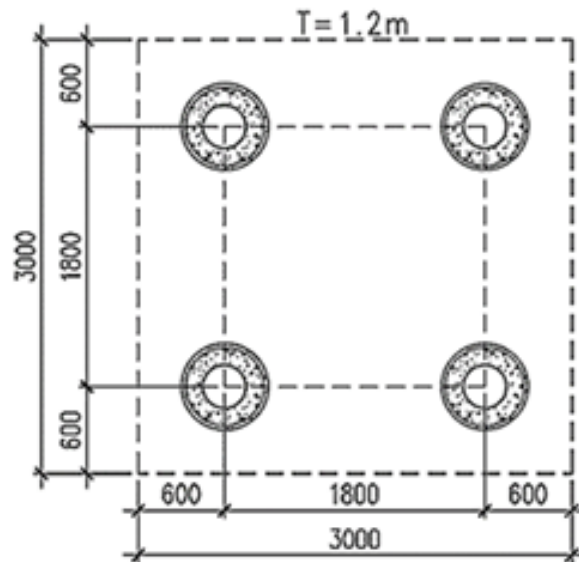
Gambar 4.53 Distribusi beban pada tiang kelompok

Pengecekan terhadap kontrol pondasi tiang dalam kelompok, utamanya pada tanah jenis lempung perlu dilakukan. Pondasi tiang dalam kelompok akan mengalami konsolidasi pada saat kedalaman $2/3 L$ dari bagian atas tiang. Karena kedalaman pondasi sudah berada pada lapisan tanah lanau lempung very hard.

Tabel 4.26 Data tanah untuk perhitungan settlement Consolidation

Depth	Lapisan	Type Soil	γ_{sat}	e_0	C_c
BH-1					
0 - 2	1	Pasir Halus	1.56	1.592	0.00121
2 - 15	2	Lempung Lanau	1.59	1.472	0.00098
15 - 17	3	Lanau Lempung	2.00	1.364	0.00075
17 - 24	4	Pasir Medium Kasar	2.30	1.386	0.00058
BH-2					

0 - 2	1	Pasir Halus Kelanauan	1.62	1.718	0.00056
2 - 17	2	Lempung Lanau	1.65	1.351	0.00063
17 - 18.5	3	Pasir Membatu	2.30	1.353	0.00076
18.5 - 24.5	4	Pasir Medium Kasar	2.30	1.289	0.00062



Gambar 4.54 Ilustrasi Perhitungan Penurunan Tiang Kelompok

$$Q_g = P_u = 326.18 \text{ ton}$$

$$L_g = 3 \text{ m}$$

$$B_g = 3 \text{ m}$$

$$Z_1 = 3 \text{ m}$$

$$Z_2 = 6 \text{ m}$$

$$\Delta\sigma = \frac{Q_g}{(B_g + z_i)(L_g + z_i)}$$

Dimana :

Bg & Lg = lebar dan panjang kelompok tiang

zi = jarak dari z = 0 sampai bagian tengah lapis i

$$\Delta\sigma = \frac{326.18}{(3 + 3)(3 + 3)} = 9.06 \text{ t/m}^2$$

Perhitungan tegangan overburden

$$\sigma_1 = \gamma_1 x H_1 + \gamma_2 x H_2 + \gamma_3 x 1/2 H_3$$

$$\sigma_1 = 1.11 + 7.66 + 2 \times 1 = 9.77 \text{ t/m}^2$$

$$S_c = \frac{C_c \times H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \right)$$

Dimana :

S_c = penurunan/pemampatan konsolidasi lapisan tanah yang ditinjau.

H = tebal lapisan tanah

e_0 = angka pori

C_c = indeks kompresi (compression index)

σ'_0 = tegangan overburden efektif

$\Delta\sigma$ = besar penambahan tegangan vertikal pada titik yang ditinjau akibat penambahan beban luar.

$$S_c = \frac{0.00075 \times 1}{1 + 1.364} \log \left(\frac{9.77 + 9.06}{9.77} \right) = 0.00009 \text{ m}$$

$$\sigma_2 = \gamma_1 \times H_1 + \gamma_2 \times H_2 + \gamma_3 \times H_3 + \gamma_4 \times 1/2 H_4$$

$$\sigma_2 = 1.11 + 7.66 + 2 \times 2 + 2.3 \times 3 = 19.67 \text{ t/m}^2$$

$$S_c = \frac{0.00058 \times 3}{1 + 1.386} \log \left(\frac{19.67 + 9.06}{19.67} \right) = 0.00012 \text{ m}$$

$$\text{Penurunan yang terjadi} = S_{c1} + S_{c2}$$

$$\text{Penurunan yang terjadi} = 0.00009 + 0.00012 = 0.00021 \text{ m}$$

$$S_{ijin} = 15 + b/600$$

$$S_{ijin} = 15 + 1100/600 = 16.833 \text{ cm} = 0.168 \text{ m}$$

Kontrol Penurunan

Penurunan yang terjadi < S_{ijin}

$$0.00021 \text{ m} < 0.168 \text{ m (OK)}$$

4.4.4 Kontrol Uplift Raft dan Pilecap

Kontrol yang dilakukan dalam perencanaan pondasi tidak hanya pada pondasi tiang saja, namun pada bagian raft dan pilecapnya saja juga perlu di evaluasi. Kontrol uplift dilakukan untuk meninjau bagian pelat pondasi terhadap gaya angkat tanah, baik karena air maupun karena potensi kembang susut. Berikut adalah perhitungannya:

$$F_s = (W + (Q_s/3)) / (H_w \gamma_w A)$$

$$W = V \text{ Pile} \times \gamma_{\text{beton bertulang}}$$

$$W = 28.2 \times 19.2 \times 3 \times 2.4$$

$$W = 3898.368 \text{ ton}$$

$A_s = \text{Keliling Pile} \times \text{tebal}$

$A_s = 2 \times (28.2 + 19.2) \times 3$

$A_s = 284.4 \text{ m}^2$

$Q_s = (1 + (N_{si}/3)) \times A_s$

$Q_s = (1 + (5/3)) \times 284.4$

$Q_s = 758.40 \text{ ton}$

$SF = (3898.368 + (758.40 / 3)) / (3.00 \times 1 \times 28.2 \times 19.2)$

$SF = 2.55 > 1.5$

Tabel 4.27 Rekapitulasi kontrol uplift

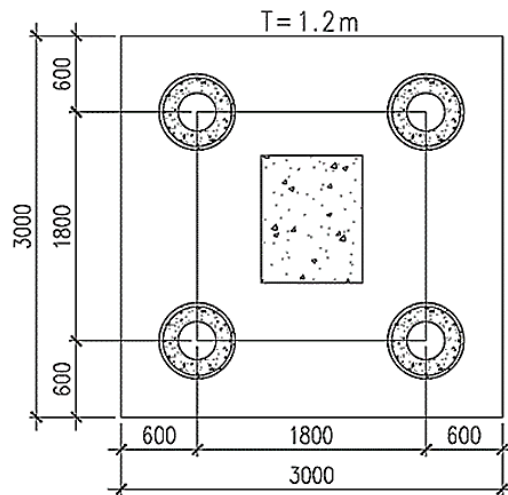
Type	b (mm)	h (mm)	t (mm)	A (m ²)	A _s (m)	N _{si}	W (ton)	Q _s (ton)	SF	SF ijin
PC 2	1400	3000	1500	4.2	13.2	4	15.12	30.80	4.02963	1.5
PC 3	3000	3000	1500	9	18	4	32.4	42.00	3.437037	1.5
PC 4	3000	3000	1500	9	18	4	32.4	42.00	3.437037	1.5
PC 5	3000	3000	1500	9	18	4	32.4	42.00	3.437037	1.5
PC 6	4800	3000	1500	14.4	23.4	4	51.84	54.60	3.242593	1.5
PC 7	4986	4138	1500	20.63207	27.372	4	74.27544	63.87	3.087904	1.5
PC 8	4800	4320	1500	20.736	27.36	4	74.6496	63.84	3.084156	1.5
PC 9	4800	4320	1500	20.736	27.36	5	74.6496	72.96	3.181893	2.5
PC 10	7800	3000	1500	23.4	32.4	6	84.24	97.20	3.323077	3.5
PC 11	6000	4320	1500	25.92	30.96	7	93.312	103.20	3.284774	4.5
PC 33	12000	8400	1500	100.8	61.2	5	362.88	163.20	2.759788	1.5
PC 39	13800	8400	1500	115.92	66.6	5	417.312	177.60	2.740465	1.5
PC 56	13800	12000	1500	165.6	77.4	5	596.16	206.40	2.676973	1.5
PC 125	22800	17400	3000	396.72	241.2	5	2856.384	643.20	2.580144	1.5
PC 175	28200	19200	3000	541.44	284.4	5	3898.368	758.40	2.555634	1.5

4.4.5 Perencanaan Penulangan Pile Cap

Data-data yang digunakan dalam merencanakan penulangan pada pile cap adalah sebagai berikut :

Tabel 4.28 Data Perencanaan Penulangan Pile Cap

Type	b (mm)	h (mm)	t (mm)	Pmax (kN)	Mmax X (kNm)	Mmax Y (kNm)
PC 2	1400	3000	1200	179.1	21.183	18.410
PC 3	3000	3000	1200	288.66	112.696	191.296
PC 4	3000	3000	1200	343.01	70.839	197.310
PC 5	3000	3000	1200	369.98	40.281	57.826
PC 6	4800	3000	1500	512.03	107.259	102.437
PC 7	4986	4138	1500	639.22	156.040	87.790
PC 8	4800	4320	1500	706.95	235.221	25.507
PC 9	4800	4800	1500	430.42	20.823	65.774
PC 10	6000	4320	1500	876.05	115.832	141.939
PC 11	6000	4320	1500	951.19	135.421	22.440
PC 33	12000	8400	1500	353.29	75.924	31.139
PC 39	13800	8400	1500	415.6	88.319	19.233
PC 56	13800	12000	1500	198.87	28.387	15.232
PC 125	22800	17400	3000	339.83	64.565	24.376
PC 175	28200	19200	3000	277.8	15.871	23.256



Gambar 4.55 Ilustrasi Perhitungan penulangan

Berikut merupakan contoh perhitungan tulangan pada raft di area tower serta pilecap tipe PC4, untuk arah X:

Menghitung faktor distribusi beban beton

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\rho_b = \beta_1 \times 0.85 \times (f_c' / f_y) \times (600 / (600 + f_y))$$

$$\rho_b = 0.85 \times 0.85 \times (35 / 400) \times (60 / (600 + 400))$$

$$\rho_b = 0.03793125$$

Mencari ρ_{perlu}

$$M_n = M/\phi$$

$$M_n = 70.839/0.9$$

$$M_n = 78.71019495 \text{ kNm}$$

$$R_n = M_n \times 10^6 / b \times d^2$$

$$R_n = 78.71 \times 10^6 / 3000 \times 1420.5^2$$

$$R_n = 0.013002512$$

$$\rho_{\text{perlu}} = (0.85 f_c' / f_y) \times (1 - ((1 - 2 R_n) / (0.85 f_c'))^{0.5})$$

$$\rho_{\text{perlu}} = (0.85 \times 35 / 400) \times (1 - (1 - (2 \times 0.013) / (0.85 \times 35))^{0.5})$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0.00003251$$

$$\rho_{\text{min}} = 0.0025$$

$$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}, \text{ maka digunakan } \rho_{\text{min}} = 0.0025$$

Digunakan tulangan D19 dengan $A_s = 283.528 \text{ mm}^2$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d$$

$$A_s \text{ perlu} = 0.0025 \times 3000 \times 1420.5$$

$$A_s \text{ perlu} = 10653.75 \text{ mm}^2$$

Jika digunakan $s = 150$ dan tulangan 2 lapis, maka :

$$A_s \text{ pakai} = 0.25 \pi d^2 (b/s)$$

$$A_s \text{ pakai} = 2 (0.25 \pi 19^2 (3000/150))$$

$$A_s \text{ pakai} = 11341.14948 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} > A_s \text{ perlu}$$

$$11341.14948 \text{ mm}^2 > 10653.75 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Berikut merupakan contoh perhitungan tulangan pada raft di area tower serta pilecap tipe PC4, untuk arah Y:

Menghitung faktor distribusi beban beton

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\rho_b = \beta_1 \times 0.85 \times (f_c' / f_y) \times (600 / (600 + f_y))$$

$$\rho_b = 0.85 \times 0.85 \times (35 / 400) \times (600 / (600 + 400))$$

$$\rho_b = 0.03793125$$

Mencari ρ_{perlu}

$$M_n = M/\phi$$

$$M_n = 70.839/0.9$$

$$M_n = 78.71019495 \text{ kNm}$$

$$R_n = M_n \times 10^6 / b \times d^2$$

$$R_n = 78.71 \times 10^6 / 3000 \times 1420.5^2$$

$$R_n = 0.013002512$$

$$\rho_{\text{perlu}} = (0.85 f_c' / f_y) \times (1 - ((1 - 2 R_n) / (0.85 f_c'))^{0.5})$$

$$\rho_{\text{perlu}} = (0.85 \times 35 / 400) \times (1 - (1 - (2 \times 0.013) / (0.85 \times 35))^{0.5})$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0.00003251$$

$$\rho_{\text{min}} = 0.0025$$

$$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}, \text{ maka digunakan } \rho_{\text{min}} = 0.0025$$

Digunakan tulangan D19 dengan $A_s = 283.528 \text{ mm}^2$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d$$

$$A_s \text{ perlu} = 0.0025 \times 3000 \times 1420.5$$

$$A_s \text{ perlu} = 10653.75 \text{ mm}^2$$

Jika digunakan $s = 150$ dan tulangan 2 lapis, maka :

$$A_s \text{ pakai} = 0.25 \pi d^2 (b/s)$$

$$A_s \text{ pakai} = 2 (0.25 \pi 19^2 (3000/150))$$

$$A_s \text{ pakai} = 11341.14948 \text{ mm}^2$$

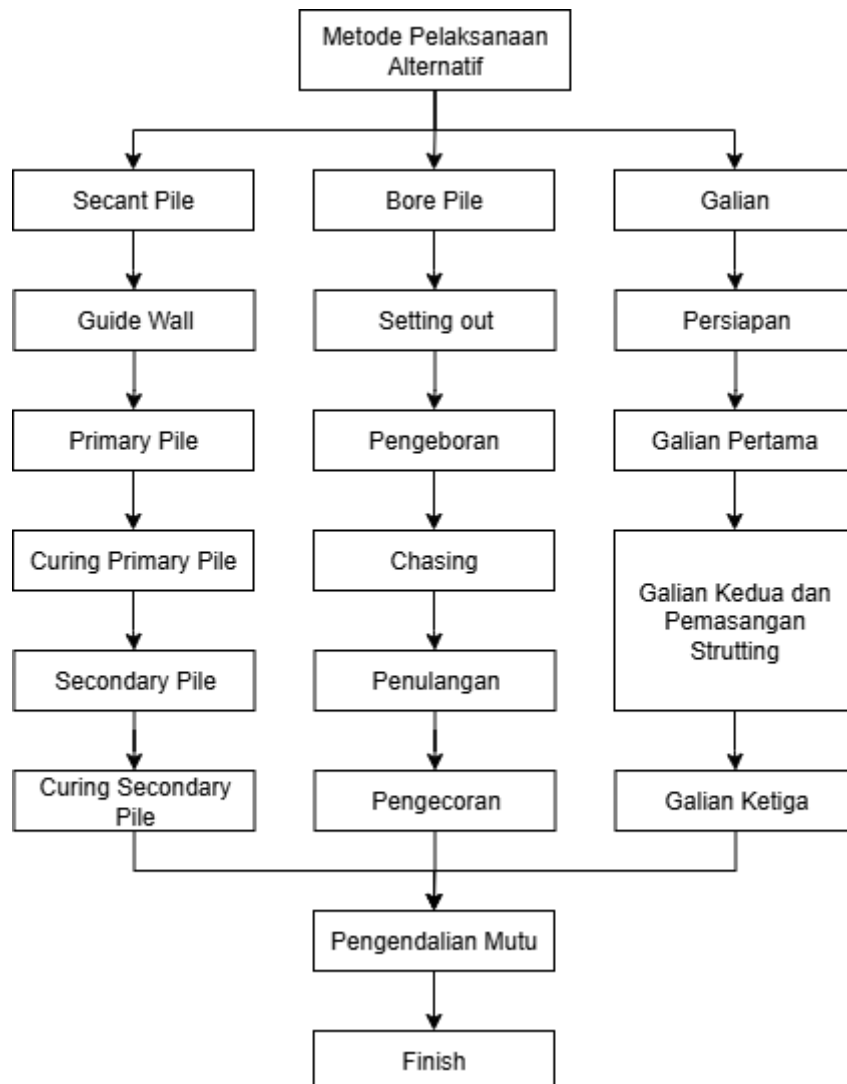
$$A_s \text{ pakai} > A_s \text{ perlu}$$

$$11341.14948 \text{ mm}^2 > 10653.75 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Cara yang sama juga digunakan pada semua tipe pilecap alternatif pondasi. Rekapitulasi kebutuhan tulangan untuk seluruh raft dan pilecap akan disajikan dalam Tabel. Detail gambar penulangan pada perencanaan alternatif pondasi dapat dilihat pada Lampiran.

Type	b (mm)	h (mm)	t (mm)	Tulangan Arah X		Tulangan Arah Y	
				d	s	d	s
PC 2	1400	3000	1500	22	200	22	200
PC 3	3000	3000	1500	22	200	22	200
PC 4	3000	3000	1500	22	200	22	200
PC 5	3000	3000	1500	22	200	22	200
PC 6	4800	3000	1500	25	200	25	200
PC 7	4986	4138	1500	25	200	25	200
PC 8	4800	4320	1500	25	200	25	200
PC 9	4800	4800	1500	25	200	25	200
PC 10	6000	4320	1500	25	200	25	200
PC 11	6000	4320	1500	25	200	25	200
PC 33	12000	8400	1500	25	200	25	200
PC 39	13800	8400	1500	25	200	25	200
PC 56	13800	12000	1500	25	200	25	200
PC 125	22800	17400	3000	25	100	25	100
PC 175	28200	19200	3000	25	100	25	100

4.5 Metode Pelaksanaan Alternatif



4.5.1 Pekerjaan Secant Pile

4.5.1.1 Pekerjaan Persiapan

Pekerjaan secant pile dimulai dengan tahap persiapan. Pada tahap ini dilakukan mobilisasi peralatan utama seperti mesin bor (rotary drilling rig), batching plant untuk pembuatan slurry bentonite, concrete pump, serta peralatan pendukung lainnya. Area kerja dipastikan aman dan bersih, kemudian dilakukan pengukuran dan pemasangan patok (setting out) sesuai dengan gambar kerja untuk memastikan posisi as setiap pile akurat. Sebelum pengeboran dimulai, guide wall atau dinding panduan dibuat di permukaan tanah dengan kedalaman sekitar 1 meter. Guide wall berfungsi untuk menjaga posisi titik bor dan menghindari longsoran tanah di mulut lubang selama pengeboran berlangsung.

4.5.1.2 Pekerjaan Primary Pile

Setelah persiapan selesai, dilakukan pekerjaan primary pile. Pile ini berfungsi sebagai pembatas kedap air dan bukan merupakan elemen struktural utama. Pengeboran dilakukan menggunakan auger atau bucket dengan diameter 60 cm hingga kedalaman 18 meter sesuai dengan desain. Selama pengeboran, lubang dijaga kestabilannya menggunakan slurry bentonite

yang memiliki viskositas dan densitas sesuai spesifikasi (densitas 1,03–1,10 g/cm³ dan waktu Marsh funnel 32–42 detik). Setelah mencapai kedalaman rencana dan dilakukan pembersihan dasar lubang, proses pengecoran beton dilakukan menggunakan metode tremie. Beton yang digunakan untuk primary pile biasanya memiliki mutu rendah (lean concrete) dengan kuat tekan sekitar K-175 (± 15 MPa) dan umumnya tanpa tulangan, karena fungsinya hanya untuk menahan air tanah. Setelah beton dituangkan, tremie pipe ditarik perlahan untuk memastikan beton mengisi lubang secara penuh dan slurry terdorong keluar ke permukaan. Primary pile ini dibiarkan mengeras selama minimal 3 sampai 7 hari sebelum dilakukan pengeboran pada secondary pile.

4.5.1.3 Pekerjaan Secondary Pile

Setelah primary pile cukup keras, pekerjaan dilanjutkan dengan secondary pile yang merupakan elemen struktural utama. Proses pengeboran secondary pile dilakukan di antara dua primary pile dengan jarak sumbu antar pile 1 meter, sehingga bor akan memotong sebagian dari primary pile untuk membentuk dinding secant yang saling mengunci. Diameter bor tetap 60 cm dan kedalaman mengikuti desain, yaitu 18 meter. Untuk menjaga kestabilan lubang selama pengeboran, slurry bentonite tetap digunakan. Pada beberapa kondisi tanah yang sangat labil atau dengan muka air tanah tinggi, casing sementara dapat dipasang di bagian atas lubang sekitar 0,5–1 meter untuk mencegah keruntuhan mulut lubang. Setelah pengeboran selesai dan lubang bersih, dilakukan pemasangan rangka tulangan baja (steel cage) yang telah dirakit sesuai gambar rencana. Tulangan ini umumnya terdiri dari batang tulangan utama berdiameter 25 mm (D25) dengan jumlah sesuai desain dan dilengkapi spiral pengikat D16 dengan jarak 150 mm. Spacers dipasang untuk memastikan jarak selimut beton sesuai ketentuan.

Setelah tulangan terpasang, dilakukan pengecoran beton struktural dengan mutu tinggi (f_c' 35 MPa) menggunakan metode tremie. Beton dituangkan dari dasar lubang melalui tremie pipe, sambil menjaga tekanan hidrostatik agar slurry tidak bercampur dengan beton. Volume beton yang dibutuhkan untuk setiap pile adalah sekitar 5,09 m³ (berdasarkan perhitungan: $0,6^2 \times \pi / 4 \times 18$). Proses pengecoran dilakukan secara kontinu hingga beton mencapai permukaan yang direncanakan.

4.5.1.4 Sequence dan Volume Pekerjaan

Pekerjaan dilanjutkan secara berurutan sesuai dengan pola secant pile, yaitu primary pile dikerjakan lebih dulu pada posisi ganjil, kemudian setelah cukup keras, dilanjutkan dengan secondary pile pada posisi genap hingga seluruh deretan pile terbentuk. Selama proses pelaksanaan, dilakukan pengendalian mutu meliputi pemeriksaan densitas dan viskositas slurry, pengujian slump beton, pengambilan benda uji beton, serta pengukuran vertikalitas lubang (toleransi deviasi kemiringan maksimal 1:100). Overlap antara primary dan secondary pile harus terjaga sekitar 10–15 cm agar dinding secant bekerja efektif sebagai dinding penahan tanah sekaligus kedap air.

4.5.2.2 Pekerjaan Pre-Boring

Pekerjaan pre-boring dilakukan untuk membuka jalur awal pemancangan hingga kedalaman ± 15 meter. Proses ini dilakukan dengan alat bor vertikal (auger) guna menembus lapisan tanah keras awal serta meminimalkan getaran saat pemancangan spun pile. Lubang hasil pre-boring tidak dibiarkan terlalu lama agar tidak runtuh. Setelah pre-boring selesai, lubang dikondisikan dalam keadaan bersih dari material runtuhan, dan dilanjutkan dengan pekerjaan pemancangan.

4.5.2.3 Pemasangan Pondasi Tiang

Pemasangan pondasi dilakukan dengan menggunakan alat pemancang. Tiang diposisikan tegak lurus dan perlahan dimasukkan ke dalam lubang pre-boring. Setelah berada di posisi yang tepat, pemancangan dilanjutkan hingga tiang mencapai kedalaman rencana atau kapasitas dukung yang diinginkan berdasarkan kontrol energi pemancangan.

Panjang tiang, diameter, serta sambungan antar segmen (jika diperlukan) mengikuti desain struktur pondasi. Getaran selama proses pemancangan dipantau untuk memastikan tidak mengganggu bangunan di sekitarnya.

