

LAPORAN TUGAS AKHIR
PERENCANAAN ULANG BASEMENT
RUMAH SAKIT UMUM DAERAH
CIAWI DENGAN DINDING PENAHAN
TANAH JENIS *DIAPHRAGM WALL*

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



Disusun Oleh :

Hadi Ransah
30201800078

Heri Sutardiyono
30201800079

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG

2022

LAPORAN TUGAS AKHIR
PERENCANAAN ULANG BASEMENT
RUMAH SAKIT UMUM DAERAH
CIAWI DENGAN DINDING PENAHAN
TANAH JENIS *DIAPHRAGM WALL*

Diajukan untuk Memenuhi Persyaratan dalam Menyelesaikan

Program Sarjana Program Studi Teknik Sipil

Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung



Disusun Oleh :

Hadi Ransah
30201800078

Heri Sutardiyono
30201800079

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG

2022

LEMBAR PENGESAHAN
PERENCANAAN ULANG BASEMENT
RUMAH SAKIT UMUM DAERAH
CIAWI DENGAN DINDING PENAHAN
TANAH JENIS DIAPHRAGM WALL

Oleh :



Hadi Ransah

NIM : 30201800078



Heri Sutardiyono

NIM : 30201800079

Telah disetujui dan disahkan di Semarang, 17 Agustus 2022

Oleh :

Tim Penguji

Tanda Tangan

1. Prof. Dr. Ir. Antonius, MT.
NIDN : 0605046703
2. Ari Sentani, ST., M.Sc
NIDN : 0604028502
3. Lisa Fitriyana, ST., M.Eng
NIDN : 0605016802

Ketua Program Studi Teknik Sipil
Fakultas Teknik
Universitas Islam Sultan Agung

Muhammad Rusli Ahyar, ST., M.Eng
NIDN : 0625059102

BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR

No: 68/A.2/SA-T/VIII/2022

Pada hari ini tanggal 17-08-2022 berdasarkan surat keputusan rektor Universitas Islam Sultan Agung (UNISSULA) Semarang perihal penunjukan Dosen Pembimbing I dan Dosen Pembimbing II :

Nama : Prof. Dr. Ir. Antonius, MT.
Jabatan Akademik : Guru Besar
Jabatan : Dosen Pembimbing I
Nama : Ari Sentani, ST., M.Sc.
Jabatan Akademik : Asisten Ahli
Jabatan : Dosen Pembimbing II

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

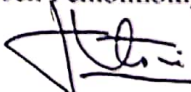
Nama : Hadi Ransah Nama : Heri Sutardiyono
NIM : 30.2018.00078 NIM : 30.2018.00079

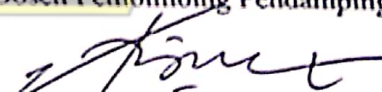
Judul : PERENCANAAN ULANG BASEMENT RUMAH SAKIT UMUM DAERAH CIAWI DENGAN DINDING PENAHAN TANAH JENIS DIAPHRAGM WALL

Dengan tahapan sebagai berikut :

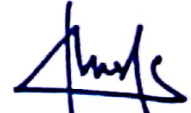
No.	Tahapan	Tanggal	Keterangan
1	Penunjukan dosen pembimbing	18 Februari 2022	ACC
2	Seminar Proposal	30 Mei 2022	ACC
3	Pengumpulan data	05 Juni 2022	ACC
4	Analisa data	20 Juni 2022	ACC
5	Penyusunan laporan	20 Juli 2022	ACC
6	Selesai laporan	18 Agustus 2022	ACC

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

Dosen Pembimbing Utama

Prof. Dr. Ir. Antonius, MT.

Dosen Pembimbing Pendamping

Ari Sentani, ST., M.Sc.

Mengetahui,
Kaprodi Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik UNISSULA


Muhammad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama	: Hadi Ransah	Nama	: Ileri Sutardiyono
NIM	: 30.2018.00078	NIM	: 30.2018.00079

Dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul :
PERENCANAAN ULANG BASEMENT RUMAH SAKIT UMUM DAERAH
CIAWI DENGAN DINDING PENAHAN TANAH JENIS *DIAPHRAGM WALL*.
Benar bebas dari plagiat, dan apabila pernyataan ini terbukti tidak benar maka saya
siap menerima sanksi sesuai ketentuan yang berlaku.

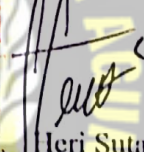
Demikian surat pernyataan ini saya buat untuk dipergunakan sebagaimana
mestinya.

Semarang, 17/08/2022
Yang membuat pernyataan,

Mahasiswa I


Hadi Ransah

Mahasiswa II


Ileri Sutardiyono



PERNYATAAN KEASLIAN

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama	: Hadi Ransah	Nama	: Heri Sutardiyono
NIM	: 30.2018.00078	NIM	: 30.2018.00079

JUDUL : PERENCANAAN ULANG BASEMENT RUMAH SAKIT UMUM
DAERAH CIAWI DENGAN DINDING PENAHAN TANAH JENIS
DIAPHRAGM WALL

Membrikan pernyataan dengan sebernarnya bahwa tugas akhir ini adalah perolehan studi, gagasan serta penguraian asli kami. Bahwasannya diajukan untuk memperoleh gelar di Universitas Islam Sultan Agung Semarang atau akademik besar lainnya. Ataupun bahwa yang sudah diterbitkan lebih dahulu atau sudah ditulis oleh orang lain. Kami mencantulkannya dengan pengakuan.

Kami sanggup menerima sanksi akademik sesuai dengan pernyataan yang ada di Universitas Islam Sultan Agung Semarang. Jika nantinya terdapat kekeliruan serta ketidakabsahan dalam pernyataan ini.

Demikian pernyataan ini kami buat

Semarang, 17/08/2022

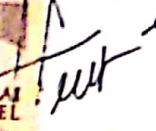
Yang membuat pernyataan

Mahasiwa I



Hadi Ransah

Mahasiswa II



Heri Sutardiyono



LEMBAR ASISTENSI



Nama : Hadi Ransah (30201800078)
 Heri Sutardiyono (30201800079)
 Tugas : Tugas Akhir
 Dosen : Prof. Dr. Ir. Antonius, MT.

No	Hari / Tanggal	Uraian	Tanda tangan
1.	18-4/22	1. Gambar potongan Basement 2. Analisa Struktur. Uraikan. *.	
2.	2-8/22	1. Gambar Struktur atas tampilkan 2. Analisa struktur atas 3. Out put redesain pondasi 4. Semua Dari Bab 1 Sampai Bab 5 ditampilkan	
3.	8-8/22	- jbr. diidj & idesi tunjukkan, bend, foto dan tanda diidjnya. - gbr & tabel ketb. wlay, jaya & ides - hasil As struktur atas & idjnya & ides diidj. - sket gl. diidj, barumht. - jbr. tul. diidj.	
4.	11-8/22		
5.	12-8/22	TA & idjnya diidj	

LEMBAR ASISTENSI



Nama : Hadi Ransah (30201800078)
 : Heri Sutardiyono (30201800079)
 Tugas : Tugas Akhir
 Dosen : Ari Sentani, ST., M.Sc

NO.	TANGGAL	KETERANGAN	PARAF
1.	30 Juli 2022	- perbaiki Tabel - Rapihan penulisan.	
2.	31 Juli 2022	- perbaiki gambar - Semua Sumber situlas - Semua Sumber pada Gambar situlas	
3.	7 Agustus 2022	- perbaiki Daftar pustaka	
4.	12 Agustus 2022	- AEC Seminar Hasil	



YAYASAN BADAN WAKAF SULTAN AGUNG
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG (UNISSULA)
Jl. Raya Kaligawe Km.4 Semarang 50112 Telp. (024) 6583584 (8 Sal) Fax (024) 6582455
email : informasi@unissula.ac.id web : www.unissula.ac.id

Bismillah Membangun Generasi Khaira Ummah

STUDI TEKNIK

DOSEN PENGUJI SEMINAR TUGAS AKHIR

Senin
15 Agustus 2022
14.00

Judul Tugas Akhir

Rehabilitasi Ulang Basement Rumah Sakit Umum Daerah Ciawi Dengan Dinding Penahan Tanah
Diaphragm Wall

Adi Ransah	30201800078	1	
Heri Sutardiyono	30201800079	2	

NAMA	TANDA TANGAN	
Prof. Dr. Ir. Antonius, MT	1	
Ari Sentani, ST, MSc	2	
Lisa Fitriyana, ST, M.Eng	3	

Semarang, 15 Agustus 2022
Ketua Program Studi Teknik Sipil

M Rusli Ahyar, ST, M.Eng
NIK. 210216089



YAYASAN BADAN WAKAF SULTAN AGUNG
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG (UNISSULA)

Jl. Raya Kaligawe Km.4 Semarang 50112 Telp. (024) 6583584 (8 Sal) Fax.(024) 6582455
email : informasi@unissula.ac.id web : www.unissula.ac.id

Bismillah Membangun Generasi Khaira Ummah

UNISSULA
TEKNIK

**DOSEN PENGUJI
SEMINAR TUGAS AKHIR**

Senin
15 Agustus 2022
14.00

Judul Tugas Akhir

Rehabilitasi Ulang Basement Rumah Sakit Umum Daerah Ciawi Dengan Dinding Penahan Tanah
Diaphragm Wall

Adi Ransah	30201800078	1	
Iri Sutardiyono	30201800079	2	

NAMA	TANDA TANGAN		
Prof. Dr. Ir. Antonius, MT	1		
Ari Sentani, ST, MSc		2	
Lisa Fitriyana, ST, M.Eng	3		

Semarang, 15 Agustus 2022
Ketua Program Studi Teknik Sipil

M Rusli Ahyar, ST, M.Eng
NIK. 210216089



YAYASAN BADAN WAKAF SULTAN AGUNG
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG (UNISSULA)
Jl. Raya Kaligawe Km.4 Semarang 50112 Telp. (024) 6583584 (8 Sal) Fax.(024) 6582455
email : informasi@unissula.ac.id web : www.unissula.ac.id

KULTAS TEKNIK

Bismillah Membangun Generasi Khaira Ummah

Nomor : 68 / A.2 / SA - T / VIII / 2022

ari ini, Senin Tanggal 15 Agustus 2022 telah dilaksanakan

ar Tugas Akhir, dengan peserta sebagai berikut :

Hadi Ransah	30201800078
Heri Sutardiyono	30201800079

Perencanaan Ulang Basement Rumah Sakit Umum Daerah Ciawi Dengan Dinding Penahan Tanah
Jenis Diaphragm Wall
0

Berikut dengan beberapa perbaikan
:
:
:

Kian Berita Acara Seminar Tugas Akhir ini dibuat untuk diketahui dan penggunaan seperlunya.

an Pembimbing I

Dr. Ir. Antonius, MT

Dosen Pembimbing II

Ari Sentani, ST, MSc

Dosen Pembimbing

Lisa Fitriyana, ST, M.Eng

Mengetahui,
Ketua Program Studi Teknik Sipil

M Rusli Ahyar, ST, M.Eng



YAYASAN BADAN WAKAF SULTAN AGUNG
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG (UNISSULA)
Jl. Raya Kaligawe Km.4 Semarang 50112 Telp. (024) 6583584 (8 Sal) Fax (024) 6582455
email : informasi@unissula.ac.id web : www.unissula.ac.id

FAKULTAS TEKNIK

Bismillah Membangun Generasi Khaira Ummah

SEMINAR TUGAS AKHIR
MAHASISWA FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG SEMARANG

Hari

Tanggal

Tempat

Senin
15 Agustus 2022
Online

NO	NAMA	NIM	TANDA TANGAN
1	M. Artha Dwiyanto	1	
2	Raqih Hidayatullah	2	
3	Ifa Agustis M.	3	
4	Izzah Qurata A	4	
5	Ibnu Yulga	5	
6	Lambang R	6	
7		7	
8		8	
9		9	
10		10	
11		11	
12		12	
13		13	
14		14	
15		15	
16		16	
17		17	
18		18	
19		19	
20		20	

MENGETAHUI

DOSEN PENGUJI

DOSEN PENGUJI



YAYASAN BADAN WAKAF SULTAN AGUNG
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG (UNISSULA)
Jl. Raya Kaligawe Km.4 Semarang 50112 Telp. (024) 6583584 (8 Sal) Fax. (024) 6582455
email : informasi@unissula.ac.id web : www.unissula.ac.id

FAKULTAS TEKNIK

SEMINAR TUGAS AKHIR

Nama Mahasiswa / NIM

Hari / Tanggal

Judul TA

Hazi Ransah (30201800078), Heri Sutardiyono (30201800079)
Senin / 15 Agustus 2022
Perencanaan Ulang Basement Rumah Sakit
Gumun Daelah Ciawi dengan Dinding Penahan Tanah
Jenis Diaphragm Wall

NO

Perbaiki sesuai koreksi.

1

2

3

4

5

DOSEN PENGUJI



YAYASAN BADAN WAKAF SULTAN AGUNG
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG (UNISSULA)
Jl. Raya Kaligawe Km.4 Semarang 50112 Telp. (024) 6583584 (B. Sah) Fax (024) 6582455
email : informasi@unissula.ac.id web : www.unissula.ac.id

Bismillah Membangun Generasi Khairat Ummah

KULIAS TEKNIK

SEMINAR TUGAS AKHIR

Nama Mahasiswa / NIM

: Hadi Ransah (30201800078), Heni Sutardiyono (30201800079)

Hari / Tanggal

: Senin / 15 Agustus 2022

Judul TA

: Perencanaan Ulang Basement Rumah Sakti
: Sistem Dataran Ciawi dengan Dinding Penahan Tanah
: Jenis Diaphragm Wall

Perbaiki presentasi.

tunjukan diaphragm wall sebagai inti laporan

Uk dafsan Pustaka.

DOSEN PENGUJI

Ari Sentani, ST., M.Sc



YAYASAN BADAN WAKAF SULTAN AGUNG
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG (UNISSULA)
Jl. Raya Kaligawe Km.4 Semarang 50112 Telp. (024) 6583584 (8 Sal) Fax (024) 6582455
email : informasi@unissula.ac.id web : www.unissula.ac.id

KULTAS TEKNIK

Bismillah Membangun Generasi Khair Ummah

SEMINAR TUGAS AKHIR

Nama Mahasiswa / NIM

: Hari Pansah (3001000078), Heni Sutardjono (3001000079)

Hari / Tanggal

: Senin / 15 Agustus 2022

Judul TA

: Perencanaan Ulang Basement Rumah Sakit
: umum Dabrah Ciani dengan Dinding penahan Tanah
: jenis Diaphragm Wall.

Rapikan Sumber pada tabel yang gambar,
Ganti Gambar pada Bab pendahuluan.

Rapikan Space dan ukuran tulisan.

Masukkan Semua Sumber ke Daftar pustaka

ACC jhid, 17/8/22

Lisa

DOSEN PENGUJI

Lisa Fitriyana, ST., M.Eng

MOTTO

Kamu (umat Islam) adalah umat terbaik yang dilahirkan untuk manusia, (karena kamu) menyuruh (berbuat) yang makruf, dan mencegah dari yang mungkar, dan beriman kepada Allah. Sekiranya Ahli Kitab beriman, tentulah itu lebih baik bagi mereka. Di antara mereka ada yang beriman, namun kebanyakan mereka adalah orang-orang fasik. (Q.S. *Al-Imron* : 110)

Jangan kamu merasa lemah dan jangan bersedih, sebab kamu paling tinggi derajatnya jika kamu beriman. (Q.S *Ali Imran*: 139)

Dan kehidupan dunia ini tidak lain hanyalah kesenangan yang menipu. (Q.S *Al-Hadid*: 20)

Hai orang-orang yang beriman, mintalah pertolongan kepada Allah dengan sabar dan salat. Sesungguhnya Allah beserta orang-orang yang sabar. (Q.S *Al-Baqarah*: 153)

Dan tiadalah kehidupan dunia ini, selain dari main-main dan senda gurau belaka. Dan sungguh kampung akhirat itu lebih baik bagi orang-orang yang bertakwa. Maka tidakkah kamu memahaminya? (Q.S *Al-An'am*: 32)

Barang siapa yang tidak mensyukuri yang sedikit, maka ia tidak akan mampu mensyukuri sesuatu yang banyak. (HR. Ahmad)

Kerjakanlah urusan duniamu seakan-akan kamu hidup selamanya. Dan laksanakanlah urusan akhiratmu seakan-akan kamu akan mati besok. (HR. Ibnu Asakir)

Orang yang cerdas adalah orang yang mengendalikan dirinya dan bekerja untuk kehidupan setelah kematian. (HR. Tirmidzi)

PERSEMBAHAN

Alhamdulillah, kehadiran Allah SWT atas segala-NYA, sehingga penulis bisa menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini dan dipersembahkan untuk :

1. Kedua orang tua saya, Bapak Sami'on dan Ibu Siti Rohmah alm., yang selalu memberikan dukungan, cinta, do'a, dan studi untuk menjadi seseorang yang sukses serta mulia di dunia dan akhirat
2. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, MT. dan Bapak Ari Sentani, ST., M.Sc. selaku dosen pembimbing Tugas Akhir saya, terimakasih banyak bapak sudah membantu selama ini. Sudah dinasehati, diajari dan mengarahkan saya sampai Tugas Akhir ini selesai.
3. Heri Sutardiyono selaku teman saya yang sabar dan sungguh – sungguh dalam penyelesaian Laporan Tugas Akhir ini.
4. Sebagai tanda terimakasih, saya persembahkan karya kecil ini untuk kakak saya Priyanto dan Oktavia. Terimakasih telah memberikan semangat dan inspirasi dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini. Semoga do'a dan semua hal yang terbaik yang engkau berikaan menjadikanku orang yang baik pula. Terimakasih.
5. Sahabat – sahabat saya Sochib, Afif, Ibnu, Listyo, Ulum, Faqih, Izzah, Izzig, Eko, Dewa, Jorgi, Joko, Aman, Jalal, Andre, Ari dan kawan – kawan Teknik Sipil 2018 atau angkatan lainnya, serta teman – teman diluar kampus. Saya sangat berterimakasih kepada kalian yang telah memberikan banyak hal yang tak terlupakan kepada saya
6. Semua pihak yang tidak disebutkan dalam membantu penyusunan Laporan Tugas Akhir ini.

Hadi Ransah
30201800078

PERSEMBAHAN

Alhamdulillah, kehadiran Allah SWT atas segala-NYA, sehingga penulis bisa menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini dan dipersembahkan untuk :

1. Kedua orang tua saya, Bapak Supadi dan Ibu Sutarsi, serta adik saya Siti Pujiasih yang selalu memberikan dukungan, cinta, do'a, dan studi untuk menjadi seseorang yang sukses serta mulia di dunia dan akhirat
2. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, MT. dan Bapak Ari Sentani, ST., M.Sc. Selaku dosen pembimbing Tugas Akhir saya, terimakasih banyak bapak sudah membantu selama ini. Sudah dinasehati, diajari dan mengarahkan saya sampai Tugas Akhir ini selesai.
3. Hadi Ransah selaku teman saya yang sabar dan sungguh – sungguh dalam penyelesaian Laporan Tugas Akhir ini.
4. Sebagai tanda terimakasih, saya persembahkan karya kecil ini untuk Keluarga Besar saya. Terimakasih telah memberikan semangat dan inspirasi dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini. Semoga do'a dan semua hal yang terbaik yang engkau berikan menjadikanku orang yang baik pula. Terimakasih.
5. Sahabat – sahabat saya Ibnu, Listyo, Tahu, Faqih, Izzah, Arneta, Putri, Ifa, Zig, Musa, Ari, Ina, Aurelia, Ara, Desi, Indah, Elfira, Ira, Yusuf dan kawan – kawan Teknik Sipil 2018 atau angkatan lainnya, serta teman – teman diluar kampus. Saya sangat berterimakasih kepada kalian yang telah memberikan banyak hal yang tak terlupakan kepada saya
6. Semua pihak yang tidak disebutkan dalam membantu penyusunan Laporan Tugas Akhir ini.

Heri Sutardiyono
30201800079

KATA PENGANTAR

Syukur Alhamdulillah, segala puji bagi Allah SWT, karena hanya dengan rahmat dan karunia-Nya Laporan Tugas Akhir ini dapat terselesaikan dengan baik tentang “Perencanaan Ulang Basement Rumah Sakit Umum Daerah Ciawi dengan Dinding Penahan Tanah Jenis *Diaphragm Wall*”. Tugas Akhir ini diajukan untuk memenuhi persyaratan dalam menyelesaikan Program Sarjana Teknik Sipil di Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Pada kesempatan ini, penulis hendak menyampaikan ucapan terimakasih yang sebesar – besarnya kepada semua pihak yang telah mendukung dalam penyusunan tugas akhir ini, yaitu :

1. Bapak Ir. Rachmat Mudiyo, MT., Ph.D selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang.
2. Bapak M. Rusli Ahyar, ST., M.Eng selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Universitas Islam Sultan Agung Semarang.
3. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, MT. selaku Dosen Pembimbing I Tugas Akhir, yang telah meluangkan waktu, tenaga dan pikiran untuk memberikan bimbingan pada kami agar bisa menyelesaikan tugas akhir ini dengan baik.
4. Bapak Ari Sentani, ST., M.Sc. selaku Dosen Pembimbing II Tugas Akhir, yang telah meluangkan waktu, tenaga dan pikiran untuk memberikan bimbingan pada kami agar bisa menyelesaikan tugas akhir ini dengan baik.
5. Seluruh dosen, staf, dan karyawan Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang.
6. Kedua orang tua kami yang telah memberikan do’a dan motivasi.
7. Semua pihak yang telah membantu dalam penyelesaian tugas akhir ini yang tidak dapat kami sebutkan satu persatu.

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

Semarang 08 Agustus 2022

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR.....	iii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iv
PERNYATAAN KEASLIAN	v
MOTTO	vi
PERSEMBAHAN.....	vii
KATA PENGANTAR.....	ix
DAFTAR ISI.....	x
DAFTAR TABEL.....	xiv
DAFTAR GAMBAR.....	xvi
ABSTRAK	xviii
BAB I 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
1.6 Sistematika Penulisan	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	6
2.1 Koreksi Nilai N-SPT.....	6
2.1.1 Koreksi terhadap muka air tanah.....	6
2.1.2 Koreksi terhadap <i>Overburden Pressure</i> tanah	6
2.2 Koreksi Data Tanah	7
2.3 Sistem Struktur Tahan Gempa	9
2.3.1. Sistem Dinding Penumpu	9
2.3.2. Sistem Rangka Pemikul Momen.....	10
2.3.3. Desain Kapasitas.....	10
2.4 Stabilitas Dinding Penahan Tanah	12
2.4.1. Tekanan lateral tanah	14
A. Tekanan Tanah Aktif.....	16

B. Tekanan Tanah Pasif	17
C. Tekanan Tanah Dalam Keadaan Diam	18
2.4.2. Tekanan lateral tanah	20
2.5 <i>Diaphragm Wall</i>	22
A. Tulangan Vertikal.....	24
B. Tulangan Horizontal.....	26
C. Tulangan Geser	26
BAB III METODOLOGI	28
3.1 Alur Penelitian	28
BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN.....	33
4.1 Perhitungan Pembebanan Struktur Atas	34
4.1.1 Beban Mati (<i>Dead Load</i>).....	34
4.1.2 Beban Mati Tambahan (<i>Super Dead Load</i>)	35
4.1.3 Beban Hidup (<i>Live Load</i>).....	36
4.1.4 Beban Hidup atap (<i>Live Load Roof</i>).....	37
4.1.5 Beban Gempa (<i>Quake Load</i>).....	37
a. Penentuan Kategori Resiko Struktur	37
b. Penentuan Faktor Keutamaan Gempa	40
c. Penentuan Jenis Tanah	40
d. Klasifikasi Situs.....	40
e. Parameter Percepatan Gempa.....	42
f. Kategori Desain Seismik	44
g. Perancangan Sistem Penahan Gaya Gempa	45
h. Penentuan Periode Getar (T)	45
4.2 Permodelan dan Input Pembebanan Struktur Atas	49
4.2.1. Permodelan	49
4.2.2. Input Pembebanan dan Pengecekan.....	49
4.2.2.1. Beban Mati Pada Plat Lantai dan Plat Atap	50
4.2.2.2. Beban Mati Pada Balok.....	50
4.2.2.3. Beban Hidup Pada Plat Lantai	51
4.2.2.4. Beban Gempa.....	51
4.2.2.5. Cek Respons beban gempa	54

4.3 Analisa Data Tanah.....	57
4.3.1 Koreksi Nilai N-SPT	61
4.3.2 Koreksi Data Tanah.....	61
A. Penentuan nilai γ_{sat} , γ_{dry} dan γ_{unsat}	61
B. Penentuan nilai C_u dan C'	63
C. Penentuan nilai ϕ	64
D. Penentuan nilai E , dan μ	65
4.4 Perencanaan Panjang Dinding	67
4.4.1 Perhitungan K_a dan K_p	67
4.4.2 Perhitungan Tegangan Horizontal (σ_h)	68
A. Tegangan akibat beban tanah (<i>overburden pressure</i>).....	69
B. Tegangan akibat beban air tanah (<i>water pressure</i>).....	70
C. Tegangan akibat beban diatas tanah (<i>surcharger</i>).....	71
4.4.3 Perhitungan Gaya Horizontal (P)	71
4.4.4 Analisa Keseimbangan Gaya.....	73
4.4.5 Kedalaman Dinding Penahan Tanah	74
4.4.6 Kontrol <i>Heaving</i> / <i>Hidrodynamic</i>	75
4.5 Perencanaan Dinding Penahan Tanah.....	76
4.5.1. Perencanaan <i>Diaphragm Wall</i>	76
4.5.1.1. <i>Preliminary design</i>	76
a. Data tanah	76
b. <i>Diaphragm Wall</i>	76
c. Pengaku lateral	77
d. Pembebanan.....	77
4.5.1.2. Analisa stabilitas.....	79
a. <i>Input</i> atau masukan	79
b. <i>Calculation</i> atau Kalkulasi	84
c. <i>Output</i> atau Keluaran.....	86
4.5.1.3. Perhitungan Penulangan	88
a. Perhitungan nilai M_R	88
b. Tulangan vertikal.....	88
c. Tulangan horizontal.....	91

d. Tulangan geser.....	91
4.5.1.4. Kontrol <i>uplift</i>	92
4.5.1.5. Metode pelaksanaan	93
a. Metode pelaksanaan kontruksi	93
b. Metode dewatering	96
BAB V PENUTUP	98
5.1 Kesimpulan	98
5.2 Saran	99
DAFTAR PUSTAKA	100
LAMPIRAN.....	101



DAFTAR TABEL

Tabel 1.1 Geologi Kota Bogor menurut Kecamatan	3
Tabel 2.1 Korelasi Nilai N-SPT Terhadap Nilai Cu (Mochtar, 2012)	7
Tabel 2.2 Korelasi Nilai N-SPT Terhadap Nilai $\emptyset$ (Look, 2007).....	8
Tabel 2.3 Korelasi Nilai N-SPT Terhadap Nilai γ dan q_u (J.E. Bowles, 1984)	8
Tabel 2.4. Korelasi Tipe Tanah dengan Modulus Elastisitas dan Possion's Ratio (Braja M Das).....	9
Tabel 2.5. Hubungan jenis tanah, tinggi dinding dan perpindahan dinding untuk tekanan tanah aktif. (Gouw, 2009).....	15
Tabel 2.6. Hubungan Jenis Tanah, Tinggi Dinding dan Perpindahan Dinding untuk Tekanan Tanah Pasif (Gouw, 2009)	16
Tabel 4.1 Beban hidup terdistribusi merata dan beban hidup terpusat minimum	36
Tabel 4.2. Penentuan Kategori Resiko Struktur.....	37
Tabel 4.3. Faktor Keutamaan Gempa	40
Tabel 4.4. Penentuan Jenis Tanah.....	40
Tabel 4.5. Penentuan Kelas Situs.....	41
Tabel 4.6. Desain seismik percepatan pada periode pendek.....	44
Tabel 4.7. Desain seismik percepatan pada periode 1 detik	44
Tabel 4.8. Faktor R, Ω_0 , dan Cd dalam Perancangan Sistem Penahan Gaya Gempa	45
Tabel 4.9. Koefisien Pembatas Periode Getar Struktur.....	46
Tabel 4.10. Koefisien Pembatas Periode Getar Struktur.....	46
Tabel 4.11. Periode analisis yang boleh digunakan	47
Tabel 4.12. Modal <i>Load Partisipasi Rasio</i>	54
Tabel 4.13. Modal <i>Priods And Frequencies</i>	55
Tabel 4.14. Modal <i>Participating Mass Ratios</i>	56
Tabel 4.15. Rangkuman Data Tanah.....	57
Tabel 4.16. Hasil Kesimpulan Data Tanah	61
Tabel 4.17. Korelasi Antara Nilai N-SPT dengan γ_{sat}	62
Tabel 4.18. Korelasi Antara Nilai N-SPT dengan γ_{sat}	62
Tabel 4.19. Korelasi untuk <i>Normally Consolidated Clay Layers</i>	63

Tabel 4.20. Korelasi antara nilai C' dengan ϕ	64
Tabel 4.21. Modulus Elastisitas Berdasarkan Tipe Tanah	65
Tabel 4.22. Kesimpulan Data Parameter Tanah.....	66
Tabel 4.23. Rekapitulasi Perhitungan K_a dan K_p	68
Tabel 4.24. Rekapitulasi Perhitungan σ_h Akibat Beban Tanah	70
Tabel 4.25. Perhitungan σ_h Akibat Beban Air.....	70
Tabel 4.26. Hasil Perhitungan Tegangan Horizontal Total.....	71
Tabel 4.27. Hasil Perhitungan Gaya Horizontal	72
Tabel 4.28. Rekapitulasi Hasil Perhitugan Momen	74
Tabel 4.29. Tabel <i>Output</i> Pondasi.....	78



DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lokasi Proyek Gedung RSUD Ciawi.....	2
Gambar 1.2 Potongan A.....	2
Gambar 2.1. Konstruksi bangunan dengan desain kapasitas	11
Gambar 2.2. Lokasi sendi plastis struktur Gedung pada tahap bebas <i>push-over</i>	12
Gambar 2.3. Keruntuhan Akibat <i>push in</i>	12
Gambar 2.4. Analisa <i>push in</i> dengan Metode <i>Gross Pressure</i> :	14
Gambar 2.5. Jenis Tekanan Tanah Berdasarkan Arah Pergerakan Dinding. (Sumber : Weber, 2010).....	15
Gambar 2.6. Grafik arah perpindahan dinding terhadap tekanan yang bekerja	16
Gambar 2.7. Distribusi Tekanan Tanah Dalam Keadaan Diam (<i>at rest</i>) Pada Tembok	20
Gambar 2.8. Hidrodinamic Pada Galian Tanah	21
Gambar 2.9. <i>Diaphragm Wall</i>	22
Gambar 2.10. Perencanaan Penulangan pada <i>Diaphragm Wall</i> {sumber : Chang-Yu Ou, 2006}.....	24
Gambar 2.11. Tegangan pada Kondisi Ultimate di Beton Bertulang{sumber : Chang-Yu Ou, 2009}	25
Gambar 3.1. Bagan Alir Pembuatan Tugas Akhir	28
Gambar 4.1. Denah Basement.....	33
Gambar 4.2. Denah Dinding Penahan Tanah.....	34
Gambar 4.3. Model Beban Dinding 4 m.....	35
Gambar 4.4. Model Beban Dinding 4,5 m.....	35
Gambar 4.5. Percepatan periode pendek S_s	42
Gambar 4.6. Percepatan periode 1 detik	42
Gambar 4.7. Desain Spektra Indonesia	43
Gambar 4.8. Model Struktur atas	49
Gambar 4.9. Beban Mati Plat.....	50
Gambar 4.10. Beban Mati Dinding.....	50
Gambar 4.11. Beban Hidup Plat	51
Gambar 4.12. <i>Input</i> Faktor – faktor Beban Statik Ekuvalen Arah x.....	52

Gambar 4.13. <i>Input</i> Faktor – faktor Beban Ekuvalen Arah y	52
Gambar 4.14. <i>Input</i> Faktor – faktor Beban Statik Ekuvalen Arah x.....	53
Gambar 4.15. <i>Input</i> Faktor – faktor Beban Statik Ekuvalen Arah y.....	53
Gambar 4.16. Lokasi Proyek.....	56
Gambar 4.17. Grafik Nilai N-SPT vs Kedalaman.....	60
Gambar 4.18. Sketsa Perhitungan Tegangan Horizontal	68
Gambar 4.19. Diagram Tegangan Horizontal	72
Gambar 4.20. Keseimbangan Gaya Dinding Penahan Tanah Sebagai <i>free body</i>	73
Gambar 4.21. Denah Pondasi Basement	78
Gambar 4.22. Geometri Input Data Pada Program Plaxis V.8.10.....	82
Gambar 4.23. <i>Generate Mesh</i>	82
Gambar 4.24. <i>Initial Condition</i>	84
Gambar 4.25. <i>Generate Water Pressure</i>	83
Gambar 4.26. <i>Initial Stress Generation</i>	84
Gambar 4.27. Langkah – Langkah Kalkulasi Pada Program Plaxis V.8.10	86
Gambar 4.28. Total Displacement <i>Diaphragm Wall</i>	87
Gambar 4.29. Defleksi Maksimum <i>Diaphragm Wall</i>	87
Gambar 4.30. Momen Maksimum <i>Diaphragm Wall</i>	89
Gambar 4.31. Detail Perencanaan <i>Diaphragm Wall</i>	90
Gambar 4.32. Detail Penulangan Dinding <i>Diaphragm Wall</i>	90
Gambar 4.33. Geser Maksimum <i>Diaphragm Wall</i>	91
Gambar 4.34. Pembuatan <i>Guide Wall</i>	93
Gambar 4.35. Proses Galian.....	94
Gambar 4.36. Alat Galian <i>Vertical Grabber</i>	94
Gambar 4.37. Pemasangan <i>Stop Ends</i> Karet.....	95
Gambar 4.38. Pemasangan Tulangan.....	95
Gambar 4.39. Pengecoran Beton.....	96
Gambar 4.40. Metode <i>Dewatering Cut Off</i>	97

REDESIGN BASEMENT RUMAH SAKIT UMUM DAERAH CIAWI DENGAN DINDING PENAHAN TANAH JENIS *DIAPHRAGM WALL*

Abstrak

Kecamatan Ciawi adalah salah satu Kecamatan yang ada di Kabupaten Bogor. Kabupaten Bogor merupakan salah satu Kabupaten di Provinsi Jawa Barat dengan penduduk terbanyak. Oleh karenanya dibutuhkan beberapa Rumah Sakit Umum Daerah di Kabupaten Bogor sebagai pemberian layanan yang baik pada bidang kesehatan kepada rakyat. Rumah Sakit Umum Daerah Ciawi merupakan sebuah Rumah Sakit Umum Daerah yang memiliki luas 710 m² yang dibangun di Jalan Raya Puncak Gadog No.479, Bendungan, Kecamatan Ciawi, Kabupaten Bogor, Jawa Barat. Rumah Sakit Umum Daerah Ciawi ini berdiri dikawasan yang padat bangunan, oleh karena itu diperlukan pembangunan *basement* untuk lahan parkir yang tidak memakan banyak tempat.

Penulis melakukan Tugas Akhir ini untuk merencanakan *Basement* dengan jenis Dinding Penahan Tanah yang paling stabil. *Diaphragm Wall* merupakan jenis dinding penahan tanah yang kami gunakan dalam *Redesign Basement* Rumah Sakit Umum Daerah Ciawi. Metode perencanaannya adalah merencanakan kedalaman Dinding Penahan Tanah terlebih dahulu, kemudian dilakukan perencanaan mendetail untuk pembangunan *basement*, hingga akhirnya dilakukan pengujian keamanan pada bangunan.

Kata kunci : *Basement, Diaphragm Wall, Dinding Penahan Tanah, Penulangan Diaphragm Wall.*

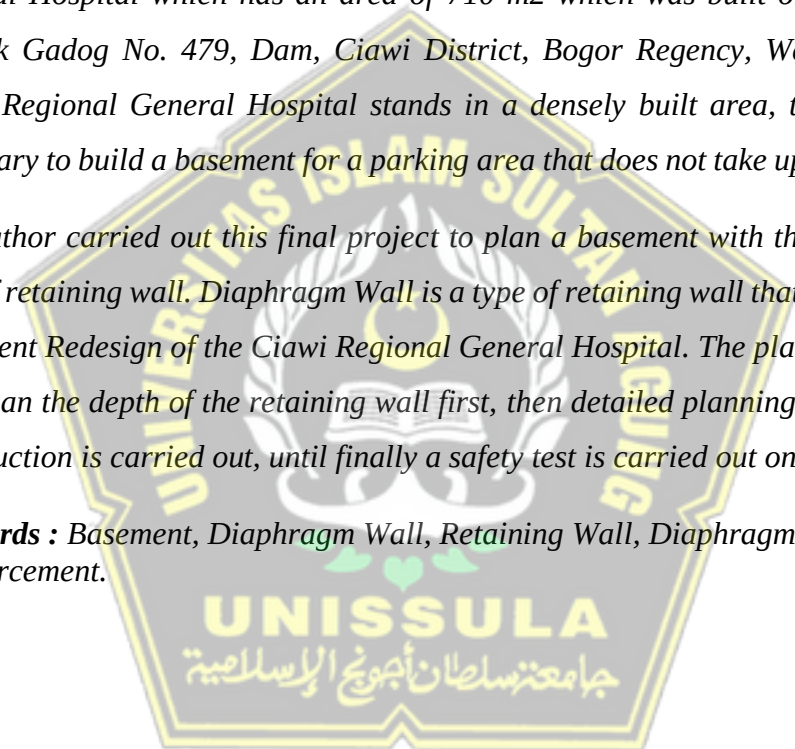
REDESIGN BASEMENT OF CIAWI REGIONAL GENERAL HOSPITAL WITH A DIAPHRAGM WALL TYPE OF SOIL RETAINING WALL

Abstract

Ciawi District is one of the districts in Bogor Regency. Bogor Regency is one of the regencies in West Java Province with the largest population. Therefore, it takes several Regional General Hospitals in Bogor Regency to provide good services in the health sector to the people. Ciawi Regional General Hospital is a Regional General Hospital which has an area of 710 m² which was built on Jalan Raya Puncak Gadog No. 479, Dam, Ciawi District, Bogor Regency, West Java. The Ciawi Regional General Hospital stands in a densely built area, therefore it is necessary to build a basement for a parking area that does not take up much space.

The author carried out this final project to plan a basement with the most stable type of retaining wall. Diaphragm Wall is a type of retaining wall that we use in the Basement Redesign of the Ciawi Regional General Hospital. The planning method is to plan the depth of the retaining wall first, then detailed planning for basement construction is carried out, until finally a safety test is carried out on the building.

Keywords : Basement, Diaphragm Wall, Retaining Wall, Diaphragm Wall Reinforcement.