4.5.2.4 Sequence dan Volume Pekerjaan



Gambar 4.57 Layout dan Sequence Pekerjaan Pondasi

Pekerjaan Bore Pile yang dicor menggunakan beton memiliki dimensi yang sama. Oleh karena itu, perlu dihitung volume pada 1 pile untuk mempermudah perhitungan. Dimensi untuk 1 bore pile adalah sebagai berikut:

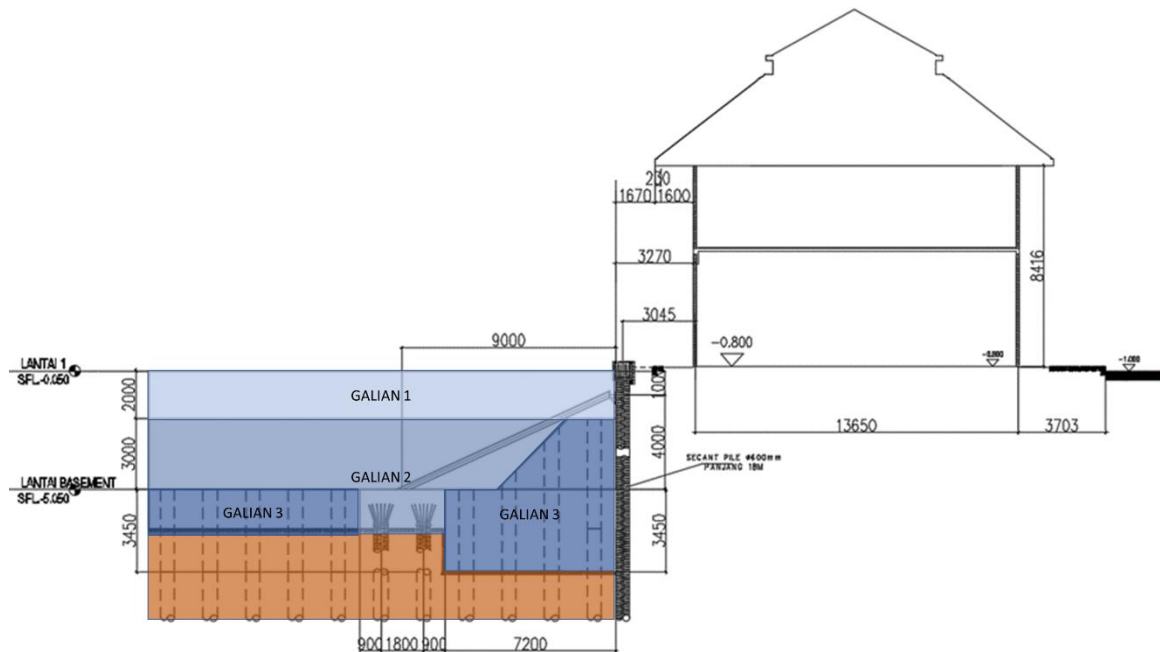
- Panjang pondasi = 18 m
- Diameter pondasi = 0.6 m
- Jumlah pondasi = 877 buah

4.5.3 Pekerjaan Galian

4.5.3.1 Pekerjaan Persiapan

Pekerjaan galian dilaksanakan secara bertahap untuk menjaga stabilitas tanah dan keamanan struktur di sekitar lokasi kerja. Sebelum galian dimulai, area kerja dibersihkan dan

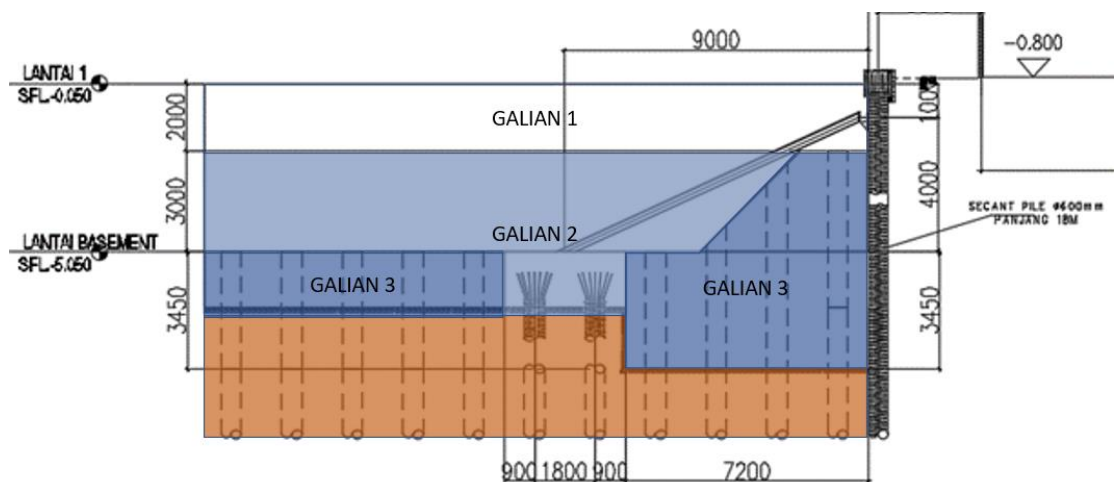
dilakukan pemasangan pagar pengaman serta rambu K3. Selanjutnya, dilakukan pengukuran dan pemasangan patok sebagai batas galian sesuai gambar rencana. Sistem penahan tanah yang digunakan adalah dinding secant pile yang sudah dipasang sebelumnya, dengan pengaku internal berupa strutting yang dipasang pada tahap tertentu.



Gambar 4.58 Gambar tahapan galian

4.5.3.2 Galian Awal Sedalam 2 Meter

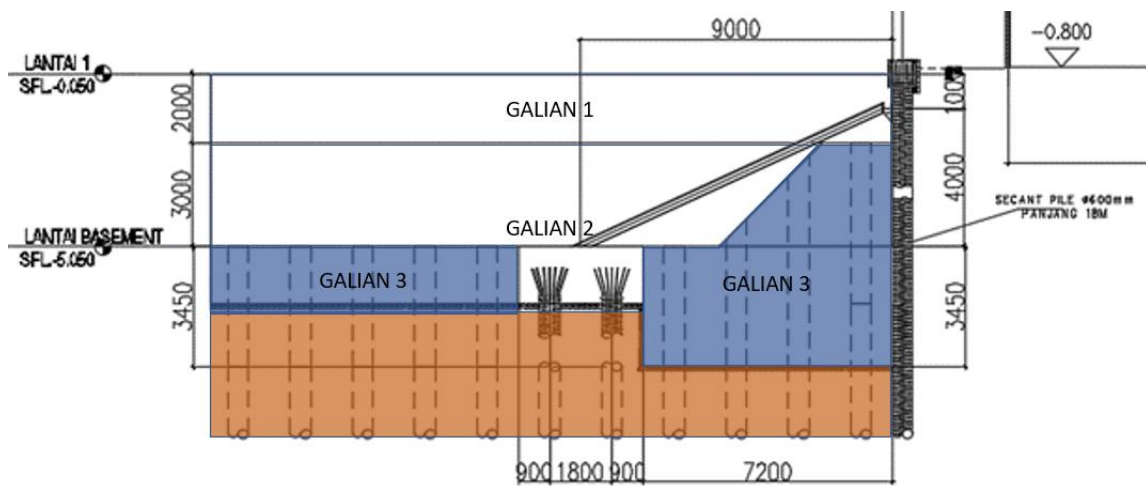
Galian dimulai dari permukaan tanah hingga kedalaman ± 2 meter. Pada tahap ini, metode galian menggunakan excavator dengan pengambilan tanah secara bertahap untuk menjaga kestabilan dinding secant pile. Material hasil galian diangkut menggunakan dump truck ke lokasi disposal yang telah ditentukan. Setelah kedalaman 2 meter tercapai, dilakukan pemeriksaan elevasi dan kestabilan dinding galian. Karena kedalaman ini masih relatif aman tanpa pengaku tambahan, belum diperlukan pemasangan strutting. Pada tahap ini juga dilakukan pembuatan working platform untuk pergerakan alat berat.



Gambar 4.59 Galian Tahap 1 (2 meter)

4.5.3.3 Galian Lanjutan Sedalam 3 Meter dan Pemasangan Strutting

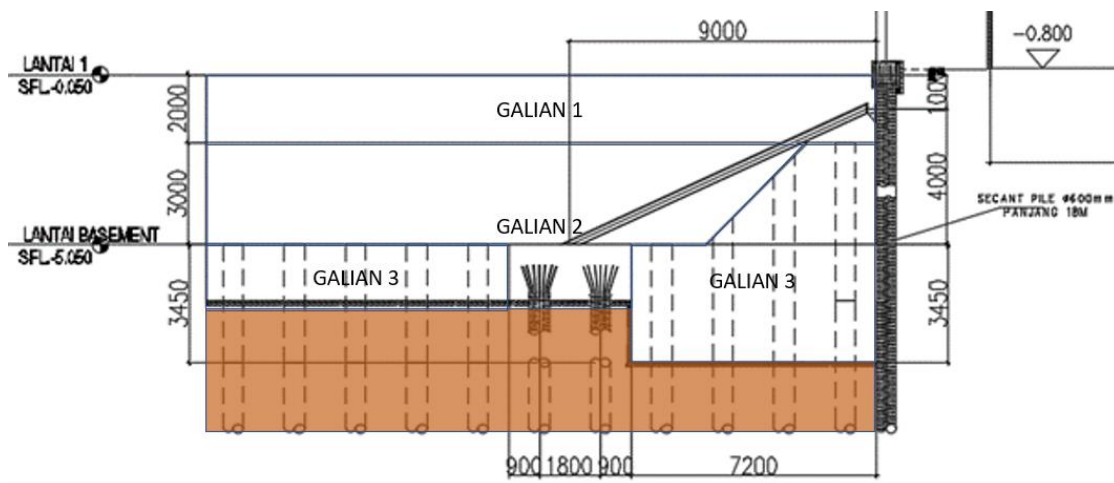
Galian dilanjutkan dari kedalaman 2 meter hingga mencapai kedalaman 5 meter (tambahan 3 meter dari tahap pertama). Pada tahap ini, gaya dorong tanah terhadap dinding secant pile meningkat signifikan, sehingga diperlukan pengaku sementara berupa strutting baja. Setelah kedalaman galian mencapai ± 5 meter, dilakukan pemasangan balok waler (horizontal beam) yang ditempatkan sepanjang dinding secant pile. Kemudian, strut baja (pipe strut atau H-beam) dipasang melintang dan dikencangkan dengan jack untuk memberikan gaya tekan awal. Pemasangan strutting dilakukan secara berurutan dan simetris untuk menghindari deformasi dinding galian. Setelah sistem penahan selesai terpasang, galian dapat dilanjutkan ke tahap berikutnya.



Gambar 4.60 Galian Tahap 2 (3 meter) dengan berm dan Pemasangan Strut

4.5.3.4 Galian Akhir Sedalam 3 Meter

Tahap terakhir adalah melanjutkan galian dari kedalaman 5 meter hingga 8 meter (tambahan 3 meter dari tahap sebelumnya), sesuai elevasi dasar rencana basement atau pondasi. Galian tetap dilakukan secara hati-hati untuk menghindari undercutting di sekitar strutting. Material hasil galian diangkut dan dibuang sesuai prosedur. Setelah kedalaman akhir tercapai, dilakukan perataan dan pemadatan dasar galian. Jika ditemukan air tanah, sistem dewatering seperti sump pump atau well point harus dijalankan agar area kerja tetap kering.

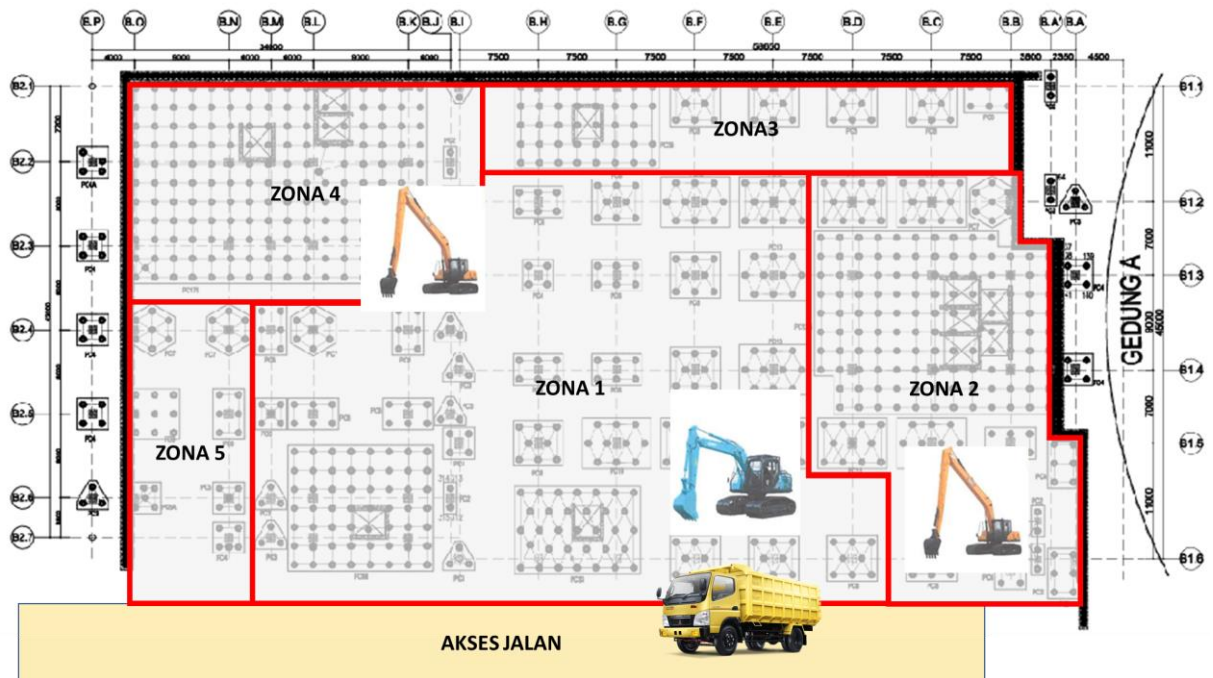


Gambar 4.61 Galian Tahap 3 (3 meter)