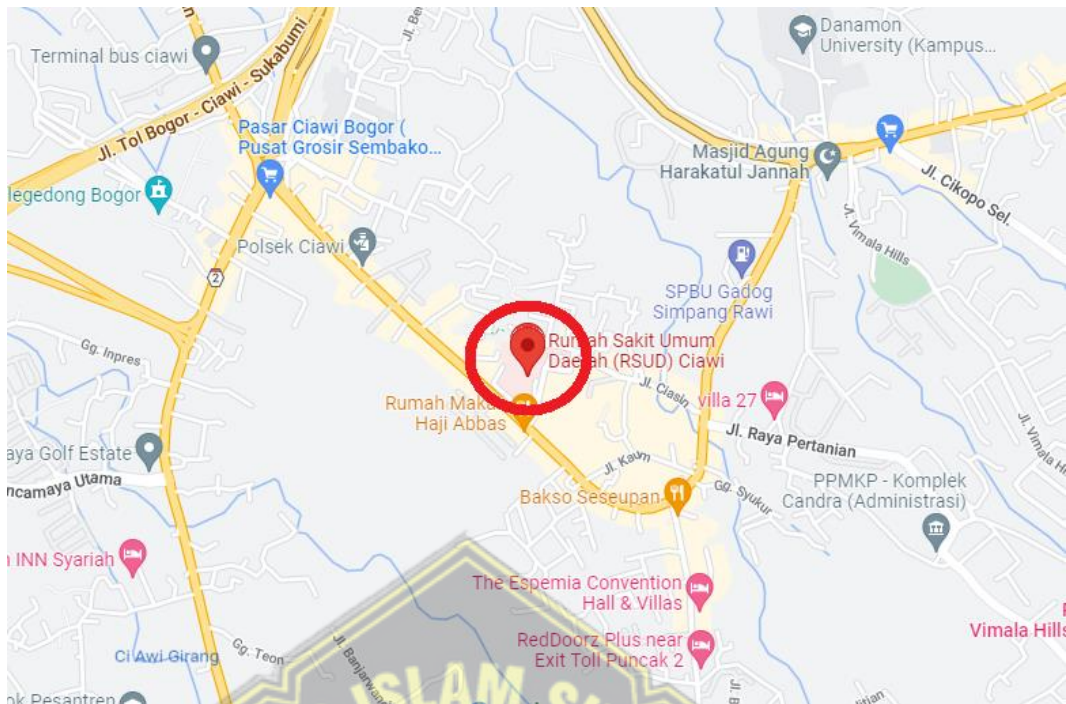
BAB I

PENDAHULUAN

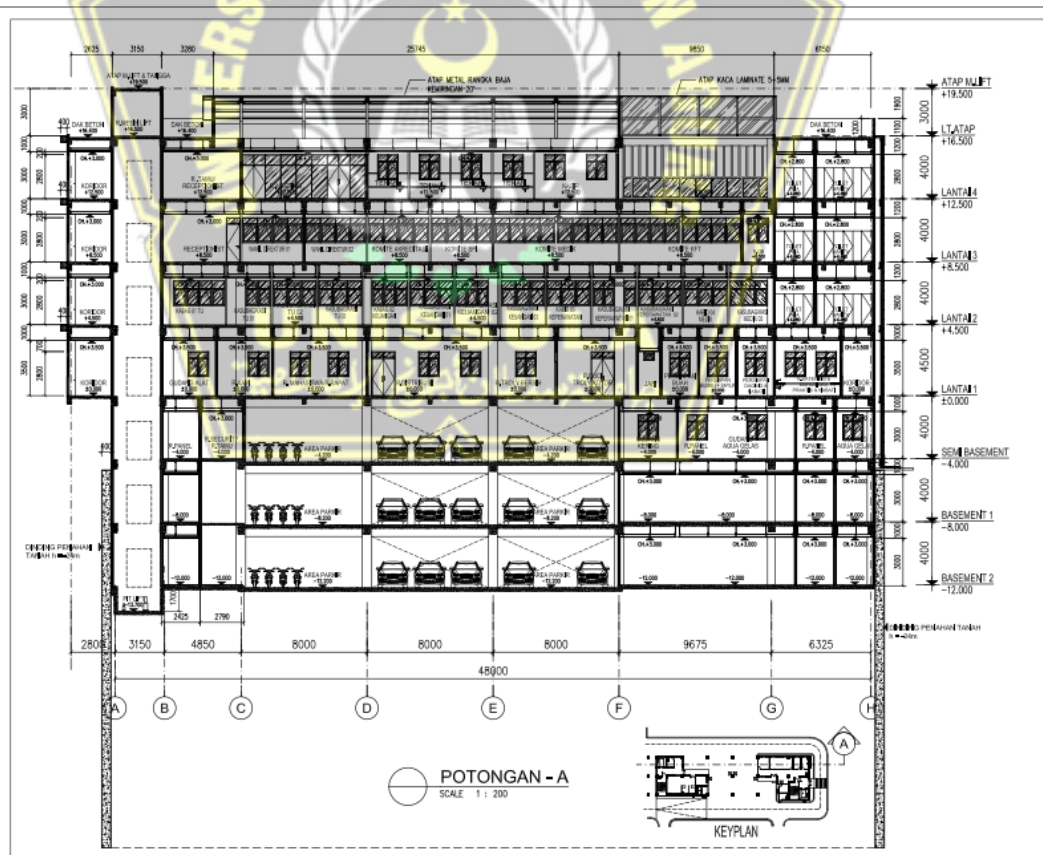
1.1. Latar Belakang

Wilayah Kabupaten Bogor merupakan salah satu wilayah pemerintahan di Provinsi Jawa Barat dengan jumlah penduduk terbesar di Indonesia dengan jumlah penduduk 5.489.536 pada tahun 2021 (sumber: BPS Kabupaten Bogor). Kabupaten Bogor meliputi wilayah seluas $\pm$ 2.938 km², dengan morfologi wilayah yang beragam mulai dari dataran yang relatif rendah di utara hingga dataran tinggi di selatan, dataran rendah sekitar 2,28% terletak pada ketinggian 15-100 meter di atas permukaan laut (mdpl), merupakan kategori ekologi hilir. Dataran bergelombang sekitar 43,62% pada ketinggian 100 sampai 500 meter di atas permukaan laut (mdpl), merupakan inti ekoregion. Sekitar 19,53% daerah pegunungan yang terletak antara 500 dan 1.000 meter di atas permukaan laut (mdpl), termasuk dalam kategori ekologi atas. 8,43% kawasan alpen berada pada ketinggian 1.000-2.000 meter di atas permukaan laut (mdpl), termasuk dalam kategori ekologi atas, dan 0,22% berada pada ketinggian 2.000-2.500 meter di atas permukaan laut (mdpl), yang merupakan kategori ekologi kelas atas. Dengan bentuk geografis sebagai berikut, Kabupaten Bogor memiliki sejumlah objek wisata yang terletak di daerah perbukitan seperti Puncak, Gunung Gede Pangrango, Gunung Salak, Gunung Nyungdung dan lain-lain.

Rumah Sakit Umum Daerah (RSUD) Ciawi merupakan rumah sakit terencana di Jalan Raya Puncak Gadog Road, No. 479, Bendungan, Kecamatan Ciawi, Kabupaten Bogor, Jawa Barat (16720). RS Ciawi sendiri seharusnya memiliki 4 lantai. Kondisi di sekitar lokasi proyek Rumah Sakit Umum Daerah merupakan kawasan padat bangunan dan sebelumnya telah ditempati beberapa bangunan seperti Horison Ultima Bhuvana Ciawi, Under Footing Merch, Area Parkir dan Jalan Raya Ciawi-Cianjur untuk lebih jelasnya lihat Gambar 1.1. Kondisi ruang yang terbatas, serta kebutuhan akan lahan parkir yang luas, membuat RS Ciawi memiliki lantai semi basement (tinggi -4,2m) dengan luas 160 m². Untuk lebih jelasnya lihat **Gambar 1.2**.



Gambar 1.1 Lokasi Proyek Gedung RSUD Ciawi



Gambar 1.2 Potongan A

Dilihat dari struktur geologinya, Kota Bogor terdiri dari aliran andesit, kipas parsial, sedimen, tuf dan breksi aluvial tuf dan kapili. Pada umumnya Kota Bogor ditutupi oleh batuan vulkanik yang berasal dari endapan (batuan sedimen) dua gunung berapi, yaitu Gunung Salak dan Gunung Pangrango (berupa batuan campuran ebag/kpal). Lapisan batuan ini berada sedikit di bawah permukaan tanah dan jauh dari aliran sungai. Sedimen permukaan umumnya berupa aluvial yang terdiri dari tanah, pasir dan kerikil akibat pelapukan sedimen yang tentunya baik untuk vegetasi. Tanah di seluruh wilayah Kota Bogor pada umumnya agak rentan terhadap erosi yang sebagian besar mengandung lempung dengan tekstur tanah yang halus sampai agak kasar, kecuali Kabupaten Bogor Barat, Tanah Sareal dan Bogor Tengah yang terdapat tanah lempung. tekstur lantai.

Tabel 1.1 Geologi Kota Bogor menurut Kecamatan

No	Kecamatan	Jenis Batuan (Ha)					Jumlah (Ha)
		Aliran Andesit	Kipas Aluvial	Endapan	Tufa	Lanau Breksi Tufan & Capili	
1	Bogor Utara	0.00	1,766.64	0.00	5.36	0.00	1,772.00
2	Bogor Timur	0.00	304.21	0.00	710.79	0.00	1,015.00
3	Bogor Selatan	445.01	0.00	0.00	1,838.81	797.18	3,081.00
4	Bogor Tengah	0.00	226.98	0.17	582.81	3.04	813.00
5	Bogor Barat	1,012.45	348.89	1,372.51	238.81	312.34	3,285.00
6	Tanah Sareal	1,262.15	603.26	0.00	18.59	0.00	1,884.00
Jumlah		2,719.61	3,249.98	1,372.68	3,395.17	1,112.56	11,850.00

(Sumber: Materi Teknis RT/RW Kota Bogor, 2011)

Oleh karena itu penulis melakukan Tugas akhir ini untuk merencanakan Basement dengan menggunakan Dinding Penahan Tanah jenis *diaphragm wall*, karena Dinding Penahan Tanah jenis *diaphragm wall* lebih efektif dibanding dengan jenis lainnya.

Tugas akhir ini juga menganalisa kekuatan dan metode konstruksi Dinding Penahan Tanah jenis *diaphragm wall*. Sedangkan metode konstruksi Gedung Rumah Sakit Umum Daerah Ciawi secara umum menggunakan metode *Top Down Contruction*.

1.2. Rumusan Masalah dari Tugas Akhir

1. Bagaimana kondisi tanah yang ada di lokasi proyek ?
2. Beban apa saja yang bekerja pada Dinding Penahan Tanah *basement* ?
3. Bagaimana cara merencanakan Dinding Penahan Tanah jenis *diaphragm wall* ?

1.3. Tujuan Penelitian

Perencanaan struktur dinding penahan tanah dan analisis tindakan pembangunan dinding diafragma basement RSUD Ciawi.

1.4. Batasan Masalah

1. Metode pelaksanaan konstruksi yang digunakan adalah metode *Top Down Contruaction*.
2. Tugas Akhir ini merencanakan Dinding Penahan Tanah jenis *diaphragm wall* saja.
3. Tugas Akhir ini menganalisa metode pelaksanaan konstruksi Dinding Penahan Tanah jenis *diaphragm wall* saja.

1.5. Manfaat

1. Sebagai referensi literatur untuk pengerjaan Dinding Penahan Tanah jenis *diaphragm wall* bagi proyek serupa dalam konstruksinya.
2. Sebagai referensi literatur untuk pengerjaan Tugas Akhir dengan topik yang serupa pada masa mendatang.

1.6. Sistematika Penulisan

Bab I Berisi pendahuluan yang menguraikan konteks, maksud dan tujuan, peta lokasi. Orisinalitas penelitian dan sistematika artikel.

Bab II Berisi tentang tujuan perpustakaan sebagai gambaran teori-teori yang berkaitan dengan topik dan dikaji atas dasar kepustakaan. hasil pengamatan dan pendapat ahli yang sama, serta penggunaan rumus atau pedoman yang berlaku dalam analisis komputasi hal-hal terkait.

- Bab III** Berisi tentang metode dan asumsi tentang cara menganalisis masalah perangkat keras analitik komputasional pada tugas akhir berikutnya. Atau mencari solusi dan mengumpulkan data. Sumber data yang digunakan dalam analisis komputasi draf tugas akhir ini.
- Bab IV** Menyajikan redesign, perhitungan dan analisis permasalahan terkait *basement* RSUD Ciawi
- Bab V** Perhitungan aman tidaknya struktur Basement Rumah Sakit Umum Daerah Ciawi



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Koreksi Nilai N-SPT

Data hasil uji penetrasi standar yang selanjutnya disebut SPT, harus diolah terlebih dahulu dan dianalisis karena data lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan. Nilai SPT asli yang didapat dari lapangan harus dikoreksi terlebih dahulu.

2.1.1. Koreksi terhadap muka air tanah

Koreksi ini khusus untuk pasir halus, pasir campuran dan batu lanau yang berada di bawah muka air tanah dan hanya jika $N-SPT > 15$ karena pada saat melewati splitter SPT akan terdapat air pori penting yang cukup. Tegangan tersebut mengakibatkan nilai N yang diperoleh lebih tinggi dari nilai yang dipersyaratkan. Koreksi dilakukan dengan memilih nilai terkecil N1 dari dua rumus berikut :

$$N1 = 15 + \frac{1}{2} (N - 15) \quad (\text{Terzaghi \& Peck, 1960}) \dots\dots\dots (2.1)$$

$$N1 = 0,6N \quad (\text{Bazaara, 1967}) \dots\dots\dots (2.2)$$

dimana,

N1 = NSPT hasil koreksi

N = NSPT lapangan

Untuk jenis tanah lempung, lanau, dan pasir kasar dengan nilai NSPT < 15 tidak dilakukan koreksi sehingga nilai $N1 = NSPT$. Apabila nilai NSPT > 15, maka tidak dilakukan koreksi baik terhadap muka air tanah maupun terhadap *overburden pressure* tanah.

2.1.2. Koreksi terhadap *overburden pressure* tanah

Hasil koreksi terhadap muka air tanah (NSPT) dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan vertikal efektif (*overburden pressure*) pada lapisan tanah dimana harga NSPT tersebut didapatkan. Digunakan rumusan *overburden pressure* sebagai berikut :

Untuk $p_o \leq 75 \text{ kN/m}^2$

$$N2 = 4N1 / (1 + 0.04p_o) \quad (\text{Bazaara, 1967}) \dots\dots\dots (2.3a)$$

Untuk $p_o \geq 75 \text{ kN/m}^2$:

$$N2 = 4N1 / (3,25 + 0.01p_o) \quad (\text{Bazaara, 1967}) \dots\dots\dots (2.3b)$$

Setelah didapatkan nilai N_2 , maka dilakukan pengecekan Kembali terhadap nilai N_2 dimana $N_2 \leq 2 N_1$. Apabila $N_2 > 2 N_1$, maka $N_2 = N_1$.

2.2. Koreksi Data Tanah

Dalam perencanaan, diperlukan data parameter tanah seperti kohesi (C), berat volume tanah (γ) *saturated* ataupun *dry*, dan sudut geser tanah (ϕ). Sumber utama data parameter tanah adalah hasil dari uji laboratorium. Apabila pada kenyataannya tidak dimungkinkan untuk dilaksanakan uji laboratorium, maka dapat diporeleh parameter tanah dengan cara mengkorelasikan nilai N-SPT dengan tabel korelasi dari hasil penelitian para ahli pada kasus – kasus sebelumnya. Untuk mendapatkan data – data tersebut digunakan tabel korelasi antara N-SPT dengan parameter – parameter tersebut seperti terlihat pada **Tabel 2.1.** sampai **Tabel 2.4.**

Tabel 2.1. Korelasi Nilai N-SPT Terhadap Nilai C_u

Konsistensi tanah	Taksiran harga kekuatan geser undrained, C_u		Taksiran harga SPT, harga N	Taksiran harga tahanan conus, q_c (dari sondir)	
	kPa	ton/m ²		kg/cm ²	kPa
Sanagat lunak	0 – 12,5	0 – 1,25	0 – 2,5	0 – 10	0 – 1000
Lunak	12,5 – 25	1,25 – 2,5	2,5 – 5	10 – 20	1000 – 2000
Menengah	25 – 50	2,5 – 5	5 – 10	20 – 40	2000 – 4000
Kaku	50 – 100	5 – 10	10 – 20	40 – 75	4000 – 7500
Sangat kaku	100 – 200	10 – 20	20 – 40	75 – 150	7500 – 15000
Keras	> 200	> 20	> 40	> 150	> 15000

Sumber : Mochtar, 2012

Tabel 2.2. Korelasi Nilai N-SPT Terhadap Nilai ϕ

Type	Soil description	Effective cohesion (kPa)	Friction angle (degrees)
Cohesive	Soft - organic	5 – 10	10 – 20
	Soft – non organic	10 – 20	15 – 25
	Stiff	20 – 50	20 – 30
	Hard	50 - 100	25 - 30

Sumber : Look, 2007

Tabel 2.3. Korelasi Nilai N-SPT Terhadap Nilai γ dan q_u

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

Sumber : J.E. Bowles, 1984

Tabel 2.4. Korelasi Tipe Tanah dengan Modulus Elastisitas dan Possion's Ratio

Type of soil	<i>Modulus of elasticity, E_s</i>		Poisson's ratio, μ_s
	MN/m ³	Lb/in ²	
Loose sand	10,5 – 24,0	1500 – 3500	0,20 – 0,40
Medium dense sand	17,25 – 27,60	2500 – 4000	0,25 – 0,40
Dense sand	34,50 – 55,20	5000 – 8000	0,30 – 0,45
Silty sand	10,35 – 17,25	1500 – 2500	0,20 – 0,40
Sand and gravel	69,00 – 172,50	10.000 – 25.000	0,15 – 0,35
Soft clay	4,1 – 20,7	600 – 3000	
Medium clay	20,7 – 41,4	3000 - 6000	0,20 – 0,50
Stiff clay	41,4 – 96,6	6000 – 14.000	

Sumber : Braja M Das

2.3. Sistem Struktur Tahan Gempa

Pada sebuah bangunan tinggi umumnya memiliki gaya – gaya pada kolom yang cukup besar untuk menahan beban gempa yang terjadi sehingga adanua elemen –

elemen struktur kaku berupa dinding geser untuk menahan kombinasi gaya geser, momen, gaya aksial yang timbul akibat beban gempa.

Kerjasama antara sistem rangka penahan momen dan dinding geser merupakan suatu kondisi khusus, dimana dua struktur yang memiliki perbedaan sifat digabungkan menjadi satu, dari gabungan kedua struktur yang lebih kuat dan ekonomis. Kerjasama ini dapat dibedakan menjadi beberapa sistem struktur, yaitu:

1. Sistem dinding penumpu
2. Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)
3. Desain Kapasitas

2.3.1. Sistem Dinding Penumpu

Sistem dinding penumpu adalah sistem struktur yang tidak memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Dinding penumpu atau sistem bresing memikul hampir semua beban gravitasi. Sistem dinding penumpu dapat diklasifikasikan sebagai berikut :

1. Dinding Struktural Beton Biasa (DSBB)
2. Dinding Struktural Beton Khusus (DSBK)

2.3.2. Sistem Rangka Pemikul Momen

Sistem rangka pemikul momen adalah sistem rangka dimana komponen – komponen struktur dan join – joinnya menahan gaya – gaya yang bekerja serta memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Sistem ini dibagi menjadi tiga bagian yaitu (Karisoh *et.al.*, 2018) :

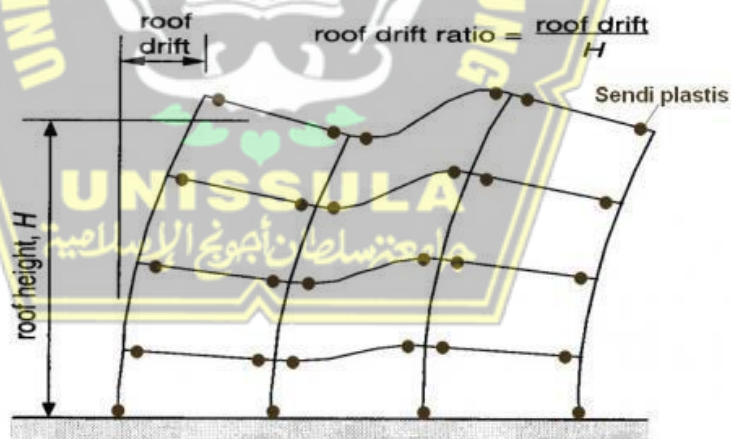
1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), sistem ini memiliki tingkat dektilisasi terbatas dan hanya cocok digunakan pada daerah dengan tingkat resiko gempa yang rendah, kelebihan dari sistem ini adalah arsitekturalnya yang sederhana dan biaya yang terjangkau, sedangkan kekurangan dari sistem ini adalah struktur sangat beresiko jika sewaktu – waktu terjadi perubahan alam dan mempengaruhi kondisi tanah yang ada.
2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), sistem ini memiliki tingkat dektilitas sedang dan cocok digunakan pada daerah dengan tingkat resiko gempa yang sedang, kelebihan dari sistem ini

adalah arsitektural yang sederhana dan tidak memerlukan banyak perkuatan, sedangkan kekurangan dari sistem ini adalah struktur angat beresiko jika sewaktu – waktu terjadi perubahan alam dan memperngaruhi kondisi tanah yang ada.

3. Sitem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), sitem ini memiliki tingkat dektilitas tinggi dan cocok digunakan pada daerah dengan tingkat resiko gempa yang tinggi, prinsip dari sistem ini yaitu *strong kolom weak beam*, tahan terhadap geser dan memiliki pendetailan yang khusus, kelebihan dari sistem ini adalah dari arsitekturalnya yang sederhana, sedangkan kekurangannya yaitu pendetailan yang *complex* sehingga dapat mempersulit pekerjaan.

2.3.3. Desain Kapasitas

Konsep desain kapasitas adalah dengan meningkatkan daktilitas elemen – elemen struktur dan perlindungan elemen – elemen struktur lain yang diharapkan dapat berperilaku elastic, sehingga struktur memiliki ketahanan terhadap gaya lateral (gempa bumi), hal ini bertujuan untuk mencegah struktur mengalami keruntuhan bangunan yang dapat menimbulkan terjadi korban jiwa

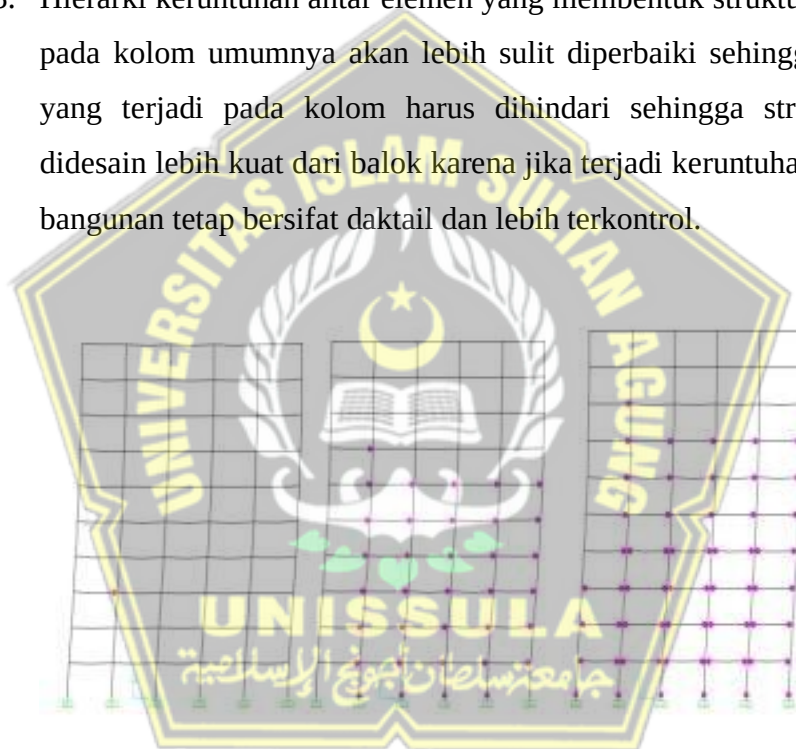


Gambar 2.1. Kontruksi bangunan dengan desain kapasitas

Sumber : <http://www.perencanaanstruktur.com/2010/07/perencanaan-bangunan-tahan-gempa.html>

Adapun juga hierarki keruntuhan yang perlu diperhatikan yaitu :

1. Hierarki keruntuhan antar bahan – bahan didalam struktur beton bertulang. Baja merupakan bahan yang lebih dektail daripada bahan beton. Sehingga diharapkan baja tersebut mengalami keruntuhan terlebih dahulu sebelum kolom.
2. Hierarki keruntuhan antar mekanisme gaya pada elemen struktur. Keruntuhan elemn struktur akibat lentur harus terjadi terlebih dahulu sebelum keruntuhan akibat gaya gser sehingga dihasilkan keruntuhan yang lebih daktail.
3. Hierarki keruntuhan antar elemen yang membentuk struktur. Kerusakan pada kolom umumnya akan lebih sulit diperbaiki sehingga kerusakan yang terjadi pada kolom harus dihindari sehingga struktur kolom didesain lebih kuat dari balok karena jika terjadi keruntuhan pada balok bangunan tetap bersifat daktail dan lebih terkontrol.

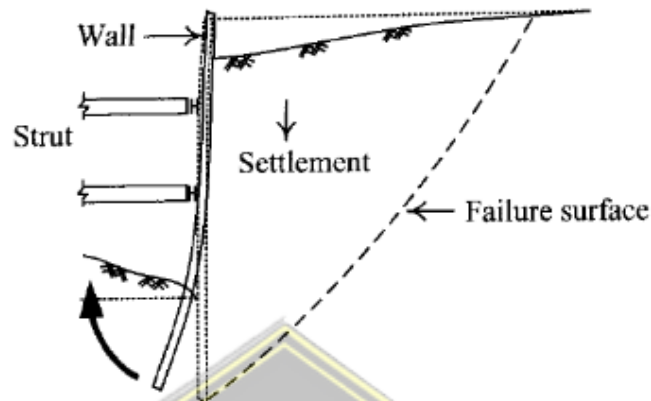


Gambar 2.2. Lokasi sendi plastis struktur Gedung pada tahap bebas *push-over*

2.4. Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Disaat gaya geser sesuatu titik dalam tanah melebihi atau dalam kondisi seimbang dengan gaya geser tanah, titik tersebut berada dalam keadaan kritis atau akan mengalami keruntuhan. Bidang keruntuhan akan terbentuk pada saat banayak titik keruntuhan bersatu membentuk suatu bidang, sehingga mengakibatkan galian runtuh (*collapse*). Inilah yang dimaksud dengan *overall shear failure*. Kegagalan atau keruntuhan dalam galian adalah bencana dalam kawasan penggalian karena

membahayakan bagi para pekerja dan peralatan, sehingga untuk menghindari kegagalan serta keruntuhan dibutuhkan Analisa keruntuhan dengan analisa push – in yang akan dijelaskan melalui **Gambar 2.3**.



Gambar 2.3. Keruntuhan Akibat *push in*

Dorongan pada analisa *push in* disebabkan oleh tekanan tanah. Ketika kondisi kritis, dimana hal tersebut dapat mengakibatkan dinding bergerak dalam jarak yang cukup jauh dari posisi semula terutama pada daerah dinding yang tertanam dalam tanah sehingga mengakibatkan keruntuhan seutuhnya.

Metode yang digunakan pada analisa *push in* adalah metode *free earth support* dengan memodelkan dinding di bawah posisi *strut* terbawah sebagai *free body* dan melakukan analasi kesetimbangan gaya, seperti ditunjukkan pada **Gambar 2.4**. dan juga menghitung distribusi tekanan tanah baik aktif maupun pasif yang akan dijelaskan pada **Gambar 2.5**. Setelah itu, factor keamanan terhadap *push in* dapat dicari menggunakan rumusan berikut ini :

$$F_p = \frac{M_r}{M_d} = \frac{P_p L_p + M_s}{P_a L_a} \dots\dots\dots (2.4)$$

dimana,

F_p = faktor keamanan terhadap *push in*

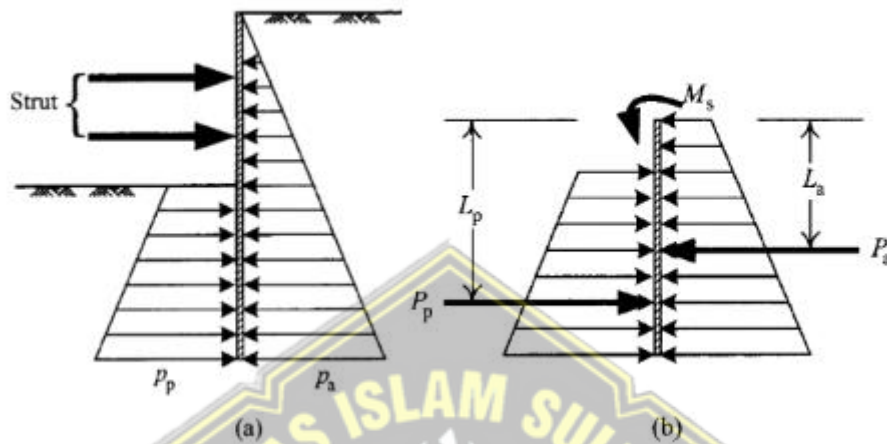
M_r = momen resisten

M_d = momen pendorong

P_a = resultan gaya tekan tanah aktif

L_a = jarak dari *strut* terbawah ke titik tangkap gaya P_a

M_s = momen lentur yang diijinkan pada dinding penahan tanah
 P_p = resultan gaya tekan tanah pasif
 L_p = jarak dari *strut* terbawah ke titik tangkap gaya P_p



Gambar 2.4. Analisa *push in* dengan Metode Gross Pressure :

- (a) distribusi Gross Earth Pressure dan
 (b) kesetimbangan gaya dinding penahan tanah sebagai *free body*

Persamaan (2.4) biasa disebut dengan metode *gross pressure*. Faktor keamanan yang disarankan oleh JSA (1988) dan TGS (2001) adalah $F_p \geq 1,5$, namun saat mengasumsikan $M_s = 0$, maka dapat digunakan $F_p \geq 1,2$. Selain menghitung faktor keamanan akibat *push in*, persamaan (2.4) dapat digunakan untuk mencari kedalaman penetrasi dinding penahan tanah yang tertanam dengan berbagai macam nilai faktor keamanan.

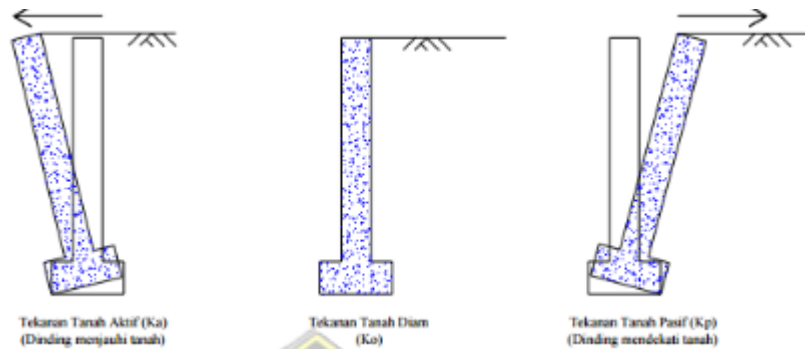
2.4.1. Tekanan lateral tanah

Tekanan lateral tanah lateral adalah gaya yang ditimbulkan oleh akibat dorongan tanah dibelakang struktur penahan tanah pada bidang horizontal. Tekanan tanah lateral dapat dibagi menjadi 3 kategori, yaitu:

1. Jika dinding menjauhi tanah, hingga terjadi keruntuhan, nilai K mencapai minimum yang dinamakan tekanan tanah (K_a).
2. Jika dinding bergerak menekan kearah tanah hingga runtuh, koefisien K mencapai nilai maksimum yang dinamakan tekanan tanah pasif (K_p).

3. Jika dinding tidak bergerak, K menjadi koefisien tekanan tanah diam (K_0).

Gambar 2.5. Jenis Tekanan Tanah Berdasarkan Arah Pergerakan Dinding (Weber, 2010)



Jenis tanah, tinggi dinding dan tekanan lateral yang bekerja mempengaruhi besarnya perpindahan dinding penahan tanah. **Tabel 2.6** menunjukkan hubungan jenis tanah, tinggi dinding dan perpindahan dinding untuk tekanan tanah pasif. **Gambar 2.4** menunjukkan grafik arah perpindahan dinding terhadap tekanan yang bekerja.

Tabel 2.5. Hubungan jenis tanah, tinggi dinding dan perpindahan dinding untuk tekanan tanah aktif

Jenis Tanah	Δx Aktif
Pasir Padat	0,001H – 0,002H
Pasir Lepas	0,002H – 0,004H
Lempung Keras	0,01H – 0,02H
Lempung Lunak	0,02H – 0,05H

Sumber : Gouw, 2009

Tabel 2.6. Hubungan jenis tanah, tinggi dinding dan perpindahan dinding untuk tekanan tanah pasif

Jenis Tanah	Δx Aktif
Pasir Padat	0,005H
Pasir Lepas	0,01H
Lempung Keras	0,01H
Lempung Lunak	0,05H

Sumber : Gouw, 2009



Gambar 2.6. Grafik arah perpindahan dinding terhadap tekanan yang bekerja

A. Tekanan Tanah Aktif

Suatu dinding menahan tanah dalam keseimbangan menahan tekanan tanah horizontal. Tekanan ini dapat dievaluasi dengan menggunakan koefisien tanah K_a . Jadi bila berat suatu tanah sampai kedalam H maka tekanan tanahnya adalah γH dengan γ adalah berat volume tanah, dan arah dari tekanan tersebut adalah arahnya vertikal keatas. Sedangkan untuk mendapatkan tekanan horizontal maka K_a adalah menjadi tekanan horizontal.

Oleh karena itu tekanan horizontal dapat dituliskan sebagai :

$$\sigma_{\alpha} = K_{\alpha} \times \gamma \times H \dots\dots\dots (2.5)$$

Dimana harga K_{α} :

Untuk tanah datar :

$$K_{\alpha} = \frac{1 - \sin Q}{1 + \sin Q} = \tan^2 \left(45 - \frac{Q}{2} \right) \dots\dots\dots (2.6)$$

Untuk tanah miring :

$$K_{\alpha} = \left(\frac{\cos Q}{1 + \sqrt{\frac{\sin Q \sin(Q-\delta)}{\cos \delta}}} \right)^2 \dots\dots\dots (2.7)$$

Keterangan :

Q = sudut geser tanah

δ = kemiringan tanah

Selain itu, kohesi sebagai lekatan antara butiran tanah juga memiliki pengaruh mengurangi tekanan aktif tanah yaitu sebesar $2c\sqrt{K_{\alpha}}$, sehingga perumusan menjadi :

$$\sigma_{\alpha} = K_{\alpha} \times \gamma \times H - 2 \times c \times \sqrt{K_{\alpha}} \dots\dots\dots (2.8)$$

dimana, c = kohesi tanah.

B. Tekanan Tanah Pasif

Dalam hal tertentu suatu dinding penahan tanah dapat terdorong kearah tanah yang ditahan. Hal itu disebut sebagai tekanan tanah pasif. Arah dari tekanan tanah pasif berlawanan dengan arah tekanan tanah aktif.

Rumusan tekanan horizontal pasif dapat dituliskan sebagai berikut;

$$\sigma_p = K_p \times \gamma \times H \dots\dots\dots (2.9)$$

Dimana harga K_p

Untuk tanah datar adalah :

$$K_p = \frac{1 + \sin Q}{1 - \sin Q} = \tan^2 \left(45 + \frac{Q}{2} \right) = \frac{1}{K_{\alpha}} \dots\dots\dots (2.10)$$

Untuk tanah miring adalah :

$$K_{\alpha} = \left(\frac{\cos Q}{1 + \sqrt{\frac{\sin Q \sin(Q+\delta)}{\cos \delta}}} \right) \dots \dots \dots (2.11)$$

Keterangan :

Q = sudut geser tanah

δ = kemiringan tanah

dalam kasus tekanan lateral pasif, kohesi (letakan antar butiran tanah) mempunyai pengaruh memperbesar tekanan pasif tanah sebesar $2c\sqrt{K_{\alpha}}$, sehingga perumusan menjadi :

$$\sigma_p = K_p \times \gamma \times H - 2 \times c \times \sqrt{K_p} \dots \dots \dots (2.12)$$

Dimana c = kohesi.

C. Tekanan Tanah Dalam Keadaan Diam

Dimana dinding penahan tanah dalam keadaan diam, yaitu bila dinding tidak bergerak ke salah satu arah baik ke kanan maupun ke kiri dari posisi awal, maka massa tanah dakan berada dalam keseimbangan elastis (*elastic equilibrium*). Rasio tekanan arah horizontal dan tekanan arah vertikal dinamakan “koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam (*coefficient of eart pressure at rest*), K_0 ”, atau

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \dots \dots \dots (2.13)$$

Karena $\sigma_h = \gamma z$, maka

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

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

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

Brooker dan Ireland (1965) menyarankan agar kita menggunakan persamaan berikut ini untuk menghitung harga K_0 dari tanah lempung yang berkonsolidasi normal (*normally consolidated*)

$$K_0 = 0,95 - \sin \phi$$

Sudut ϕ dalam persamaan (2.11) dan (2.12) adalah sudut geser tanah dalam keadaan air teralirkan (*drained*). Untuk tanah lempung yang terkondolidasi lebih (*overconsolidated*), koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam (*at rest*) dapat diperkirakan sebagai berikut :

$$K_0 (\text{overconsolidated}) = K_0 (\text{normally consolidated}) \sqrt{OCR} \dots\dots\dots (2.17)$$

dengan :

OCR = *overconsolidation ratio* (rasio terkonsolidasi lebih) Rasio terkonsolidasi lebih didefinisikan sebagai :

$$OCR = \frac{\text{tekanan pra konsolidasi}}{\text{tekanan aktif akibat lapisan tanah di atasnya}} \dots\dots\dots (2.18)$$

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

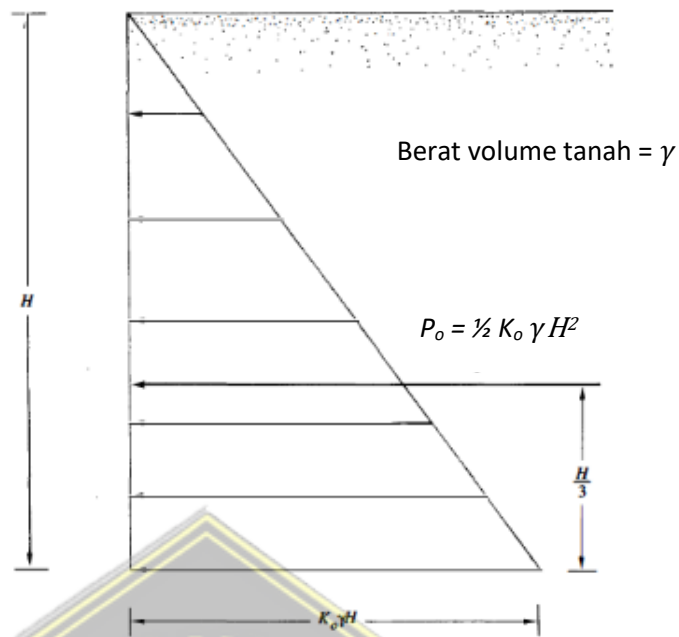
$$K_0 = 0,19 + 0,223 \log (PI) \dots\dots\dots (2.19)$$

dengan :

PI = indeks plastisitas

Gambar 2.3 menunjukkan distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam yang bekerja pada dinding setinggi H. Gaya total per satuan lebar dinding P_0 , adalah sama dengan luas dari diagram tekanan tanah yang bersangkutan. Jadi,

$$P_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma H^2 \dots\dots\dots (2.20)$$

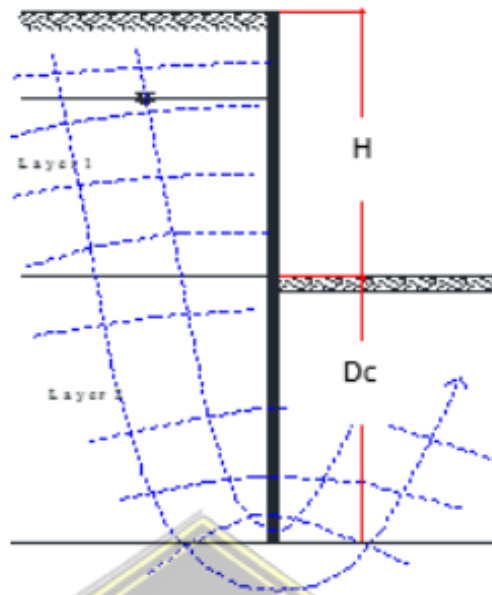


Gambar 2.7. Distribusi Tekanan Tanah Dalam Keadaan Diam
(*at rest*) Pada Tembok

2.4.2. Tekanan lateral tanah

Setelah dihitung kedalaman *retaining wall* berdasarkan kesetimbangan gaya, kemudian perlu juga untuk menghitung kedalaman *retaining wall* berdasarkan keamanan terhadap aliran air yang lebih dikenal dengan *hydrodynamic*.