4.5.3.5 Sequence dan Volume Pekerjaan

Pekerjaan galian, penggalian sebanyak 3 kali, yaitu pada elevasi -2.00 m, -5.00 m, dan -8.00 m. Volume galian adalah luas zona dikalikan dengan kedalaman pada setiap tahap galian. Sehingga volume galian tanah yang diperoleh adalah:

- Galian 1 = 10418.25 m^3
- Galian 2 = 15627.38 m^3
- Galian 3 = 1736.37 m^3
- Galian total = 27781.98 m^3



Gambar 4.62 Layout dan Sequence Pekerjaan Galian

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil studi, analisis, dan perencanaan ulang pada proyek dinding penahan tanah dan pondasi di lokasi rumah sakit dengan kondisi tanah lunak dan keberadaan bangunan cagar budaya, dapat disimpulkan hal-hal berikut:

1. Pada BH-1, sistem FCSP dan Secant Pile mengalami defleksi 0.588 m dan 0.073 m serta momen maksimum 481.5 dan 714.3 kNm/m yang melebihi batas izin defleksi 0.04 m, $M_{crack} = 220.08$ kNm/m. Namun, stabilitas lateral dan terhadap heave masih aman $0.528 < 0.589$. Kemudian pada BH-2, terjadi keruntuhan pada tahap galian kedua (FCSP) dan ketiga (Secant Pile).
2. Setelah dilakukan perencanaan ulang, digunakan sistem secant pile diameter 60 cm sepanjang 18 m dengan strutting baja WF 250.250.9.14 berjarak 6 m antar strut. Hasil analisis menunjukkan defleksi maksimum sebesar 0.0234 m (BH-1) dan 0.0290 m (BH-2), masih di bawah batas izin 0.04 m. Nilai momen maksimum yang terjadi sebesar 175.7–175.8 kNm/m, berada di bawah kapasitas momen retak beton ($M_{crack} = 220.08$ kNm/m). Faktor keamanan terhadap kestabilan lateral dan heave juga aman, dengan $\Sigma M_{sf} \geq 2.32$ dan gradien hidrolik aktual $0.528 < 0.589$. Kontrol Strutting $P_u / \phi P_n = 0.455 < 1$. Tulangan utama dinding penahan tanah direncanakan menggunakan 18 D25 yang didistribusikan merata secara melingkar dan tulangan spiral $\varnothing 16 - 150$ mm secara kontinu sepanjang pile.
3. Daya dukung pondasi eksisting menggunakan perhitungan, Nakazawa, Meyerhof & Bazara, dan Luciano Decourt, pada kedalaman 18 meter menunjukkan kapasitas ijin pondasi sebesar 144.51 ton, 122.97 dan 134.56 belum mampu menahan beban yang terjadi pada tiap tiang di beberapa lokasi bangunan utama. Sehingga dilakukan perencanaan ulang dengan mengubah konfigurasi tiang.
4. Alternatif pondasi dalam dengan konfigurasi tiang kelompok baru, terdiri dari 3 tipe pile cap, yaitu PC 9 PC 10 dan PC 11 mampu memberikan daya dukung yang cukup terhadap kombinasi beban layan. Kontrol terhadap gaya lateral, momen, dan penurunan diferensial juga menunjukkan hasil aman terhadap batas izin yang disyaratkan.
5. Metode pelaksanaan konstruksi dilakukan melalui tiga tahap utama, yaitu pemasangan secant pile sebagai dinding penahan tanah kedap air, pemasangan pondasi sebagai pondasi dalam, dan pekerjaan galian bertahap disertai pemasangan strutting pada kedalaman tertentu untuk menjaga kestabilan dinding.

5.2 Saran

Berdasarkan analisis yang telah dilakukan, maka terdapat saran sebagai berikut :

1. Data tanah sebaiknya menggunakan data hasil pengujian laboratorium yang lengkap, untuk memperoleh parameter tanah yang lebih representatif secara statistik. Sehingga seluruh parameter tanah yang dibutuhkan bisa mewakili kondisi asli yang ada di lapangan.
2. Pelaksanaan konstruksi di lapangan perlu memperhatikan prosedur perkuatan tanah dan monitoring tekanan air pori secara berkala.
3. Diperlukan koordinasi erat dengan pihak pengelola bangunan cagar budaya agar metode pelaksanaan tidak merusak atau mengganggu struktur eksisting.
4. Perlu dilakukan pembaharuan informasi mengenai persyaratan izin setiap akan merencanakan struktur bawah, baik pada perencanaan pondasi maupun dinding penahan tanah.

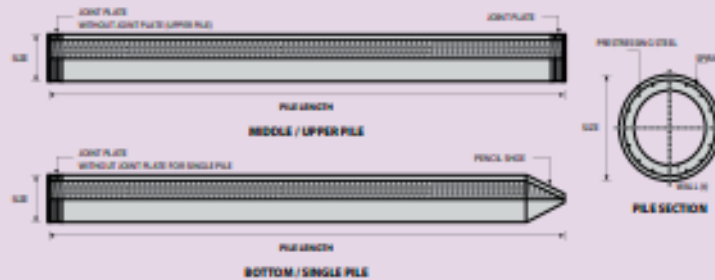
DAFTAR PUSTAKA

- Asiyanto, 2008, Metode Konstruksi Dewatering, Penerbit Universitas Indonesia (UI-Press), Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. 2017. Standar Nasional Indonesia: Persyaratan Perancangan Geoteknik (SNI 8460:2017). Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. 2019. Standar Nasional Indonesia: Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2019). Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. 2019. Standar Nasional Indonesia: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung (SNI 1726:2019). Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. 2020. Standar Nasional Indonesia: Beban desain minimum dan kriteria terkait untuk bangunan gedung dan struktur lain (SNI 1727:2020). Jakarta.
- Bowles, J.E. 1983. Analisa dan Desain Pondasi Jilid II. Jakarta: Erlangga.
- D. R. Isnaeni, “Perencanaan Pondasi Bored Pile dan Secant Pile pada Basement Sebagai Alternatif Perencanaan Eksisting di Apartemen Tamansari Emerald Citraland Surabaya,” Institut Teknologi Sepuluh Nopember, 2020
- Das, Braja M. (translated by Mochtar N.E, and Mochtar I.B.). 1985. Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid I. Jakarta: Erlangga.
- Das, Braja M. (translated by Mochtar N.E, and Mochtar I.B.). 1985. Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid II. Jakarta: Erlangga.
- Das, Braja M. 2011. Principles of Foundation Engineering 7th Edition. USA: Cengage Learning
- M. A. Christian, “Alternatif Perencanaan Dinding Penahan Tanah dan Pondasi pada Basement Gedung Menara Mandiri Denpasar,” Institut Teknologi Sepuluh Nopember, 2021
- Ou, Chang-Yu. 2006. Deep Excavation Theory and Practice Netherland : Taylor & Francis/ Balkema.
- Wahyudi, Herman. 1999. Daya Dukung Pondasi Dalam. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS

LAMPIRAN

Lampiran 1 Brosur Spunpile

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE PRETENSION SPUN PILES



PRESTRESSED CONCRETE PRETENSION SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

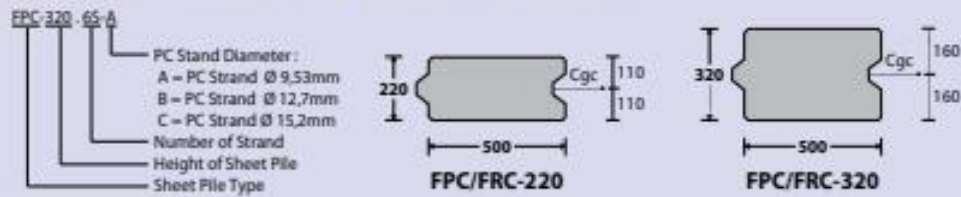
Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack *	Break			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.96	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
					A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
					A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	125.00	601.27	215.16	6 - 23
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
					A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

Unit Conversion: 1 ton = 9.8066 kN

Note : *) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)
 **) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position
 ***) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe

Lampiran 2 Brosur FCSP

PRODUCT SHAPE & SPECIFICATION | FLAT CONCRETE SHEET PILES



FRC SHEET PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength (Class A) $f_c' = 28$ MPa (Cube 350 kg/cm²)
 Concrete Compressive Strength (Class B) $f_c' = 42$ MPa (Cube 500 kg/cm²)

Type	Width (mm)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Moment Crack (ton.m/0.5m)	Moment Capacity (ton.m/0.5m)	Length * (m)
FRC-220	500	1,085	43,802	271	A	1.50	3.20	4 - 7
					B	1.84	4.70	4 - 7
FRC-320	500	1,585	135,455	396	A	3.20	5.01	4 - 8
					B	3.92	7.41	4 - 9

FPC SHEET PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 42$ MPa (Cube 500 kg/cm²)

Type	Width (mm)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Moment Crack (ton.m/0.5m)	Service Moment (ton.m/0.5m) Temporary	Permanent	Length * (m)
FPC-220	500	1,085	43,802	271	65-A	3.38	2.85	1.54	4 - 9
					85-A	3.85	3.32	2.01	4 - 10
					105-A	4.30	3.77	2.46	4 - 10
					65-B	4.48	3.95	2.64	4 - 11
					85-B	5.22	4.69	3.38	4 - 11
					65-C	5.39	4.86	3.55	4 - 12
					105-B	5.89	5.36	4.05	4 - 12
					85-C	6.31	5.78	4.47	4 - 13
FPC-320	500	1,585	135,455	396	65-A	6.24	5.12	2.32	4 - 10
					85-A	6.98	5.86	3.06	4 - 11
					105-A	7.70	6.58	3.78	4 - 12
					65-B	7.98	6.86	4.06	4 - 12
					125-A	8.39	7.27	4.47	4 - 12
					145-A	9.07	7.95	5.15	4 - 12
					85-B	9.21	8.09	5.29	4 - 13
					65-C	9.51	8.39	5.59	4 - 13
					165-A	9.73	8.61	5.81	4 - 13
					105-B	10.37	9.25	6.45	4 - 13
					85-C	11.12	10.00	7.20	4 - 14
					125-B	11.48	10.36	7.56	4 - 14
					145-B	12.53	11.41	8.61	4 - 15
					105-C	12.62	11.50	8.70	4 - 15
					165-B	13.52	12.40	9.60	4 - 15

Note: * Length of Flat Prestressed Concrete Sheet Piles may exceed usual standard whenever lifted in certain position

PRODUCT APPLICATION



Retaining Wall



River Normalization



Underpass Wall



Breakwater Structure

Lampiran 3 Korelasi Parameter Tanah BH-1

BH -1				Type of Soil	Color	Plasticity	Selected Y	Selected Cu	E selected
0	Start of boring			Pasir Halus	Hitam	Tidak Ada			
-1				Pasir Halus	Hitam	Tidak Ada	1.557	2.250	
-2	4	Lempung	Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.579	2.225	13600
-3	4	Lempung	Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.607	2.100	13600
-4	3	Lempung	Very Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.608	1.825	10200
-5	3	Lempung	Very Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.615	1.600	10200
-6	2	Lempung	Very Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.555	1.325	6800
-7	2	Lempung	Very Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.515	1.100	6800
-8	1	Lempung	Very Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.425	0.550	3400
-9	1	Lempung	Very Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.425	0.550	3400
-10	1	Lempung	Very Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.425	0.550	3400
-11	1	Lempung	Very Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.425	0.550	3400
-12	3	Lempung	Very Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.605	1.650	10200
-13	4	Lempung	Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.569	2.050	13600
-14	5	Lempung	Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.619	2.325	17000
-15	33	Lempung	Hard	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	2.000	18.150	112200
-16	60	Lempung	Hard	Lanau Lempung	Coklat Kekuningan	Medium	2.000	33.000	204000
-17	60	Lempung	Hard	Lanau Lempung	Coklat Kekuningan	Medium	2.000	33.000	204000
-18	60	Pasir	Very Dense	Pasir Medium Kasar	Hitam	Tidak Ada	2.300		45960
-19	60	Pasir	Very Dense	Pasir Medium Kasar	Hitam	Tidak Ada	2.300		45960
-20	60	Pasir	Very Dense	Pasir Medium Kasar	Hitam	Tidak Ada	2.300		45960
-21	55	Pasir	Very Dense	Pasir Medium Kasar	Hitam	Tidak Ada	2.300		42130
-22	49	Pasir	Very Dense	Pasir Medium Kasar	Hitam	Tidak Ada	1.979		37534
-23	47	Pasir	Very Dense	Pasir Medium Kasar	Hitam	Tidak Ada	1.937		36002
-24	45	Pasir	Very Dense	Pasir Medium Kasar	Hitam	Tidak Ada	1.895		34470
-25	43	Lempung	Hard	Lanau Lempung	Coklat Muda	Tinggi	2.000	23.650	146200
-26	41	Lempung	Hard	Lanau Lempung	Coklat Muda	Tinggi	2.000	22.550	139400
-27	38	Lempung	Hard	Lanau Lempung	Coklat Muda	Tinggi	2.000	20.900	129200
-28	35	Lempung	Hard	Lanau Lempung	Coklat Muda	Tinggi	2.000	19.250	119000
-29	42	Lempung	Hard	Lanau Lempung	Coklat Muda	Tinggi	2.000	23.100	142800
-30	49	Lempung	Hard	Lanau Lempung	Coklat Muda	Tinggi	2.000	26.950	166600
-31	51	Lempung	Hard	Lanau Lempung	Coklat Muda	Tinggi	2.000	28.050	173400
-32	52	Lempung	Hard	Lanau Lempung	Coklat Muda	Tinggi	2.000	28.600	176800
-33	51	Lempung	Hard	Lanau Lempung	Coklat Muda	Tinggi	2.000	28.050	173400
-34	50	Lempung	Hard	Lanau Lempung	Coklat Muda	Tinggi	2.000	27.500	170000
-35	49	Lempung	Hard	Lanau Lempung	Coklat Muda	Tinggi	2.000	26.950	166600
-36	48	Lempung	Hard	Lanau Lempung	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	2.000	26.400	163200
-37	42	Lempung	Hard	Lanau Lempung	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	2.000	23.100	142800
-38	35	Lempung	Hard	Lanau Lempung	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	2.000	19.250	119000
-39	48	Pasir	Very Dense	Pasir Halus Kelempungan	Abu-abu Kehitaman	Kecil	1.958		36768
-40	60	Pasir	Very Dense	Pasir Halus Kelempungan	Abu-abu Kehitaman	Kecil	2.300		45960

Lampiran 4 Korelasi Parameter Tanah BH-2

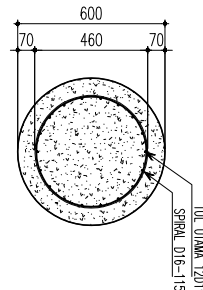
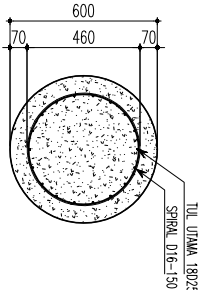
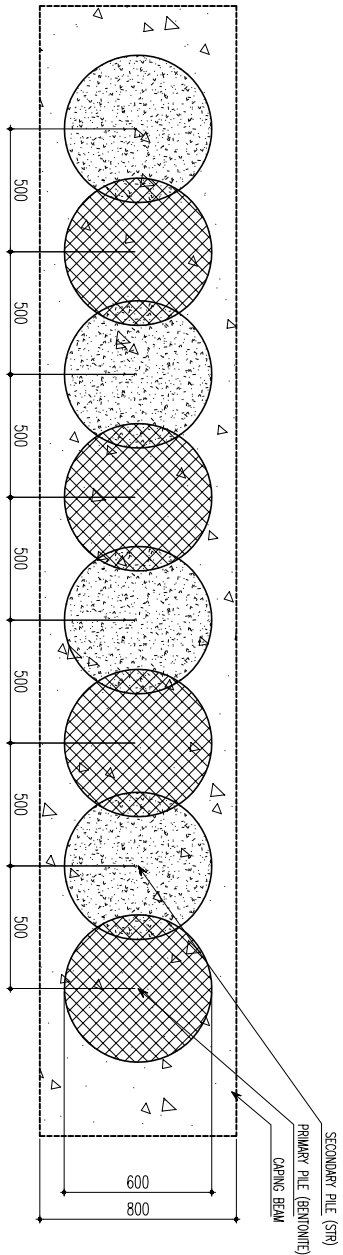
BH -2				Type of Soil	Color	Plasticity	Selected Y	Selected Cu	E selected
0	Start of boring			Pasir Halus Kelanauan	Abu-abu Kehitaman	Tinggi			
-1				Pasir Halus Kelanauan	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.622	3.200	
-2	3	Lempung	Very Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.681	2.425	10200
-3	4	Lempung	Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.600	2.200	13600
-4	4	Lempung	Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.612	2.150	13600
-5	3	Lempung	Very Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.681	1.875	10200
-6	2	Lempung	Very Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.630	1.325	6800
-7	2	Lempung	Very Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.645	1.325	6800
-8	1	Lempung	Very Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.592	0.550	3400
-9	1	Lempung	Very Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.550	0.550	3400
-10	1	Lempung	Very Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.550	0.550	3400
-11	1	Lempung	Very Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.550	0.550	3400
-12	1	Lempung	Very Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.550	0.550	3400
-13	1	Lempung	Very Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.582	1.225	3400
-14	2	Lempung	Very Soft	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.635	1.500	6800
-15	8	Lempung	Medium	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.689	4.400	27200
-16	12	Lempung	Medium	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	1.778	6.600	40800
-17	33	Lempung	Hard	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	2.000	18.150	112200
-18	54	Pasir	Very Dense	Pasir Membatu	Coklat Kehitaman	Tidak Ada	2.300		41364
-19	57	Pasir	Very Dense	Pasir Medium Kasar	Hitam	Tidak Ada	2.300		43662
-20	60	Pasir	Very Dense	Pasir Medium Kasar	Hitam	Tidak Ada	2.300		45960
-21	60	Pasir	Very Dense	Pasir Medium Kasar	Hitam	Tidak Ada	2.300		45960
-22	60	Pasir	Very Dense	Pasir Medium Kasar	Hitam	Tidak Ada	2.300		45960
-23	58	Pasir	Very Dense	Pasir Medium Kasar	Hitam	Tidak Ada	2.300		44428
-24	55	Pasir	Very Dense	Pasir Medium Kasar	Hitam	Tidak Ada	2.300		42130
-25	45	Lempung	Hard	Lempung Lanau	Abu-abu Kehijauan	Medium	2.000	24.750	153000
-26	35	Lempung	Hard	Lempung Lanau	Abu-abu Kehijauan	Medium	2.000	19.250	119000
-27	35	Lempung	Hard	Lempung Lanau	Abu-abu Kehijauan	Medium	2.000	19.250	119000
-28	34	Lempung	Hard	Lempung Lanau	Abu-abu Kehijauan	Medium	2.000	18.700	115600
-29	37	Lempung	Hard	Lempung Lanau	Abu-abu Kehijauan	Medium	2.000	20.350	125800
-30	40	Lempung	Hard	Lempung Lanau	Abu-abu Kehijauan	Medium	2.000	22.000	136000
-31	50	Pasir	Very Dense	Pasir Medium Kasar	Hitam	Tidak Ada	2.300		38300
-32	60	Lempung	Hard	Lempung Lanau	Abu-abu Kehijauan	Tinggi	2.000	33.000	204000
-33	58	Lempung	Hard	Lempung Lanau	Abu-abu Kehijauan	Tinggi	2.000	31.900	197200
-34	56	Lempung	Hard	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	2.000	30.800	190400
-35	49	Lempung	Hard	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	2.000	26.950	166600
-36	42	Lempung	Hard	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	2.000	23.100	142800
-37	51	Lempung	Hard	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	2.000	28.050	173400
-38	60	Lempung	Hard	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	2.000	33.000	204000
-39	60	Lempung	Hard	Lempung Lanau	Abu-abu Kehitaman	Tinggi	2.000	33.000	204000
-40	60	Pasir	Very Dense	Pasir Halus Kelanauan	Abu-abu	Kecil	2.300		45960
-41	60	Pasir	Very Dense	Pasir Halus Kelanauan	Abu-abu	Kecil	2.300		45960
-42	59	Pasir	Very Dense	Pasir Halus Kelanauan	Abu-abu	Kecil	2.300		45194
-43	59	Lempung	Hard	Lanau Kepasiran	Abu-abu Kehijauan	Kecil	2.000		45194
-44	60	Lempung	Hard	Lanau Kepasiran	Abu-abu Kehijauan	Kecil	2.000		45960

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Tulungagung, 03 April 2002, merupakan anak pertama dari 4 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK Dharma Wanita Ngubalan, SDN 1 Ngubalan, SMPN 1 Kalidawir dan SMKN 3 Boyolangu. Setelah lulus dari SMKN tahun 2020, Penulis mengikuti penerimaan mahasiswa jalur prestasi Fakultas Vokasi ITS 2020 dan diterima di Departemen Teknik Infrastruktur Sipil (DTIS) - ITS pada tahun 2020 dan terdaftar dengan NRP 2035201056.

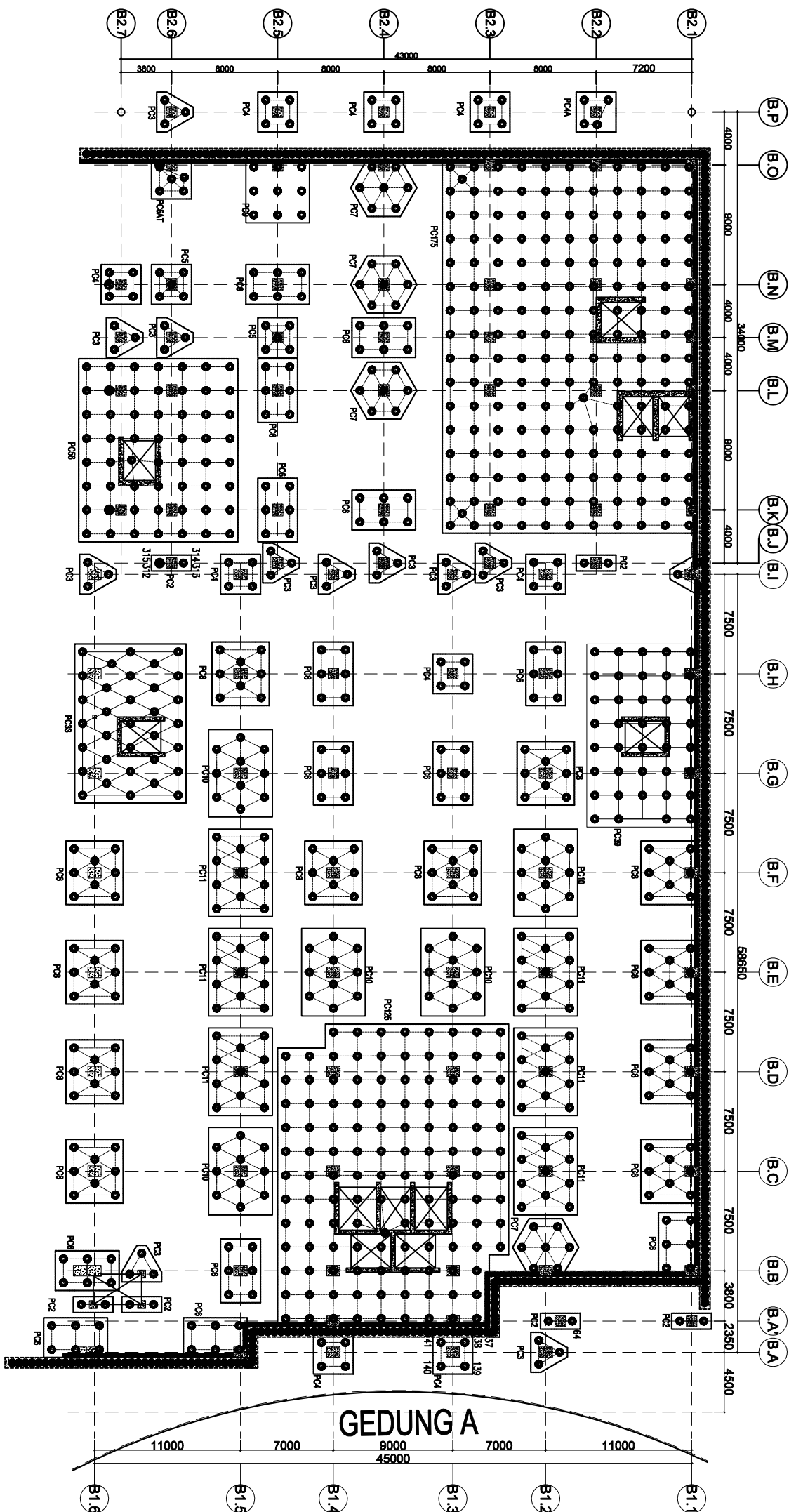
Di Departemen Teknik Infrastruktur Penulis sempat aktif di beberapa kegiatan Seminar yang diselenggarakan oleh Departemen, Himpunan Mahasiswa Departemen Teknik Infrastruktur Sipil (HMDS).