Perbedaan ketinggian hidrolis air antar daerah aktif dan pasif dapat menyebabkan pergerakan air kedalam daerah pasif tanah, dalam hal ini adalah lubang galian seperti terlihat pada **Gambar 2.6**. Kedalaman yang aman terhadap *hydrodynamic* berarti dinding dapat memotong aliran tanah, sehingga pada saat proses pengaliran nantinya aliran air tidak akan menjadi masalah yang serius namun tetap harus dilakukan pekerjaan *dewatering*.



Gambar 2.8. Hidrodinamic Pada Galian Tanah

Kedalaman penurapan (D_c) harus cukup untuk mengatasi gejala *hydrodynamic* yang dapat mengganggu kestabilan dinding dan lubang galian tanah. Kedalaman penurapan (D_c) dapat dihitung dengan mengontrol rasio antara nilai gradien hidrolis i dengan gradien hidrokritis.

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

$$\frac{\Delta h}{D_c} \times 1,2 < \frac{\gamma'}{\gamma_w} \dots\dots\dots (2.21)$$

dimana,

Δh = Selisih antara dasar galian dengan kedalaman muka air tanah (m)

D_c = Kedalaman penurapan (m)

γ' = Berat jenis efektif tanah (kN/m^3)

γ = Berat jenis air (kN/m^3)

pelat sepanjang dinding penahan tanah yang tertanam terdapat lapisan tanah kedap air yang menjadi sebagai penahan gaya angkat ini. Kontrol terhadap *uplift* dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$F_b = \frac{W_{struktur} + \Sigma \gamma_t \cdot h_t + Q_s/3}{H_w \cdot \gamma_w \cdot A} \dots\dots\dots (2.22)$$

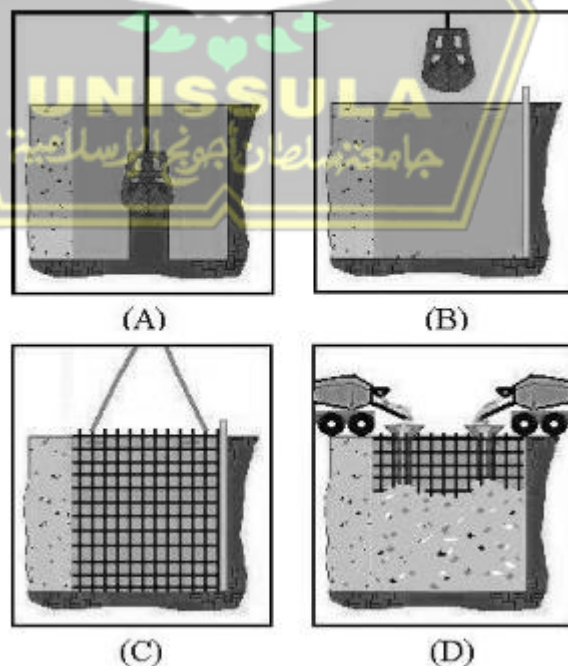
dimana,

- F_b = faktor keamanan terhadap gaya angkat $\geq 1,2$
 $W_{struktur}$ = berat struktur di atas tanah galian
 γ_t = berat jenis kedap air
 h_t = tebal lapisan tanah kedap air
 Q_s = *skin friction* dinding penahan tanah

$$= q_{si} \cdot A_{si} = \sum_{i=0}^{i=l} \left(\frac{N_{si}}{3} + 1 \right) \cdot A_{si}$$
 (Luciano DeCourt, (1982))
 H_w = tinggi muka air tanah
 γ_w = berat jenis air tanah
 A = luasan pelat paling bawah

2.5. Diaphragm Wall

Diaphragm Wall adalah salah satu jenis dinding penahan tanah (*retaining wall*) yang bisa juga digunakan sekaligus untuk dinding *basement* pada struktur bangunan yang memiliki lantai bawah tanah. Pengerjaan dilakukan sebelum melakukan pekerjaan galian tanah dengan cara melakukan pengeboran, pemasangan tulangan kemudian diakhir dengan pengecoran. Setelah struktur *Diaphragm Wall* mencukupi umur serta kekuatannya maka bisa dilanjutkan dengan pekerjaan galian tanah.



Gambar 2.9. Diaphragm Wall

Kelebihan dalam menggunakan *Diaphragm Wall* diantaranya :

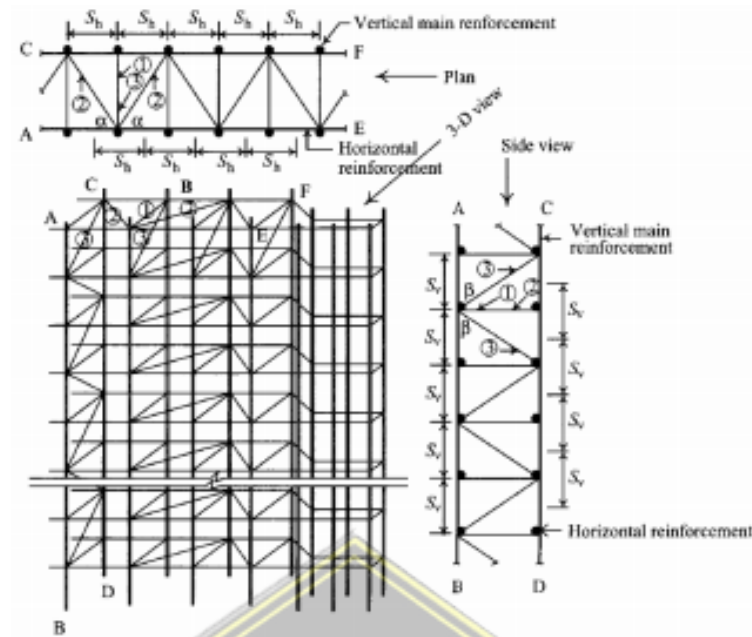
1. Proses pengerjaan lebih cepat dibanding konstruksi Dinding Penahan Tanah lainnya.
2. Dapat dikombinasikan dengan metode *Top Down Construction* sehingga waktu pengerjaan lebih efisien.
3. Pengerjaan minim polusi suara dan getaran

Kelemahan dalam menggunakan *Diaphragm Wall* diantaranya :

1. Biaya relative lebih tinggi dibanding konstruksi Dinding Penahan Tanah lainnya.
2. Sambungan panel *Diaphragm Wall* rentan bocor (*leaked*), sehingga perlu dilakukan grouting pada area yang bocor.

Mendesain *Diaphragm Wall* terdiri dari perencanaan ketebalan dinding dan penulangannya. Ketebalan dinding biasanya ditentukan dan penulangannya. Ketebalan dinding biasanya ditentukan melalui analisa tegangan, analisa deformasi dinding, dan studi kelayakan detailing penulangan dinding. Menurut Chang Yu-Ou (2006), ketebalan *Diaphragm Wall* dapat diasumsikan sebesar 5% He (Kedalaman Galian) di *preliminary design*. Perhitungan penulangan *Diaphragm Wall* secara umum mengikuti metode LFRD. Desain utama penulangan meliputi tulangan vertikal, tulangan horizontal, dan tulangan geser seperti ditunjukkan pada gambar 2.8. Perhitungan penulangan didasarkan pada *bending moment* dan *shear envelope* yang didapat dari analisa tegangan pada program bantu Plazis 8.6.

Perhitungan kebutuhan tulangan dilakukan berdasarkan momen lentur dan gaya geser terbesar yang didapat dari analisa tegangan menggunakan program bantu.



Gambar 2.10. Perencanaan Penulangan pada *Diaphragm Wall*
(Chang-Yu Ou, 2006)

Berikut ini adalah dasar teori yang digunakan pada saat perencanaan utama penulangan *Diaphragm Wall* :

A. Tulangan Vertikal

Momen penahan lentur nominal dari beton dapat dicari melalui perumusan berikut ini dan ditunjukkan pada **Gambar 2.11.** :

$$MR = (1/\phi) \rho_{max} f_y (1 - 0,59(\rho_{max} f_y)/f'_c) b d^2$$

dimana,

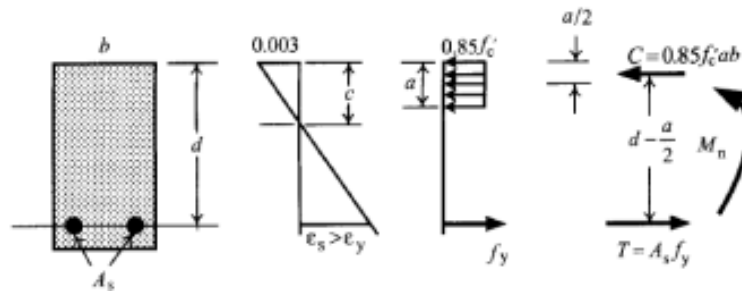
d = jarak dari serat kompresi ekstrem ke pusat tulangan

ρ_{max} = rasio penulangan maksimum = $0,75 \rho_b$

(ϕ) = faktor reduksi momen lentur = 0,9

f'_c = mutu beton

f_y = mutu tulangan



Gambar 2.11. Tegangan pada Kondisi Ultimate di Beton Bertulang (Chang-Yu Ou, 2009)

Rasio tulangan saat keadaan balanced dapat dihitung menggunakan perumusan berikut ini :

$$\rho b = (0,85 f'c) \beta_1 (6120 / (6120 + f_y))$$

dimana,

$$\beta_1 =$$

$$0,85 \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,85 - 0,05 ((f'c - 280)/70) \geq 0,65, f'c > 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Saat } Mu \leq \phi MR$$

Perencanaan penulangan yang perlu direncanakan hanya tulangan Tarik saja seperti berikut ini :

- Menentukan rasio kekuatan material $m = f_y / 0,85 f'c$
- Menentukan rasio penulangan $\rho = 1/m (1 - \sqrt{(1 - 2mMn / f_y b d^2)})$
- Menentukan luas tulangan yang diperlukan $A_s = \rho b d$ saat $Mu > \phi MR$

Kondisi ini menjelaskan bahwa tulangan tarik sudah mencapai tegangan maksimumnya, dimana momen penahan nominal masih lebih kecil daripada bending momennya. Kondisi ini mengakibatkan perlunya perencanaan penulangan tekan sebagai berikut :

- Mencari nilai a

$$a = T_1 / 0,85 f'c = \rho_1 b d f_y / 0,85 f'c b$$

- Menghitung bending moment tulangan tekan

$$M_2 = M_a - M_1 = M_n - T_1 (d - a / 2)$$

- Menentukan luasan tulangan yang diperlukan

$$A_s = A_{s1} - A_{s2} = \rho_1 b d + M_2 / f_y (d - d')$$

B. Tulangan Horizontal

Tulangan horizontal diperlukan karena adanya efek susut beton oleh temperatur dan perhitungannya menggunakan persamaan berikut ini :

$$A_s =$$

$$\{0,002 A_g (f_y < 4200 \text{ kg/cm}^2)$$

$$0,0018 A_g (f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2)$$

$$0,0018 (4200 / f_y) A_g \geq 0,00144 A_g (f_y > 4200 \text{ kg/cm}^2)$$

C. Tulangan Geser

Tulangan geser direncanakan apabila $V_u \geq V_c = \phi 0,53 \sqrt{f'c} b d$ dimana $\phi = 0,85$. Terdapat 3 jenis tulangan geser seperti pada **Gambar 2.4** terdiri dari satu tulangan utama dan dua tulangan miring. Apabila jarak horizontal antar dua tulangan geser sama dengan asumsi $b = 100 \text{ cm}$, maka :

$$A_v = 100 A_b S_h \text{ dimana,}$$

$$A_v = \text{luasan total seluruh tulangan geser pada jarak horizontal}$$

$$A_b = \text{luasan bagian dari sebuah tulangan geser}$$

$$S_h = \text{jarak horizontal antar tulangan geser}$$

Sehingga kekuatan geser horizontal nominal pada tiga tulangan geser dapat dihitung sebagai berikut :

$$V_{s1} = A_v f_y d / S_v$$

$$V_{s2} = (A_v f_y d / S_v) \sin \alpha$$

$$V_{s2} = (A_v f_y d / S_v) \sin \beta$$

dimana,

$$V_{s1} = \text{kekuatan geser nominal tulangan utama}$$

$$V_{s2} = \text{kekuatan geser nominal tulangan miring tipe 2}$$

$$V_{s3} = \text{kekuatan geser nominal tulangan miring tipe 3}$$

S_v = jarak vertikal antar tulangan

α = sudut antara tulangan miring dengan tulangan horizontal

β = sudut antara tulangan miring dengan tulangan vertikal

Kekuatan geser nominal seluruh tulangan geser pada *Diaphragm Wall* dapat dihitung sebagai berikut :

$$V_n = V_c + V_s = V_c + V_{s1} + V_{s2} + V_{s3}$$



BAB III

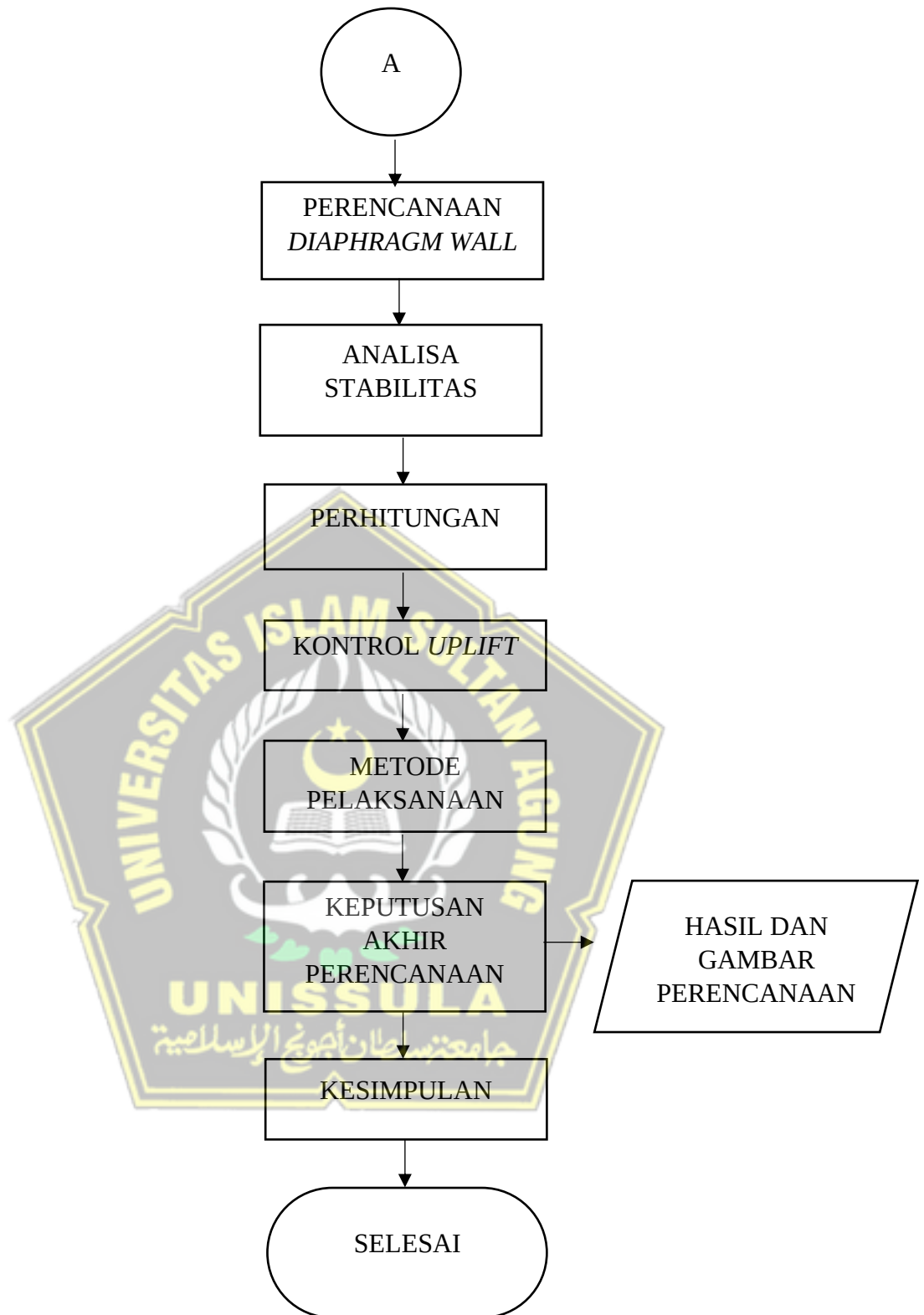
METODOLOGI

3.1 Alur Penelitian

Gambar 3.1. merupakan bagan alir dalam penulisan Tugas Akhir Perencanaan Dinding Penahan Tanah *Basement* pada Rumah Sakit Umum Daerah Ciawi.



Gambar 3.1. Bagan Alir Pembuatan Tugas Akhir



Gambar 3.1. Bagan Alir Pembuatan Tugas Akhir (lanjutan)

Berikut adalah penjelasan Mengenai Gambar 3.1 Bagan Alir Tugas Akhir :

Identifikasi Masalah

Identifikasi Masalah merupakan sebuah proses identifikasi dari masalah – masalah yang ada disekitar kita untuk diangkat menjadi sebuah topik dalam Tugas Akhir. Untuk mengetahui masalah yang ingin diselesaikan ini perlu dilakukan survey dan riset skala kecil agar permasalahan yang kita angkat kedalam topik Tugas Akhir ini merupakan permasalahan yang memang diperlukan penyelesaiannya.

Identifikasi Kebutuhan Data

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

Studi Literatur

Studi Literatur yang dimaksud adalah mengumpulkan materi – materi yang akan digunakan sebagai pedoman dalam perencanaan. Bisa dari Jurnal, *Text Book*, Catatan Kuliah, maupun Tugas Akhir dengan topik serupa.

Pengumpulan Data

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

Pembebanan dengan *software* ETABS

Pembebanan dengan *software* ETABS merupakan tahapan perhitungan beban pada *superstructural* menggunakan *software* ETABS V.18 yang digunakan untuk mengetahui beban maksimum yang akan ditopang oleh dinding penahan tanah dan tiang pancang.

Analisa Data Tanah

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

Perencanaan Panjang Dinding

Setelah didapatkan data parameter tanah yang dibutuhkan, selanjutnya dilakukan perhitungan kebutuhan panjang dinding penahan tanah. Dalam pelaksanaannya, perhitungan kedalaman dinding dilakukan dengan menggunakan konsep *push in* dan analisa kesetimbangan gaya.

Perencanaan Dinding Penahan Tanah

Perencanaan dinding penahan tanah adalah perencanaan secara rinci untuk setiap jenis dinding penahan tanah yang dibandingkan. Perencanaan yang dimaksud adalah *preliminary design*, analisa stabilitas dinding, perhitungan penulangan, kontrol terhadap *uplift*, metode pelaksanaan dan rencana anggaran biaya.

a. Preliminary design

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

b. Analisa stabilitas dinding

Analisa stabilitas dinding merupakan tahap perencanaan yang bertujuan untuk mendapatkan hasil analisa dari perencanaan awal yang dilakukan. Apabila didapat hasil tidak memenuhi syarat, maka harus dilakukan perbaikan atau modifikasi terhadap perencanaan awal sehingga didapatkan hasil analisa stabilitas dinding ini dapat dihitung dengan menggunakan program bantu seperti Plaxis V.8.6 dan ETABS V.18

c. Perhitungan penulangan

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

d. Kontrol *uplift*

Pada perencanaan kali ini juga dilakukan kontrol terhadap *uplift* untuk setiap jenis dinding penahan tanah.

e. Metode pelaksanaan

Dalam perencanaan kali ini juga dilakukan pembahasan mengenai bagaimana metode pelaksanaan kontruksi yang dilakukan untuk setiap jenis dinding penahan tanah yang dibandingkan. Selain itu, dalam tugas akhir ini juga membahas metode *dewatering* apa yang digunakan terhadap perencanaan dan pengaruh metode pelaksanaan terhadap *traffic*.