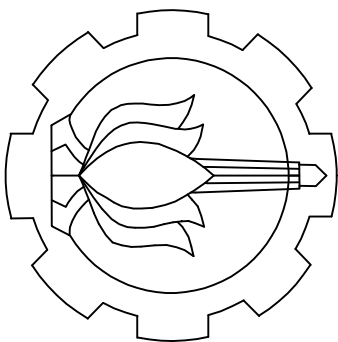
1 TAMPAK ATAS SECANT PILE
SKALA 1 : 10

1 DETAIL SECANT PILE
SKALA 1 : 10

1 DETAIL BOREPILE
SKALA 1 : 10



1 DENAH SECANT PILE DAN PONDASI
SKALA 1 : 400



PROGRAM STUDI D IV TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2025

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG DINDING PENAHAN
TANAH DAN PONDASI GEDUNG PELAYANAN
JANTUNG DI SURABAYA

NAMA MAHASISWA

MOHAMMAD DAYA ADITYA
NRP 2035201056

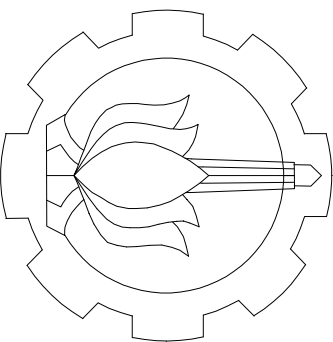
DOSEN PEMBIMBING

MOHAMAD KHOIRI, ST., MT., Ph.D
NIP 19740626 200312 1 001

KETERANGAN

MUTU BETON 40 Mpa
MUTU BAJA 400 Mpa

KODE GAMBAR	NOMOR GAMBAR
STR	



PROGRAM STUDI D IV TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2025

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG DINDING PENAHAN
TANAH DAN PONDASI GEDUNG PELAYANAN
JANTUNG DI SURABAYA

NAMA MAHASISWA

MOHAMMAD DAYA ADITYA
NRP 2035201056

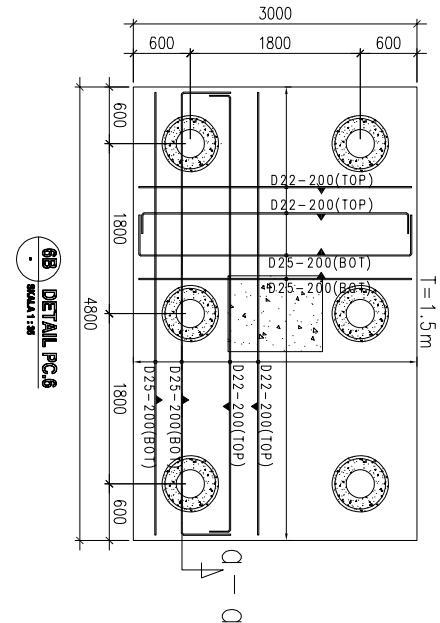
DOSEN PEMBIMBING

MOHAMAD KHOIRI, ST., MT., Ph.D
NIP 19740626 200312 1 001

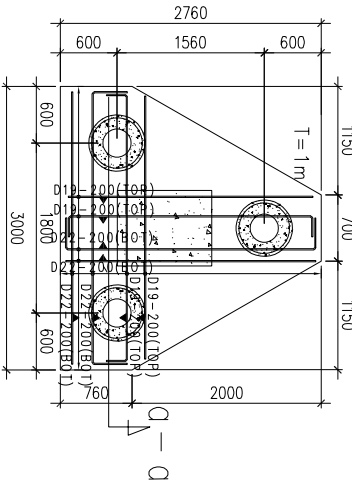
KETERANGAN

MUTU BETON 40 Mpa
MUTU BAJA 400 Mpa

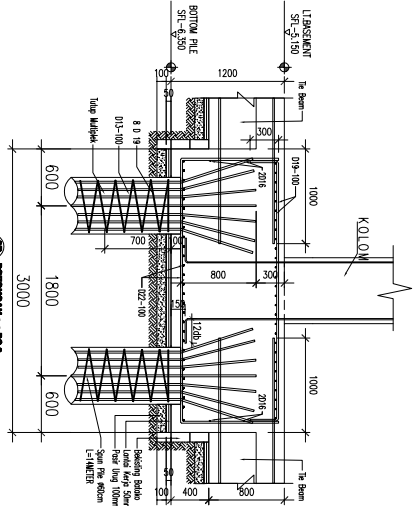
KODE GAMBAR	NOMOR GAMBAR
STR	



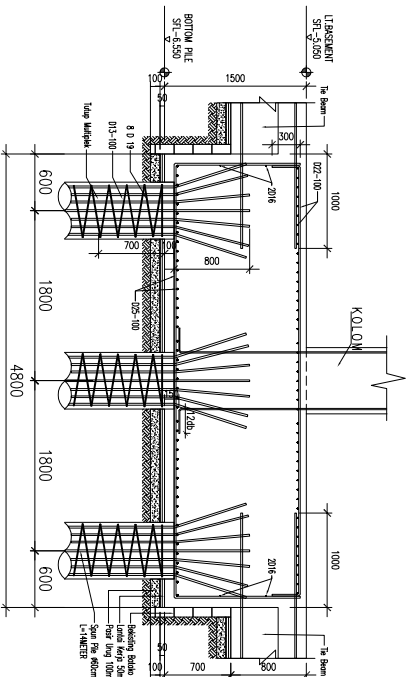
68 DETAIL PC.6
SKALA 1:20



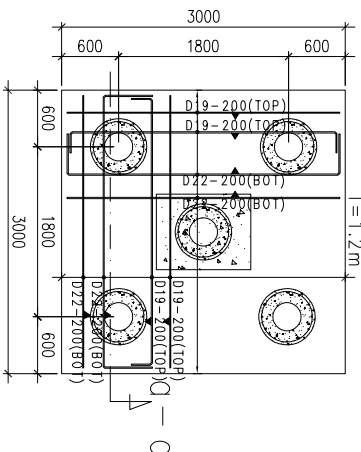
38 DETAIL PC.3
SKALA 1:20



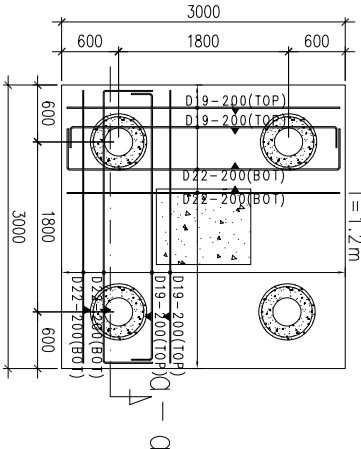
38 DETAIL PC.5
SKALA 1:20



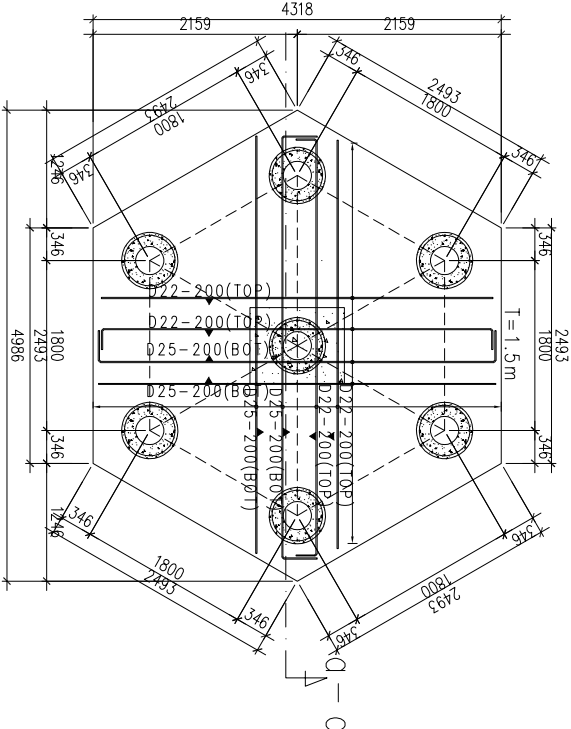
68 DETAIL PC.7
SKALA 1:20



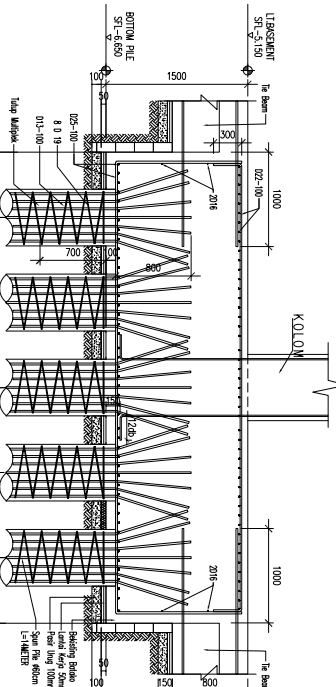
58 DETAIL PC.5
SKALA 1:20



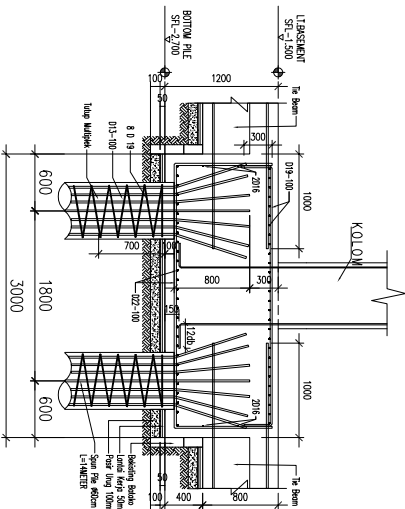
48 DETAIL PC.4
SKALA 1:20



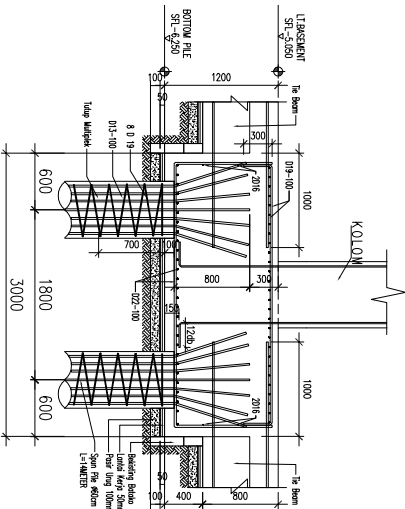
78 DETAIL PC.7
SKALA 1:20



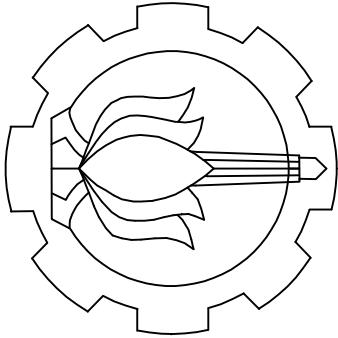
78 DETAIL PC.7
SKALA 1:20



48 DETAIL PC.4
SKALA 1:20



58 DETAIL PC.5
SKALA 1:20



PROGRAM STUDI D IV TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2025

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG DINDING PENAHAN
TANAH DAN PONDASI GEDUNG PELAYANAN
JANTUNG DI SURABAYA