Keputusan Akhir Perencanaan

Keputusan Akhir Perencanaan adalah Penambahan *Basement* pada Rumah Sakit Umum Daerah sebagai alternatif penambahan area parkir di kawasan lahan sempit menggunakan jenis Dinding Penahan Tanah *Diaphragm Wall*.

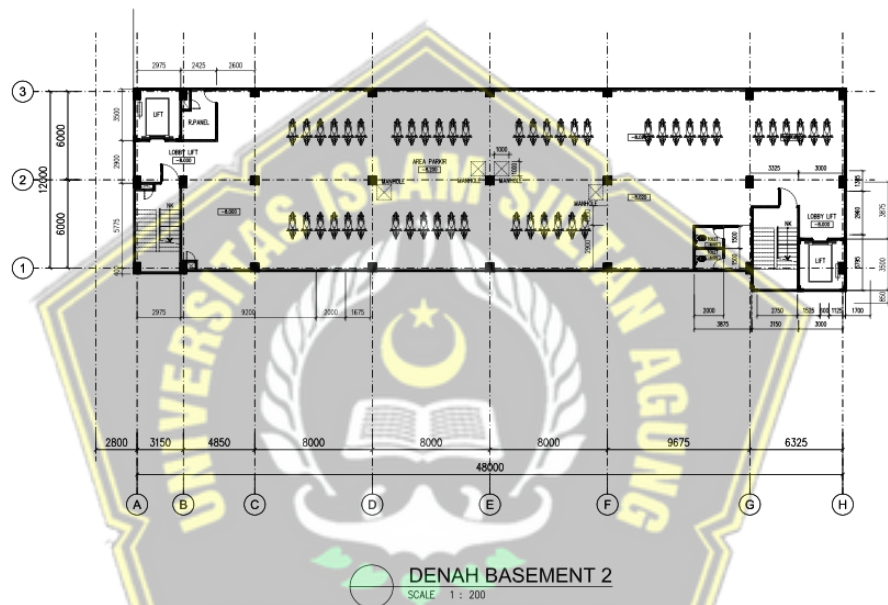
Kesimpulan

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

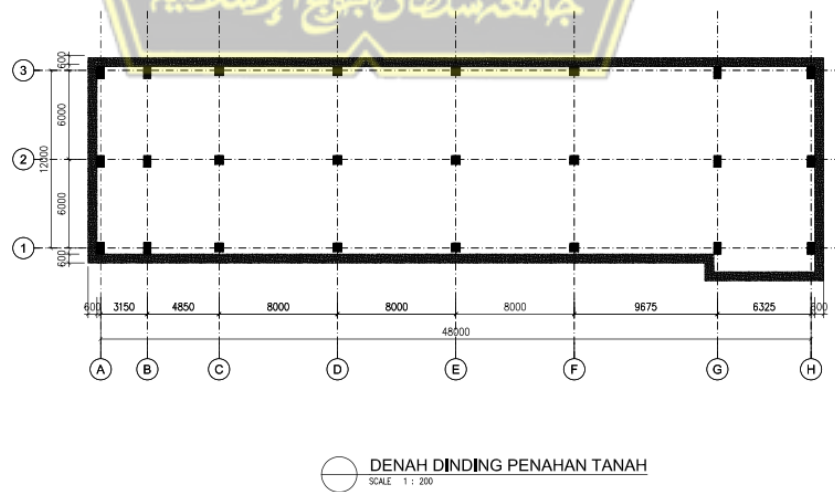
BAB IV

HASIL DAN PEMBAHASAN

Bab ini berisi tentang analisis perencanaan dinding penahan tanah jenis *diaphragm wall* pada bangunan gedung Rumah Sakit Umum Daerah Ciawi. Dengan menggunakan data tanah dan gambar bangunan. Data tanah yang ada berupa data tanah N-SPT (*Standart Penetration Test*), yang mana data tersebut akan dibuat untuk menganalisa daya penurunan dinding penahan tanah dilakukan menggunakan Software PLAXIS V.8.6. Denah dan potongan seperti pada **Gambar 4.1** dan **Gambar 4.2**.



Gambar 4.1. Denah Basement



Gambar 4.2. Denah Dinding Penahan Tanah

Perhitungan beban pada *superstructural* menggunakan *software* ETABS V.18 yang digunakan untuk mengetahui beban maksimum yang akan ditopang oleh dinding penahan tanah dan pondasi yang dirancang. Pekerjaan struktur bangunan gedung berpacu pada SNI-1726-2019 Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung dan beban gempa mengacu pada SNI-1726-2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung. Dan untuk beban mati dapat dilihat pada peraturan PPIUG 1983.

4.1. Perhitungan Pembebanan Struktur Atas

Pada perhitungan pembebanan untuk struktur atas, beban – beban yang digunakan yaitu berupa beban mati berat sendiri (*Dead Load*), Beban mati Tambahan (*Super Dead Load*), beban hidup Plat Lantai (*Live Load*) dan untuk desain pondasi maka struktur dibuat berdasarkan kombinasi beban diatas dan Adapun kombinasi beban dan perhitungan masing – masing yaitu sebagai berikut:

4.1.1. Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati berat sendiri struktur (*dead load*) dihitung otomatis oleh software berdasarkan model dan dimensi yang di input di software seperti kolom, balok, plat ataupun yang lain yang dimodelkan langsung.

4.1.2. Beban Mati Tambahan (*Super Dead Load*)

Beban mati tambahan (*Super Dead Load*) merupakan beban mati di luar dari permodelan struktur dimana beban ini dibagi menjadi beberapa penempatan dengan perhitungan sebagai berikut :

a. Beban mati pada balok

Beban mati pada balok dihitung berdasarkan beban dinding dimana tinggi dinding yang ada dua ketinggian yaitu 4 m dn tinggi 4,5 m dengan perhitungan sebagai berikut :

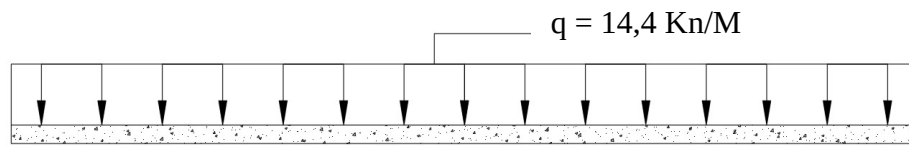
- Tinggi 4 m

Tinggi dinding $(T_d) = 4 \text{ m}$

Beban plesteran + acci $(q_p) = 1,1 \text{ kN/m}^2$

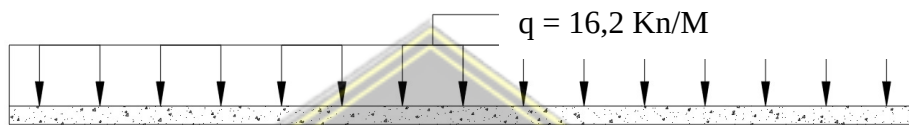
Beban dinding $\frac{1}{2}$ bata merah $(q_d) = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Maka beban $q = T_d * (q_p + q_d) = 14,4 \text{ kN/m}^2$



Gambar 4.3. Model Beban Dinding 4 m

- Tinggi 4,5 m
- Tinggi dinding $(T_d) = 4,5 \text{ m}$
- Beban plesteran + aci $(q_p) = 1,1 \text{ kN/m}^2$
- Beban dinding $\frac{1}{2}$ bata merah $(q_d) = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Maka beban $q = T_d * (q_p + q_d) = 16,2 \text{ kNm}$



Gambar 4.4. Model Beban Dinding 4,5 m

- b. Beban mati pada plat lantai
- | | |
|-----------------------------|-------------------------|
| Pasir Tebal 1 cm | $= 0,16 \text{ kN/m}^2$ |
| Spesi tebal 3 cm | $= 0,66 \text{ kN/m}^2$ |
| Keramik | $= 0,22 \text{ kN/m}^2$ |
| Plafon dan Penggantung | $= 0,20 \text{ kN/m}^2$ |
| Dinding Partisi | $= 0,75 \text{ kN/m}^2$ |
| Mekanika Elesktrikal (ME) | $= 0,25 \text{ kN/m}^2$ |
| Beban Total Plat Lantai (q) | $= 2,24 \text{ kN/m}^2$ |
- c. Beban mati pada plat lantai atap
- | | |
|-----------------------------|-------------------------|
| Spesi tebal 3 cm | $= 0,66 \text{ kN/m}^2$ |
| Plafon dan Penggantung | $= 0,20 \text{ kN/m}^2$ |
| Mekanika Elektrikal | $= 0,25 \text{ kN/m}^2$ |
| Beban Total Plat Lantai (q) | $= 1,11 \text{ kN/m}^2$ |

4.1.3. Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup pada plat lantai ditentukan berdasarkan penggunaan atau fungsi bangunan di mana beban ini sudah di cantumkan dalam peraturan pembebanan dengan nilai bisa dilihat pada tabel berikut ini :

Tabel 4.1. Beban hidup terdistribusi merata dan beban hidup terpusat minimum

Hunian Dan Penggunaan	Merata	Terpusat
	kN/m ²	KN
Rumah Sakit		
- Ruang Operasi Laboratorium	2,87	4,45
Ruang Pasien	1,92	4,45
Koridor Diatas Lantai Pertama	3,83	4,45

(Sumber : SNI 1726 – 2019)

4.1.4. Beban Hidup atap (*Live Load Roof*)

Beban hidup pada plat atap sudah di cantumkan dalam peraturan pembebanan dengan fungsi bangunan atap dengan nilai 0,96 kN/m²

4.1.5. Beban Gempa (*Quake Load*)

Dalam perencanaan beban gempa maka faktor – faktor untuk menentukan beban gempa harus ditentukan berdasarkan aturan – aturan yang sudah ditetapkan dengan penentuan sebagai berikut :

a. Penentuan Kategori Resiko Struktur

Faktor keamanan dan kategori resiko struktur bangunan merupakan koefisien – koefisien yang ditentukan berdasarkan aturan – aturan yang sudah ditetapkan dengan penentuan sebagai berikut :

Tabel 4.2. Penentuan Kategori Resiko Struktur

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dan nongedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain : - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen / rumah susun - Pusat perbelanjaan / mall	II

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
- Bangunan industry - Fasilitas manufaktur - Pabrik	
Gedung dan nongedung yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak	
- Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan nongedung, tidak termasuk dalam kategori IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan / atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari – hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori resiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dan nongedung yang ditunjuk sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk : - Bangunan – bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas Pendidikan	
Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
- Rumah sakit dan fasilitas Kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedan dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Pusat pembangkit energi dan fasilitas public lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk Menara telekomunikasi, tangka penyimpanan bahan bakar, Menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangka air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat	

b. Penentuan Faktor Keutamaan Gempa

Tabel 4.3. Faktor Keutamaan Gempa

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa, I_c
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber : SNI 1726-2012

Dari tabel diatas maka faktor keutamaan gempa dari struktur tersebut dengan kategori resiko IV yaitu $I_c = 1,5$

c. Penentuan Jenis Tanah

Data tanah yang digunakan pada analisi struktur untuk gedung ini menggunakan data tanah N-SPT dengan nilai sebagai berikut :

Tabel 4.4. Penentuan Jenis Tanah

Kedalaman	Tebal (d_i)	N-SPT	D_i/N_i
M	m		M
30	30	3	10
40	10	12	0,833
80	40	20	2
Total	80		12,833

$$\bar{N} = \frac{\sum d_i}{\sum \frac{d_i}{N_i}}$$

$$\bar{N} = \frac{80}{12,833} = 6,234$$

d. Klasifikasi Situs

Berdasarkan sifat – sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasikan sebagai situs SA, SB, SC, SE, atau SF yang mengikut pada penentuan jenis tanah yang dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

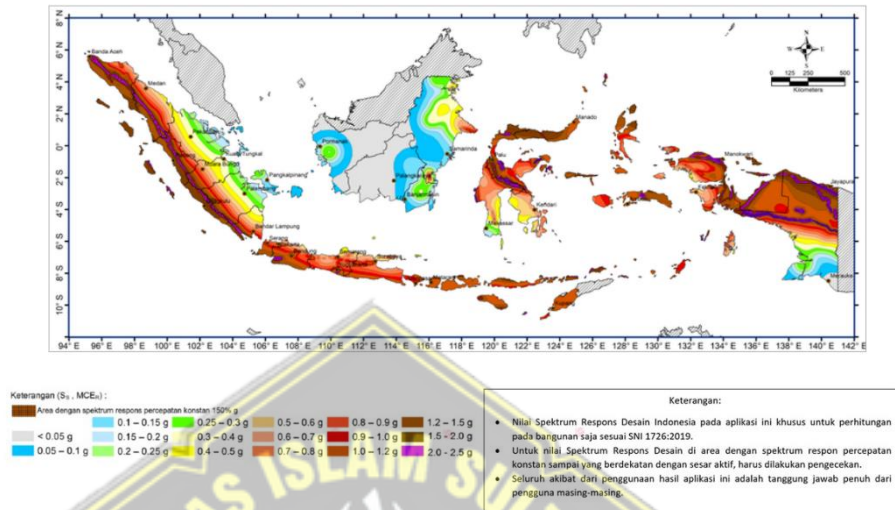
Tabel 4.5. Penentuan Kelas Situs

Kelas Situs	$V_s \left(\frac{\text{m}}{\text{detik}} \right)$	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{\text{CK}}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (Batuan Keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (Batuan)	750 Sampai 1500	N/A	N/A
SC (Tanah Keras, Sangat Padat dan Batuan Lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (Tanah Sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (Tanah Lunak)	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari tiga meter tanah dengan karakteristik sebagai berikut : Indeks plastisitas, $PI > 20$; Kadar Air, $w \geq 40\%$; Kuat geser niralar $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (Tanah khusus yang membutuhkan infestigasi geoteknis spesifik dan analisa respon sesifik situs)	Setiap profil lapisan tanah memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : 1. Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitive, tanah tersementasi lemah.		

Berdasarkan **Tabel 4.5** untuk nilai $N_{\text{rata - rata}} = 6,234$ maka masuk pada kelas SE (Tanah Lunak) dengan nilai indeks plastisitas $PI > 20$, Kadar air $W \geq 40\%$, Kuat geser niralar $\bar{s}_u < 25$ kPa.

e. Parameter Percepatan Gempa

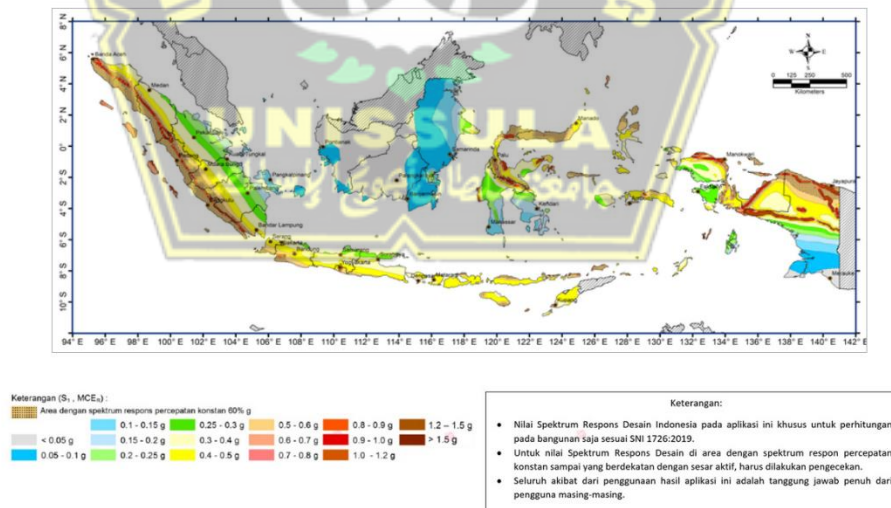
Dalam penentuan gaya gempa menggunakan peraturan Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung dan NonGedung SNI-1726-2012 peta gempa 2020 dengan peta gempa sebagai berikut



Gambar 4.5. Percepatan periode pendek S_s

(sumber :

<http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/index.php?pga=0.4913&ss=1.0580&s1=0.4815&tl=20&kelas=5&range=6#grafik>)



Gambar 4.6. Percepatan periode 1 detik

(sumber :

<http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/index.php?pga=0.4913&ss=1.0580&s1=0.4815&tl=20&kelas=5&range=6#grafik>)

Dari peta diatas untuk wilayah bangun Rumah Sakit Umum Daerah Ciawi, Bogor dengan titik koordinat (-6.6602162, 106.8529888) maka percepatan batuan dasar pada periode pendek (Ss) diambil 1,0580 dan percepatan batuan dasar pada periode 1 detik (S1) diambil 0,4815 ini merupakan perkiraan dari peta gempa 2019 untuk lebih detail maka digunakan analisis dengan website :

<http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/index.php?pga=0.4913&ss=1.0580&s1=0.4815&tl=20&kelas=5&range=6#grafik>, dengan nilai sebagai berikut :



Gambar 4.7. Desain Spektra Indonesia
(sumber :

<http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/index.php?pga=0.4913&ss=1.0580&s1=0.4815&tl=20&kelas=5&range=6#grafik>)

Berdasarkan **Gambar 4.7** maka data-data didapat sebagai berikut :

- Percepatan batuan dasar Periode Pendek $S_s = 1,0580$
- Percepatan batuan dasar periode 1 detik $S_1 = 0,4815$
- Parameter respon spectral percepatan desain pada periode pendek $S_{DS} = 0,74$
- Parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik $S_{D1} = 0,72$
- $T_0 = 0,19$
- $T_s = 0,97$

f. Kategori Desain Seismik

Tabel 4.6. Desain seismik percepatan pada periode pendek

Nilai S_{DS}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,5$	C	D
$0,5 \leq S_{DS}$	D	D

Berdasarkan kategori resiko nilai resiko IV dan $S_{DS} = 0,74$ maka $0,5 \leq S_{DS}$ yaitu D

Tabel 4.7. Desain seismik percepatan pada periode 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,2$	C	D
$0,2 \leq S_{D1}$	D	D

Berdasarkan kategori resiko nilai untuk IV dan $S_{D1} = 0,72$ maka $0,2 \leq S_{D1}$ yaitu D

Berdasarkan data diatas dengan parameter S_{DS} dan S_{D1} maka diambil dampak yang paling beresiko maka digunakan nilai kategori desain seismik yaitu D.

g. Perancangan Sistem Penahan Gaya Gempa

Semakin tinggi suatu bangunan, pentingnya aksi gaya lateral menjadi semakin berarti. Oleh sebab itu, perlu adanya system penahan gaya gempa yang gempa yang digunakan sesuai dengan batasan sistem struktur dan Batasan ketinggian struktur. Terdapat beberapa faktor yang mempengaruhi sistem penahan gaya gempa yaitu koefisien modifikasi respon (R), faktor kuat lebih sistem (Ω_0) dan koefisien amplikasi defleksi (C_d).

Tabel 4.8. Faktor R , Ω_0 , dan C_d dalam Perancangan Sistem Penahan Gaya Gempa

C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 ^a	TI ^a	TI ^a
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI'	TI'	TI'
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus ^m	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan ⁿ	3½	3 ^a	3½	10	10	10	10	10

Dari data kategori desain seismik dengan nilai D maka bisa digunakan data (TB) yaitu sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya seismik yang ditetapkan pada No. 5 dengan keterangan dinding geser beton bertulang pemikul momen khusus dengan nilai masing – masing $R = 8$; $\Omega_0 = 3$; dan $C_d = 5,5$.

h. Penentuan Periode Getar (T)

Periode fundamental (T) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Periode fundamental struktur (T) tidak boleh melebihi

hasil koefisien untuk batasan atas pada prioda yang dihitung (C_u) dan prioda fundamentak pendekatan (T_a) :

$$T_{model} < C_u.T_a$$

$$T_a = C_t. h_n^x$$

Dimana :

T = periode getar struktur (detik)

C_u = Koefisien untuk batasan atas pada prioda yang dihitung

T_a = Prioda pendekatan (detik)

C_t = Parameter prioda pendekatan

x = Parameter prioda pendekatan

h_n = Ketinggian struktur utama (m) = 22,5 m

Tabel 4.9. Koefisien Pembatas Periode Getar Struktur

Tipe struktur	C_t	X
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka beton dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap balok tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Dari data tabel diatas maka digunakan nilai $C_t = 0,0488$ dan $X = 0,75$.