NAMA MAHASISWA

MOHAMMAD DAYA ADITYA
NRP 2035201056

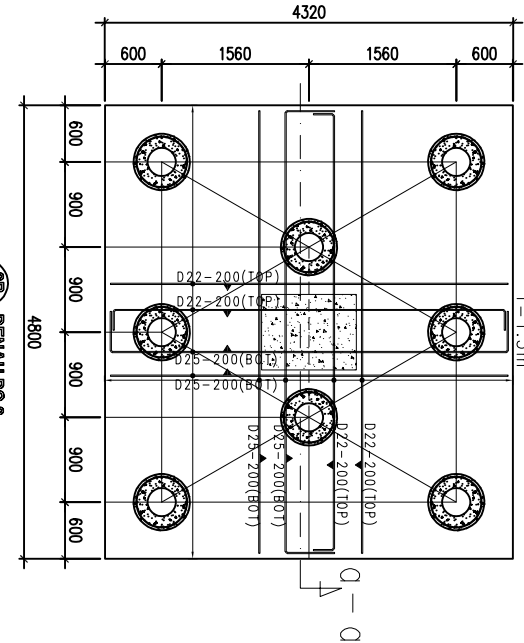
DOSEN PEMBIMBING

MOHAMAD KHOIRI, ST., MT., Ph.D
NIP 19740626 200312 1 001

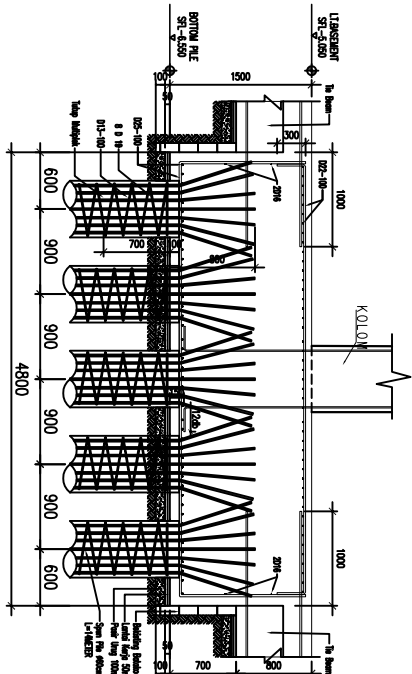
KETERANGAN

MUTU BETON 40 Mpa
MUTU BAJA 400 Mpa

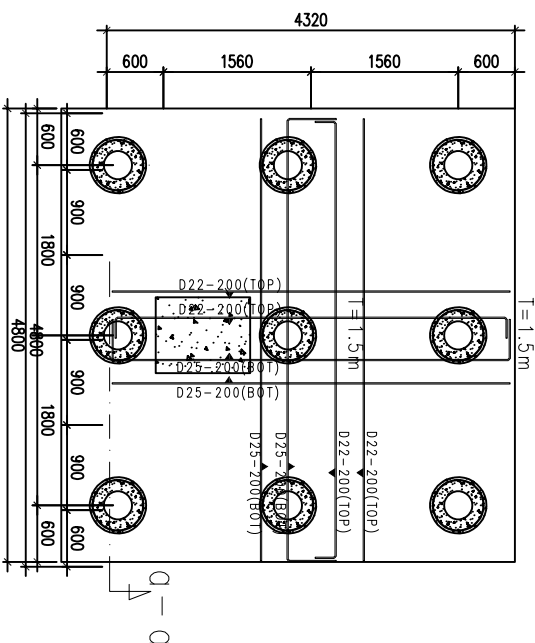
KODE GAMBAR	NOMOR GAMBAR
STR	



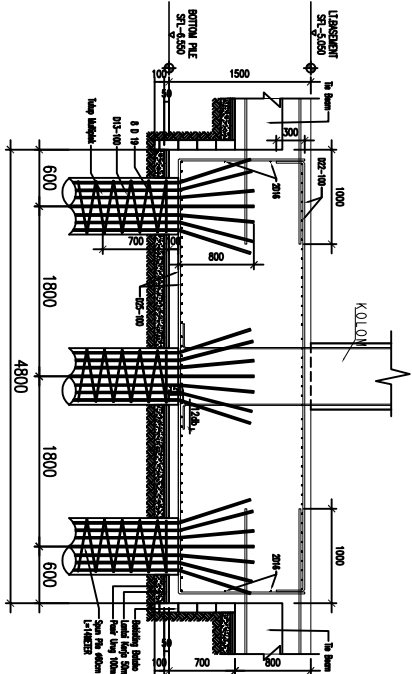
88 DETAIL PC.8
SKALA 1:25



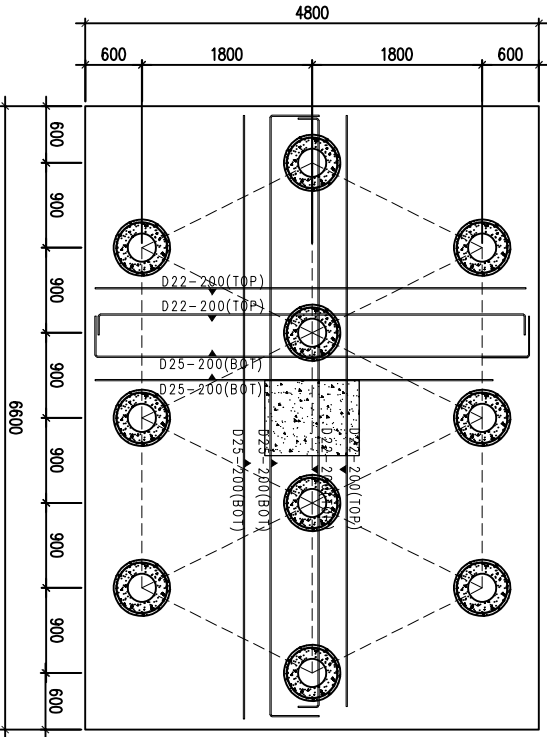
88 DETAIL PC.8
SKALA 1:25



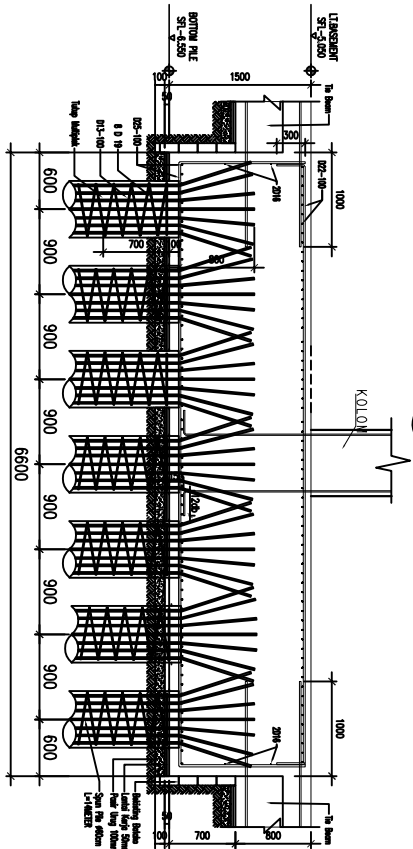
88 DETAIL PC.9
SKALA 1:25



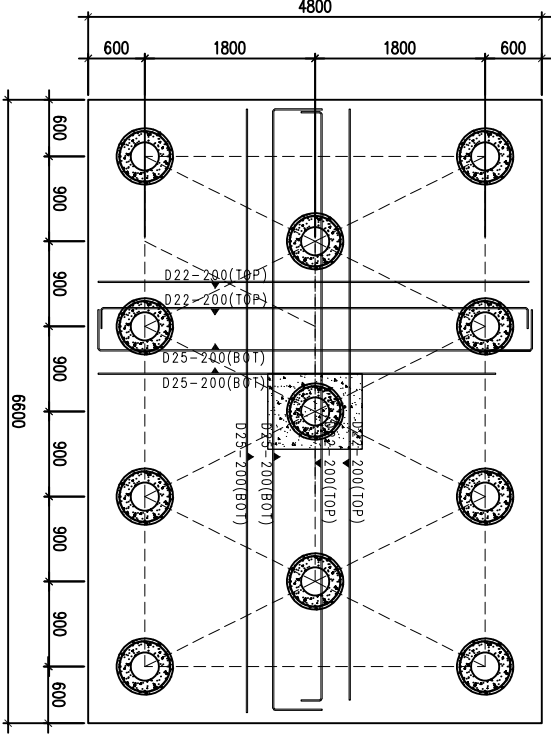
88 DETAIL PC.9
SKALA 1:25



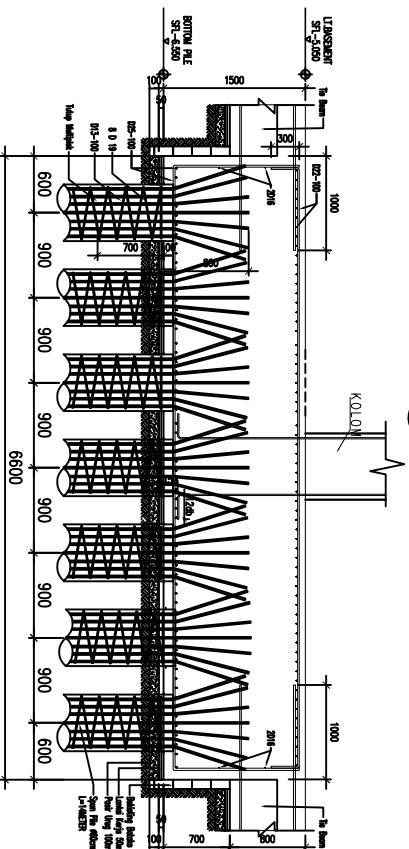
108 DETAIL PC.10
SKALA 1:25



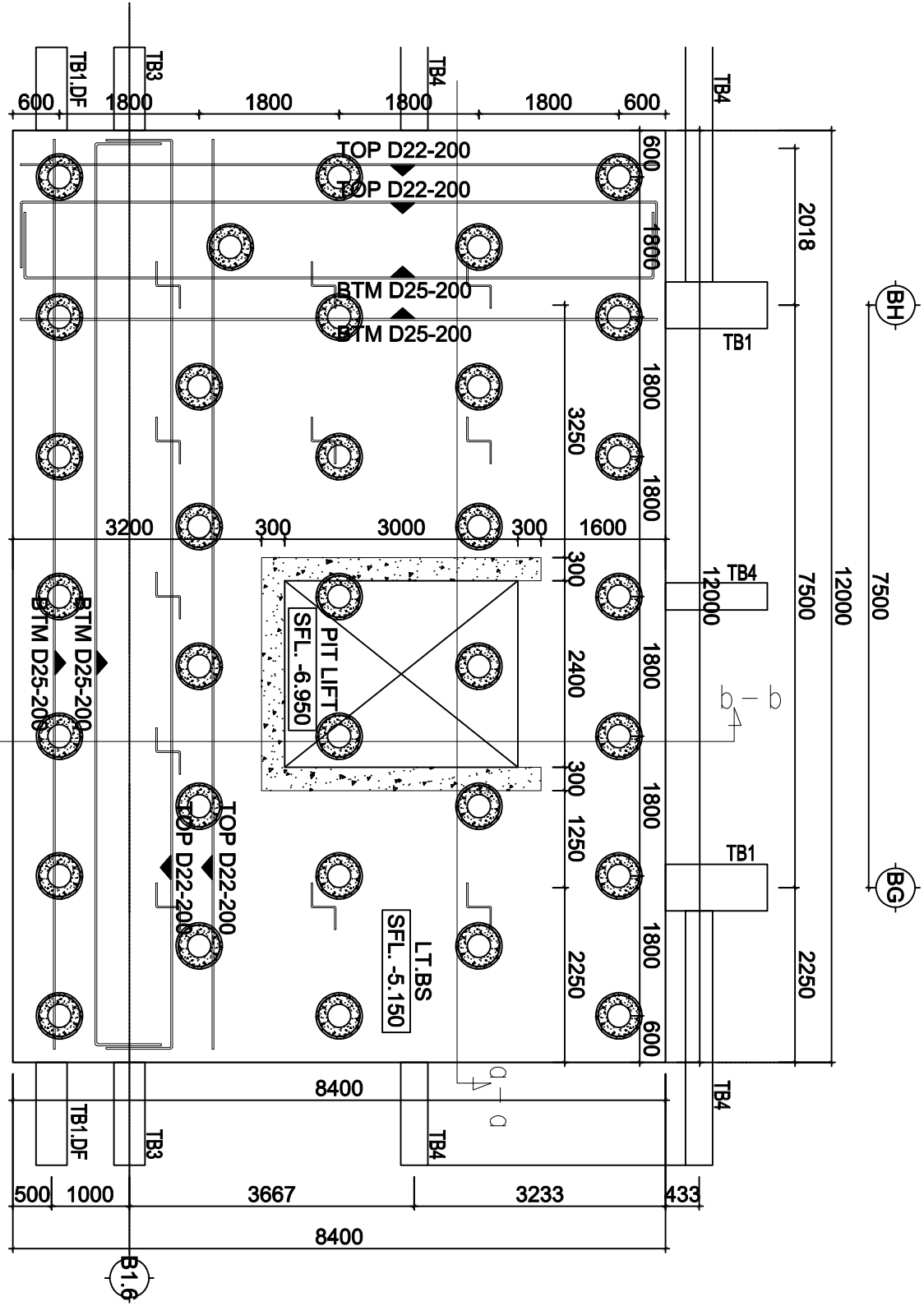
108 DETAIL PC.10
SKALA 1:25



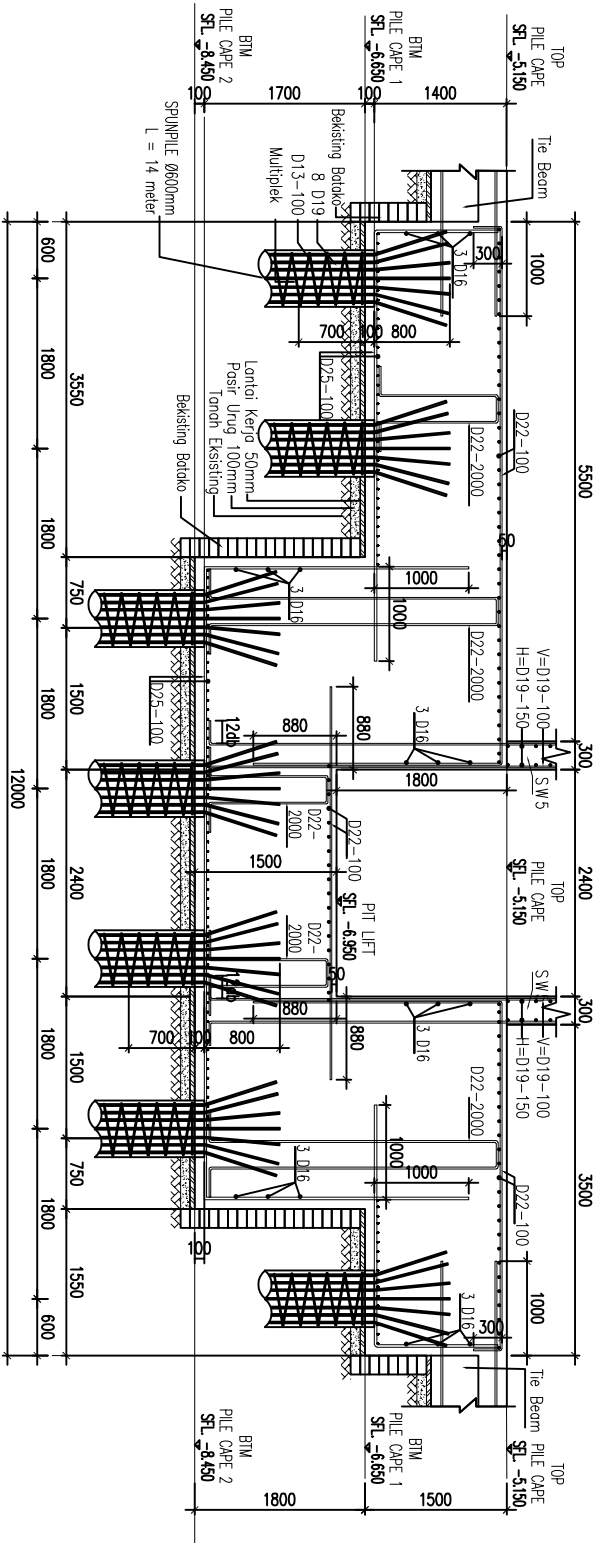
118 DETAIL PC.11
SKALA 1:25



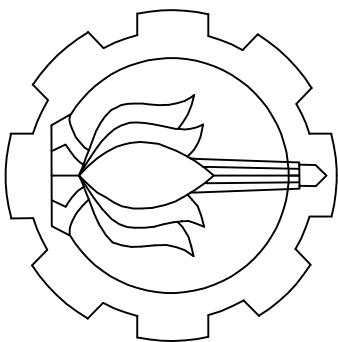
118 DETAIL PC.11
SKALA 1:25



068 DETAIL PC.33
-
SKALA 1:50



33B POTONGAN 3-3 PC.33
-
SKALA 1:50



PROGRAM STUDI D IV TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2025

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG DINDING PENAHAN
TANAH DAN PONDASI GEDUNG PELAYANAN
JANTUNG DI SURABAYA

NAMA MAHASISWA

MOHAMMAD DAYA ADITYA
NRP 2035201056

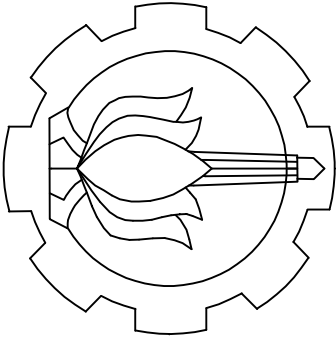
DOSEN PEMBIMBING

MOHAMAD KHOIRI, ST., MT., Ph.D
NIP 19740626 200312 1 001

KETERANGAN

MUTU BETON 40 Mpa
MUTU BAJA 400 Mpa

KODE GAMBAR	NOMOR GAMBAR