Tabel 4.10. Koefisien Pembatas Periode Getar Struktur

Parameter percepatan respon spektra desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien Pembatas (C_u)
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber : SNI 1726:2012

Dari data $SD_1 = 0,72$ maka nilai yang digunakan yaitu interpolasi untuk C_u digunakan interpolasi linier yaitu $C_u = 1,56$

Periode

$$T_0 = 0,19 \text{ detik}$$

$$T_s = 0,97 \text{ detik}$$

$$T_a = C_t \cdot h_n^x = 0,0488 \cdot 22,5^{0,75} = 0,504 \text{ detik}$$

Untuk pembatas periode dalam menentukan waktu periode dan analisis sistem gaya gempa

$$C_u \cdot T_a = 1,56 \cdot 0,504 = 0,786 \text{ detik}$$

$$3,5 \cdot T_s = 3,5 \cdot 0,97 = 3,395 \text{ detik}$$

Prosedur analisis yang boleh digunakan

Tabel 4.11. Periode analisis yang boleh digunakan

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisis gaya Lateral ekuivalen	Analisis spektrum respons ragam	Prosedur Riwayat respon seismik
B,C	Bangunan dengan kategori resiko I atau II dari kontruksi rangka ringan dengan ketinggian melebihi 3 tingkat	I	I	I
	Bangunan dengan kategori risiko I atau II, dengan ketinggian tidak lebih dari 2 tingkat	I	I	I
	Semua struktur lainnya	I	I	I

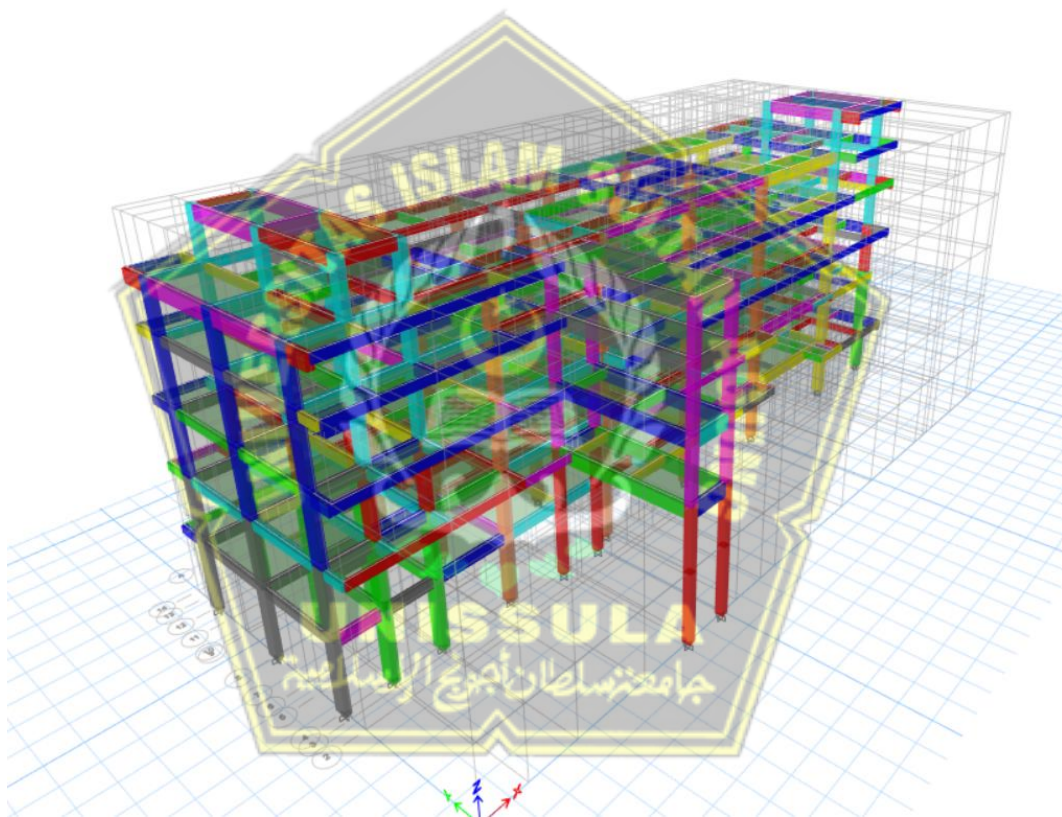
Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisis gaya Lateral ekuivalen	Analisi spektrum respons ragam	Prosedur Riwayat respon seismik
D, E, F	Bangunan dengan kategori risiko I atau II dari struktur rangka ringan dengan ketinggian tidak lebih 3 tingkat	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan kategori resiko I atau II dengan ketinggian tidak lebih dari 2 tingkat	I	I	I
	Struktur beraturan dengan $T < 3,5T_s$ dan semua struktur dari konstruksi rangka ringan	I	I	I
	Struktur tidak beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan mempunyai hanya ketidakaturan horizontal tipe 2, 3, 4, atau 5 dari tabel 10 atau ketidakaturan vertikal tipe 4, 5a, atau 5b dari tabel 11	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

Dari tabel yang ada maka penentuan desain untuk bangunan tahan gempa dengan kategori resiko IV maka analisis menggunakan Respon Spektrum. Karena analisis menggunakan repons spektrum maka penentuan beban gempa respons spektrum dibatasi dengan syarat bahwa

4.2. Permodelan dan Input Pembebanan Struktur Atas

4.2.1. Permodelan

Pada permodelan struktur atas digunakan *software* ETABS dengan model masing – masing sebagai berikut :

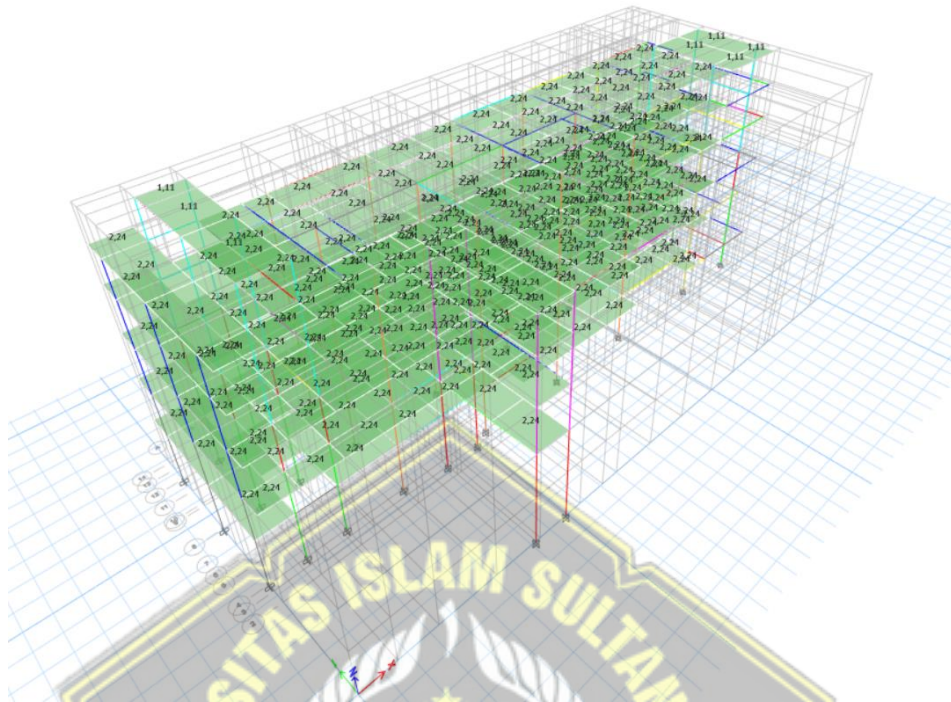


Gambar 4.8. Model Struktur atas

4.2.2. Input Pembebanan dan Pengecekan

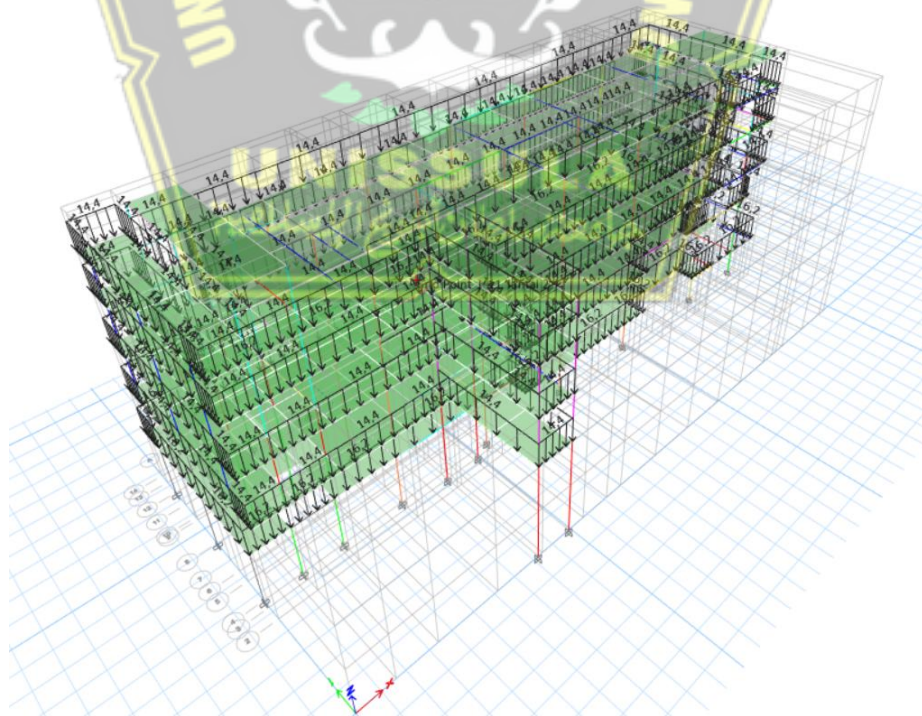
Pembebanan struktur atas terdiri dari beban mati tambahan, beban hidup dan beban gempa dan dapat dilihat berikut ini :

4.2.2.1. Beban Mati Pada Plat Lantai dan Plat Atap



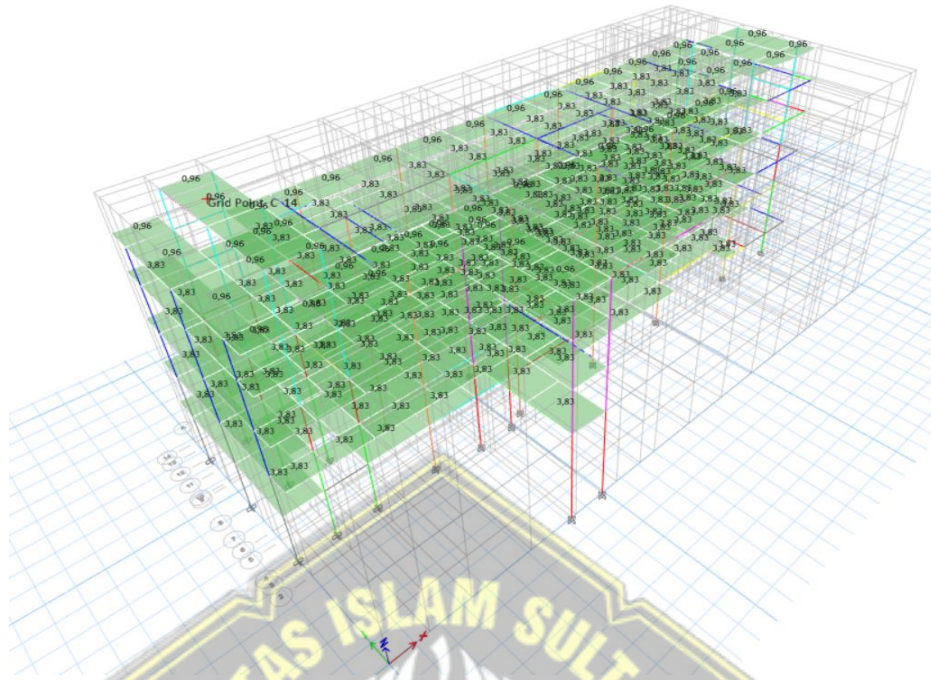
Gambar 4.9. Beban Mati Plat

4.2.2.2. Beban Mati Pada Balok



Gambar 4.10. Beban Mati Dinding

4.2.2.3. Beban Hidup Pada Plat Lantai



Gambar 4.11. Beban Hidup Plat

4.2.2.4. Beban Gempa

Pada pembebanan gempa analisi digunakan analisi respons spektrum dengan pengontrol menggunakan analisis statik ekuvalen dengan *input* beban masing – masing sebagai berikut :

a. *Input* Data Beban Gempa Statik Ekuvalen

Gambar 4.12. *Input* Faktor – faktor Beban Statik Ekuvalen Arah x

ASCE 7-16 Seismic Loading

Direction and Eccentricity

☐ X Dir ☒ Y Dir

☐ X Dir + Eccentricity ☐ Y Dir + Eccentricity

☐ X Dir - Eccentricity ☐ Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.):

Overwrite Eccentricities

Time Period

☐ Approximate ☒ Program Calculated ☐ User Defined

Ct (ft), x =

Ct (ft), x = 0.028; 0.8

T =

sec

Story Range

Top Story for Seismic Loads LMR

Bottom Story for Seismic Loads basement 2

Seismic Coefficients

0.2 Sec Spectral Accel, Ss 1.058

1 Sec Spectral Accel, S1 0.4815

Long-Period Transition Period 20

Site Class D

Site Coefficient, Fa 1.0768

Site Coefficient, Fv 1.8185

Calculated Coefficients

SDS = (2/3) * Fa * Ss 0.7595

SD1 = (2/3) * Fv * S1 0.5837

Factors

Response Modification, R 8

System Overstrength, Omega 3

Deflection Amplification, Cd 5.5

Occupancy Importance, I 1

OK Cancel

Gambar 4.13. Input Faktor – faktor Beban Ekuvalen Arah y

b. Input Beban Gempa Respons Spektrum

Pada pengimputan beban gempa respons spektrum maka faktor beban sementaryang digunakan yaitu η_s = yaitu $g.I/R = 9,8 \times 1,5/7 = 2,1$ dalam satuan m/s^2 dimana input faktor gempa respons spektrum sebagai berikut.

Load Case Data

General

Load Case Name EQR-X

Load Case Type Response Spectrum

Mass Source Previous (MsSrc1)

Analysis Model Default

Design... Notes...

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	RS Clawi	2.1

Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case Modal

Modal Combination Method CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1

Rigid Frequency, f2

Periodic + Rigid Type

Earthquake Duration, td

Directional Combination Type SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor

Modal Damping Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity 0 for All Diaphragms

Modify/Show... Modify/Show...

OK Cancel

Gambar 4.14. Input Faktor – faktor Beban Statik Ekuvalen Arah x

Gambar 4.15. Input Faktor – faktor Beban Statik Ekuvalen Arah y

4.2.2.5. Cek Respons beban gempa

a. Modal Load Partisipasi Rasio

Sebelum pengecekan yang lain maka terlebih dahulu dilakukan penentuan modal untuk mencapai partisi sampai didapat 100% partisipasi modal maka didapat jumlah modal yaitu sebanyak 20 modal dengan partisipasi berdasarkan **Tabel 4.12.**

Tabel 4.12. Modal Load Partisipasi Rasio

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
Case	ItemType	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	100	99,92
Modal	Acceleration	UY	100	99,57
Modal	Acceleration	UZ	0	0

b. Periode Gempa

Berdasarkan tabel periode dari ETABS V.18 didapat $T_{\text{model}} = 0,998$ dan berikut tabel periode dan frekuensi yang diambil sebatas 20 modal.

Tabel 4.13. Modal Priods And Frequencies

TABLE: Modal Periods And Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0,998	1,002	6,2952	39,6298
Modal	2	0,99	1,01	6,3447	40,2555
Modal	3	0,88	1,136	7,139	50,9654
Modal	4	0,321	3,115	19,5717	383,0506
Modal	5	0,301	3,322	20,8717	435,6264
Modal	6	0,262	3,819	23,9953	575,7765
Modal	7	0,204	4,911	30,8549	952,022
Modal	8	0,172	5,81	36,5057	1332,6681
Modal	9	0,168	5,961	37,457	1403,0299
Modal	10	0,145	6,888	43,2802	1873,1726
Modal	11	0,136	7,367	46,2905	2142,8149
Modal	12	0,129	7,723	48,5245	2354,6282
Modal	13	0,125	8,007	50,3114	2531,2356
Modal	14	0,113	8,855	55,6407	3095,8828
Modal	15	0,108	9,218	57,9171	3354,3919
Modal	16	0,104	9,625	60,4781	3657,6052
Modal	17	0,097	10,258	64,4506	4153,8784
Modal	18	0,095	10,549	66,2816	4393,2558
Modal	19	0,093	10,703	67,2465	4522,096
Modal	20	0,09	11,117	69,8517	4879,262

c. Model posisi periode bangunan

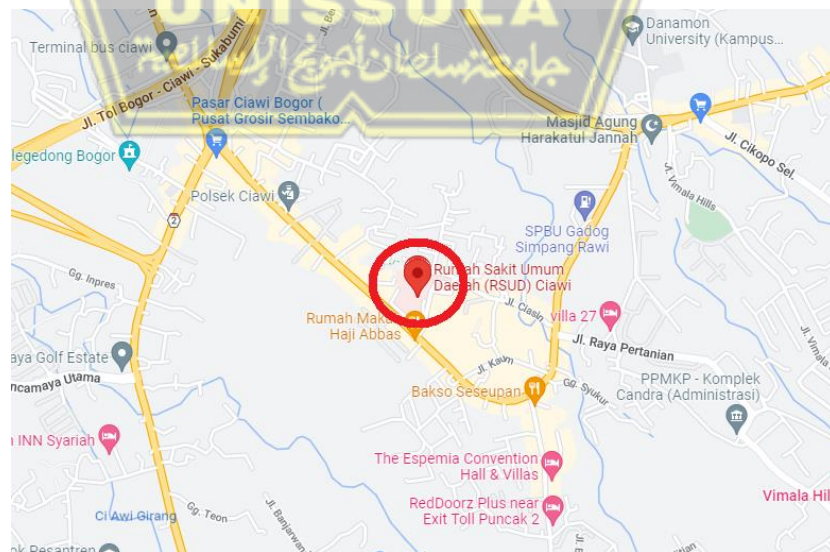
Pada pengecekan modal partisipasi mass rasio maka pada modal 1 dan 2 mengalami translasi maka struktur pada kondisi pergerakan yang baik sehingga tidak mengalami punter yang mengakibatkan penambahan momen.