STR	



PROGRAM STUDI D IV TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2025

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG DINDING PENAHAN
TANAH DAN PONDASI GEDUNG PELAYANAN
JANTUNG DI SURABAYA

NAMA MAHASISWA

MOHAMMAD DAYA ADITYA
NRP 2035201056

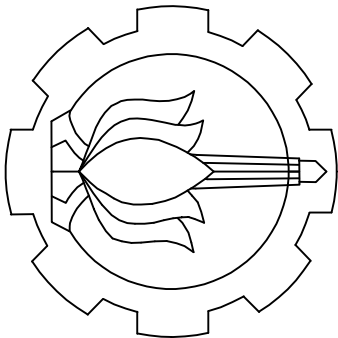
DOSEN PEMBIMBING

MOHAMAD KHOIRI, ST., MT., Ph.D
NIP 19740626 200312 1 001

KETERANGAN

MUTU BETON 40 Mpa
MUTU BAJA 400 Mpa

KODE GAMBAR	NOMOR GAMBAR
STR	



PROGRAM STUDI D IV TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2025

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG DINDING PENAHAN
TANAH DAN PONDASI GEDUNG PELAYANAN
JANTUNG DI SURABAYA

NAMA MAHASISWA

MOHAMMAD DAYA ADITYA
NRP 2035201056

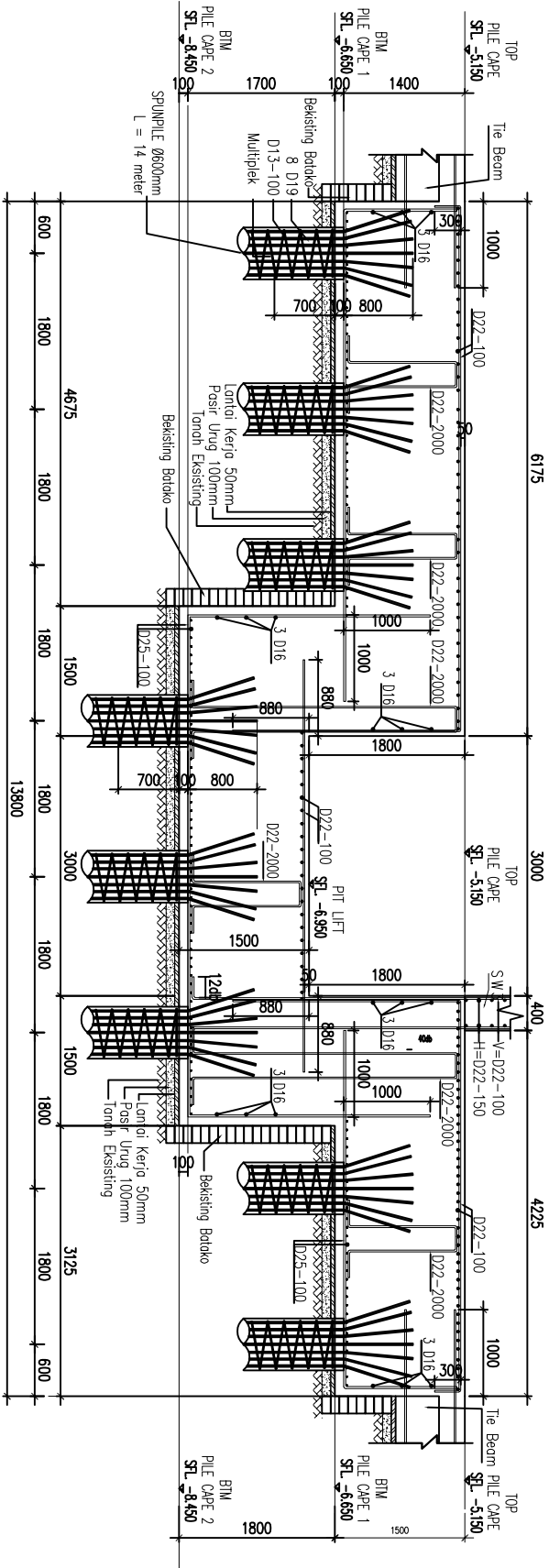
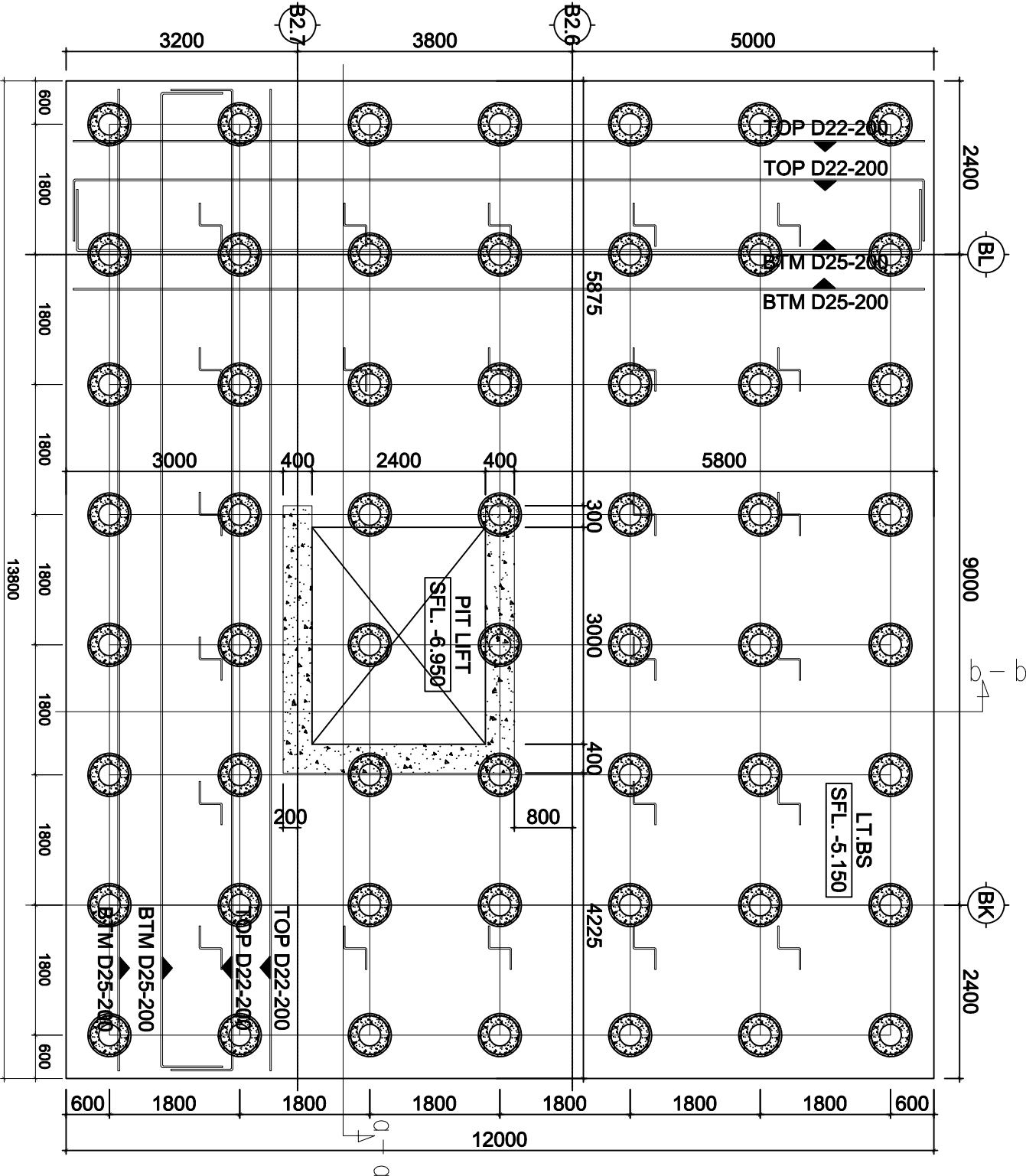
DOSEN PEMBIMBING

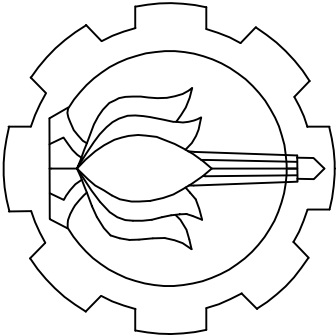
MOHAMAD KHOIRI, ST., MT., Ph.D
NIP 19740626 200312 1 001

KETERANGAN

MUTU BETON 40 Mpa
MUTU BAJA 400 Mpa

KODE GAMBAR	NOMOR GAMBAR
STR	





PROGRAM STUDI D IV TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2025

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG DINDING PENAHAN
TANAH DAN PONDASI GEDUNG PELAYANAN
JANTUNG DI SURABAYA

NAMA MAHASISWA

MOHAMMAD DAYA ADITYA
NRP 2035201056

DOSEN PEMBIMBING

MOHAMAD KHOIRI, ST., MT., Ph.D
NIP 19740626 200312 1 001

KETERANGAN

MUTU BETON 40 Mpa
MUTU BAJA 400 Mpa

KODE GAMBAR	NOMOR GAMBAR
STR	