Tabel 4.14. Modal *Participating Mass Ratios*

Case	Mode	Period sec	UX kN-m	UY kN-m	UZ kN-m	RX kN-m	RY kN-m	RZ kN-m	ModalMass kN-m-s ²	ModalStiff kN-m
Modal 1	1	0,998	0,000053	0,000003	0	-0,008107	0,124079	0,025599	0,000001	0,00004
Modal 2	2	0,99	0,000003	-0,000053	0	0,132385	0,007671	-0,038536	0,000001	0,00004
Modal 3	3	0,88	0,000001	0,000003	0	-0,011503	-0,001456	-0,848407	0,000001	0,00005
Modal 4	4	0,321	-0,000018	0,000001	0	0,008984	0,258949	0,034371	0,000001	0,00038
Modal 5	5	0,301	-0,000001	-0,000018	0	-0,242109	0,012504	-0,0886	0,000001	0,00044
Modal 6	6	0,262	2,236E-07	-0,000005	0	-0,066484	-0,010501	0,291888	0,000001	0,00058
Modal 7	7	0,204	-0,000006	-0,000000295	0	-0,000946	0,043781	-0,018056	0,000001	0,00095
Modal 8	8	0,172	-0,000003	0,000007	0	0,052464	0,02247	0,08104	0,000001	0,00133
Modal 9	9	0,168	0,000008	0,000002	0	0,017483	-0,065874	0,005902	0,000001	0,0014
Modal 10	10	0,145	-0,000001	-0,000007	0	-0,065474	0,010401	0,01083	0,000001	0,00187
Modal 11	11	0,136	-0,000001	0,000003	0	0,017946	0,014032	-0,151653	0,000001	0,00214
Modal 12	12	0,129	-0,000004	0,000002	0	0,024543	0,055707	0,03903	0,000001	0,00235
Modal 13	13	0,125	-0,000001	-0,000002	0	-0,023346	0,023398	-0,016776	0,000001	0,00253
Modal 14	14	0,113	-0,000002	-0,000003	0	-0,040687	0,026928	-0,027569	0,000001	0,0031
Modal 15	15	0,108	0,000004	-0,000002	0	-0,019814	-0,037658	-0,024053	0,000001	0,00335
Modal 16	16	0,104	-8,993E-09	0,000003	0	0,031756	0,002173	0,042639	0,000001	0,00366
Modal 17	17	0,097	-5,197E-08	0,000004	0	0,045084	0,000318	-0,086369	0,000001	0,00415
Modal 18	18	0,095	-0,000001	-0,000001	0	-0,011885	0,014188	-0,033674	0,000001	0,00439
Modal 19	19	0,093	3,258E-07	-0,000001	0	-0,005013	-0,005984	-0,044211	0,000001	0,00452
Modal 20	20	0,09	-0,000001	-9,149E-08	0	-0,001203	0,00295	0,010668	0,000001	0,00488

4.3. Analisa Data Tanah

Data tanah yang digunakan adalah hasil penyelidikan tanah area lokasi Proyek Pembangunan Rumah Sakit Umum Daerah Ciawi, seperti terlihat pada **Gambar 4.14.**



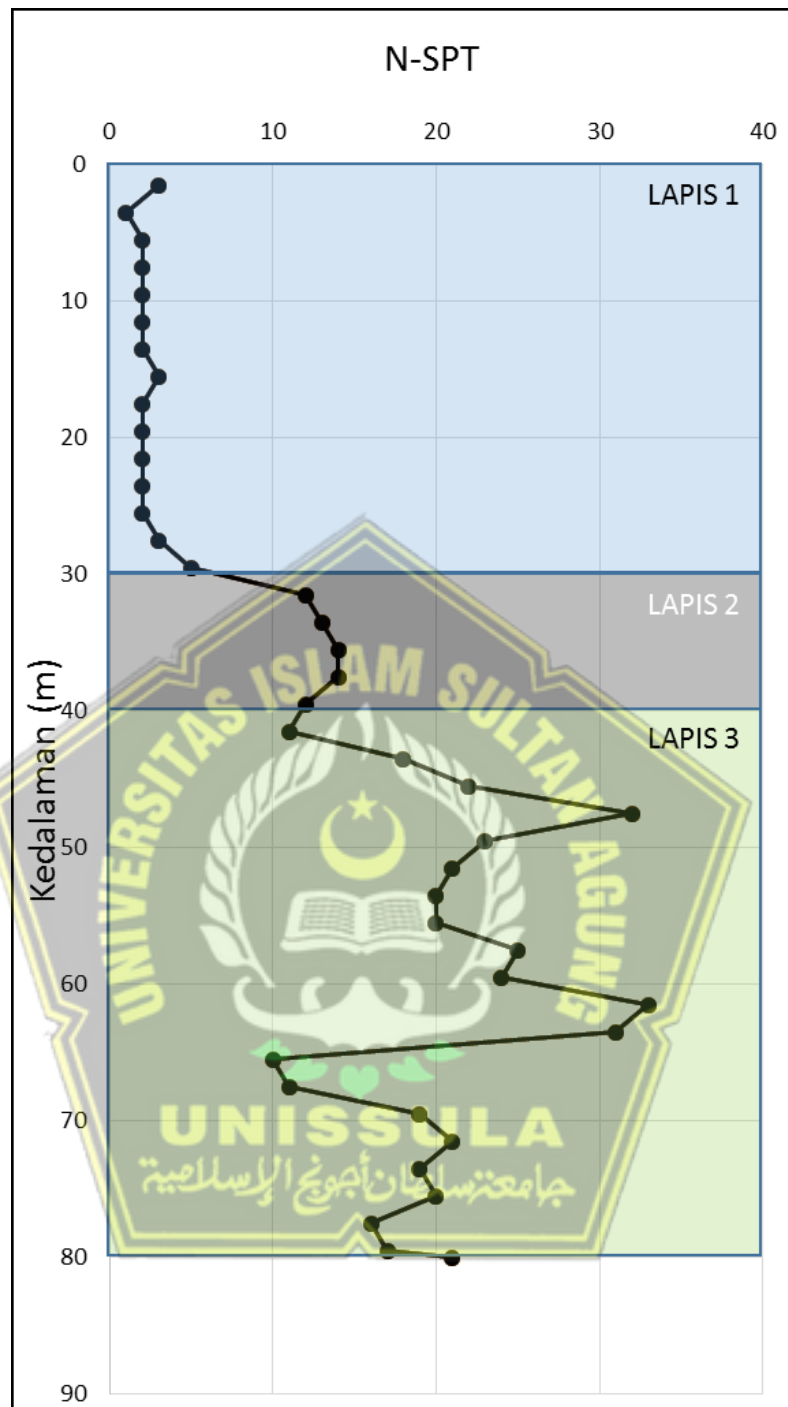
Gambar 4.16. Lokasi Proyek

Berdasarkan penyelidikan yang telah dilakukan dan dilihat hasilnya pada **Tabel 4.15**. Sedangkan grafik N-SPT vs kedalaman dapat dilihat pada **Gambar 4.17**. Data ini nantinya akan dipakai untuk menganalisa kondisi lapisan tanah dan parameternya.

Tabel 4.15. Rangkuman Data Tanah

Kedalaman (m)	Nilai N-SPT	Jenis Tanah	Konsistensi
1,5	3	SILTY CLAY WITH SAND	SOFT
3,5	1		
5,5	2		
7,5	2		
9,5	2		
11,5	2		
13,5	2		
15,5	3		
17,5	2		
19,5	2	SILTY CLAY	SOFT TO MEDIUM
21,5	2		
23,5	2		
25,5	2		
27,5	3		
29,5	5		
31,5	12	SILTY CLAY	MEDIUM TO STIFF
33,5	13		
35,5	14		
37,5	14		
39,5	12		
41,5	11	CLAYLEY SILT	STIFF
43,5	18		
45,5	22	SAND	DENSE
47,5	32		

Kedalaman (m)	Nilai N-SPT	Jenis Tanah	Konsistensi
49,5	23	CLAYLEY SILT	STIFF
51,5	21		
53,5	20	SILTY CLAY	VERY STIFF TO HARD
55,5	20		
57,5	25		
59,5	24		
61,5	33		
63,5	31		
65,5	10	CLAYLEY SILT	STIFF TO VERY STIFF
67,5	11		
69,5	19		
71,5	21		
73,5	19		
75,5	20		
77,5	16		
79,5	17		
80	21		



Gambar 4.17. Grafik Nilai N-SPT vs Kedalaman

4.3.1. Koreksi Nilai N-SPT

Hasil penyelidikan data tanah **Tabel 4.15.** menunjukkan bahwa jenis tanah didominasi oleh lempung dan lanau. Untuk jenis tanah lempung, lanau, dan pasir kasar dengan nilai N-SPT < 15 tidak dilakukan koreksi sehingga nilai $N_1 = N\text{-SPT}$. Apabila nilai N-SPT > 15, maka tidak dilakukan koreksi baik terhadap muka air tanah maupun terhadap overburden pressure tanah. Hasil kesimpulannya dapat dilihat pada **Tabel 4.16**

Tabel 4.16. Hasil Kesimpulan Data Tanah

Lapisan	Kedalaman (m)	Nilai N Rata – Rata	Jenis Tanah	Konsistensi
1	0-30	3	SILTY CLAY	SOFT
2	30-40	12	SILTY CLAY	STIFF
3	40-80	20	SILTY CLAY	VERY STIFF

4.3.2. Koreksi Data Tanah

Apabila data yang didapatkan dari hasil tes laboratorium kurang mencukupi untuk perencanaan, maka dilakukan pendekatan – pendekatan untuk mendapatkan parameter tanah yang dibutuhkan. Salah satu cara pendekatan untuk mendapatkan parameter tanah adalah dengan cara mengkorelasikan data tanah yang ada dengan tabel korelasi yang diperoleh dari perencanaan sebelumnya atau hasil penelitian para ahli. Kesimpulan dari hasil analisa parameter tanah dapat dilihat pada tabel 4.20. Berikut adalah contoh penentuan korelasi tanah untuk setiap parameter tanah.

A. Penentuan nilai γ_{sat} , γ_{dry} dan γ_{unsat}

Untuk menentukan nilai γ_{sat} dari setiap lapisan tanah caranya adalah dengan mengkorelasikan antara N-SPT dengan **Tabel 4.17.** Kemudian, untuk menentukan nilai γ_{dry} yaitu dengan cara menghubungkan antara nilai γ_{sat} yang telah didapatkan sebelumnya dengan **Tabel 4.18.** Sedangkan untuk mendapatkan nilai γ_{unsat} adalah dengan mengambil nilai tengah antara γ_{sat} dan γ_{dry} .

Tabel 4.17. Korelasi Antara Nilai N-SPT dengan γ_{sat}

<i>Cohesionless Soil</i>					
N (blows)	0 - 3	4 - 10	11 - 30	31 - 50	> 50
γ_{sat} (kN/m ³)	-	12 - 16	14 - 18	16 - 20	18 - 25
ϕ (°)	-	25 - 32	28 - 36	30 - 40	> 35
State	<i>Very Loose</i>	<i>Loose</i>	<i>Medium</i>	<i>Stiff</i>	<i>Hard</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_{sat} (kN/m ³)	14 - 18	16 - 18	16 - 18	16 - 20	> 20
q_u (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) dalam Wahyudi (1999)

Tabel 4.18. Korelasi Antara Nilai N-SPT dengan γ_{sat}

Nature des sols		γ_d		e	n	w_{sat}	γ_{sat}^*
		g/cm ³	lb.cb.ft			%	
Argiles	molles moyennes	0,5	31,25	4,4	0,8	163	1,31
		0,6	37,50	3,5	0,78	129,6	1,38
		0,7	43,75	2,86	0,74	105,8	1,44
		0,8	50,00	2,38	0,7	88,0	1,5
		0,9	56,25	2	0,67	74,1	1,57
		1,0	62,50	1,7	0,63	63	1,63
		1,1	68,75	1,45	0,59	53,9	1,69
		1,2	75,00	1,25	0,56	46,3	1,76
		1,3	81,25	1,08	0,52	39,9	1,82
		1,4	87,50	0,93	0,48	34,4	1,88

Sumber : Bowles (1984) dalam Wahyudi (1999)

- Untuk lapisan 1 (kedalaman 0 s.d – 30 m) berjenis lempung lanau, konsistensi very soft dan mempunyai nilai N-SPT = 3. Dengan menggunakan persamaan linier maka diperoleh hasil sebagai berikut :
 γ_{sat} = 17 kN/m³
 γ_{dry} = 11,03 kN/m³
 γ_{unsat} = 14,03 kN/m³

- Untuk lapisan 2 (kedalaman -30 s.d -40m) berjenis lempung lanau, konsistensi medium dan mempunyai nilai N-SPT = 12. Dengan menggunakan persamaan linier maka diperoleh hasil sebagai berikut :

$$\gamma_{\text{sat}} = 17,33 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{dry}} = 11,24 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{unsat}} = 14,28 \text{ kN/m}^3$$

- Untuk lapisan 3 (kedalaman -40 m s.d -80 m) berjenis lempung lanau, konsistensi medium dan mempunyai nilai N-SPT = 20. Dengan menggunakan persamaan linier maka diperoleh hasil sebagai berikut :

$$\gamma_{\text{sat}} = 17,78 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{dry}} = 12,33 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{unsat}} = 15,06 \text{ kN/m}^3$$

B. Penentuan nilai C_u dan C'

Dalam menentukan nilai *Undrained Shear Strength* (C_u) dan *Effective Shear Strength* (C'), dapat diperoleh menggunakan korelasi nilai N-SPT dengan Tabel 4.19. berikut :

Tabel 4.19. Korelasi untuk Normally Consolidated Clay Layers

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

Sumber : Mochtar, 2012

- Untuk lapisan 1 (kedalaman 0 s.d, -30 m), berjenis lempung lanau, dengan konsistensi soft, dan nilai N-SPT = 3. Dengan menggunakan persamaan linier maka diperoleh hasil sebagai berikut :

$$C_u = 15 \text{ kN/m}^3$$

$$C' = \frac{2}{3} C_u = 10 \text{ kN/m}^3$$

- Untuk lapisan 2 (kedalaman -30 m s.d. -40 m), berjenis lempung lanau, dengan konsistensi medium, dan nilai N-SPT =12. Dengan menggunakan persamaan linier maka diperoleh hasil sebagai berikut :
 $C_u = 60 \text{ kN/m}^3$
 $C' = \frac{2}{3} C_u = 40 \text{ kN/m}^3$
- Untuk lapisan 3 (kedalaman -40 m s.d. -80 m), berjenis lempung lanau, dengan konsistensi stiff, dan nilai N-SPT =20. Dengan menggunakan persamaan linier maka diperoleh hasil sebagai berikut :
 $C_u = 100 \text{ kN/m}^3$
 $C' = \frac{2}{3} C_u = 66,67 \text{ kN/m}^3$

C. Penentuan nilai ϕ

Besaran nilai *Internal Fiction Angle* (ϕ) untuk tanah kohesif dapat diperkirakan dengan menggunakan korelasi antara C' dengan Tabel 4.20.

Tabel 4.20. Korelasi antara nilai C' dengan ϕ

Type	Soil description	Effective cohesion (kPa)	Friction angle (degrees)
cohesive	Soft – organic	5 – 10	10 – 20
	Soft – non organic	10 – 20	15 – 25
	Stiff	20 – 50	20 – 30
	Hard	50 – 100	25 – 30

(sumber : Look, 2007)

- Untuk lapisan 1 (kedalaman 0 s.d -30 m), berjenis lempung lanau, dengan konsistensi very soft, nilai $C' = 10$. Dengan menggunakan persamaan linier, maka dapat diperoleh nilai ϕ sebesar 20° .
- Untuk lapisan 2 (kedalamn -30 m s.d. -40 m), berjenis lempung lanau, degan konsistensi medium, dan nilai $C' = 40$. Dengan menggunakan persamaan linier, maka dapat diperoleh nilai ϕ sebesar $26,67^\circ$.
- Untuk lapisan 3 (kedalaman -40 m s.d. -80 m), berjenis lempung lanau, dengan konsistensi stiff, dan nilai $C' = 60$. Dengan menggunakan persamaan linier, maka dapat diperoleh nilai ϕ sebesar $26,67^\circ$.

D. Penentuan nilai E, dan μ

Dalam menentukan nilai Modulus Elastis Tanah (E_s) dan *Poisson's Ratio* (μ), dapat diperoleh menggunakan korelasi antara jenis tanah dengan **Tabel 4.21** berikut :

Tabel 4.21. Modulus Elastisitas Berdasarkan Tipe Tanah

Type of soil	Modulus of elasticity, E_s		Poisson's ratio, μ_s
	MN/m ²	lb/in ²	
Loose sand	10.5–24.0	1500–3500	0.20–0.40
Medium dense sand	17.25–27.60	2500–4000	0.25–0.40
Dense sand	34.50–55.20	5000–8000	0.30–0.45
Silty sand	10.35–17.25	1500–2500	0.20–0.40
Sand and gravel	69.00–172.50	10,000–25,000	0.15–0.35
Soft clay	4.1–20.7	600–3000	0.20–0.50
Medium clay	20.7–41.4	3000–6000	
Stiff clay	41.4–96.6	6000–14,000	

Sumber : Braja M Das

- Untuk Lapisan 1 (kedalaman 0 s.d. -30m), berjenis lempung lanau, dengan konsistensi soft, dan nilai N-SPT = 3 diperoleh hasil sebagai berikut :

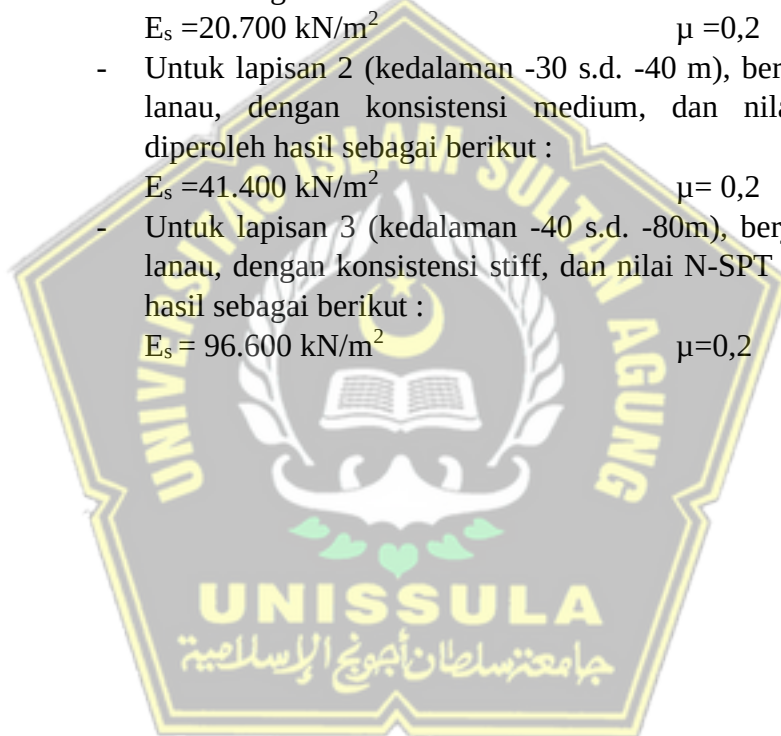
$$E_s = 20.700 \text{ kN/m}^2 \quad \mu = 0,2$$

- Untuk lapisan 2 (kedalaman -30 s.d. -40 m), berjenis lempung lanau, dengan konsistensi medium, dan nilai N-SPT=12 diperoleh hasil sebagai berikut :

$$E_s = 41.400 \text{ kN/m}^2 \quad \mu = 0,2$$

- Untuk lapisan 3 (kedalaman -40 s.d. -80m), berjenis lempung lanau, dengan konsistensi stiff, dan nilai N-SPT =20 diperoleh hasil sebagai berikut :

$$E_s = 96.600 \text{ kN/m}^2 \quad \mu = 0,2$$



Tabel 4.22. Kesimpulan Data Parameter Tanah

Lapis	Tipe Tanah	Konsistensi	Kedalaman (m)	N-SPT	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_{unsat} (kN/m ³)	Cu (kN/m ³)	C' (kN/m ³)	ϕ	Es (mN/m ²)	v
1	Silty Clay	Soft	0-30	3	17	14,03	15,00	10	20	20,7	0,2
2	Silty Clay	Medium	30-40	12	17,33	14,28	60	40,00	26,667	41,4	0,2
3	Silty Clay	stiff	40-80	20	17,78	15,06	100,00	66,67	26,667	96,6	0,2



4.4. Perencanaan Panjang Dinding

Dalam Perencanaan kali ini, perhitungan kedalaman dinding dilakukan dengan menggunakan konsep *push in*. Metode yang digunakan pada analisa *push in* adalah metode *free earth support* dengan memodelkan dinding di bawah posisi *strut* terbawah sebagai *free body* dan melakukan analisa kesetimbangan gaya, seperti yang telah dibahas pada Sub bab 2.1.2.

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

1. Perhitungan K_a dan K_p
2. Perhitungan Tegangan Horizintak (σ_h)
3. Perhitungan Gaya Horizontal (P)
4. Analisa Kesetimbangan Gaya
5. Panjang Total Dinding
6. Kontrol *Heaving* / *Hidrodynamic*

4.4.1. Perhitungan K_a dan K_p

Koefisien tekanan tanah aktif dan pasif diperoleh dengan menggunakan persamaan (2.6.) dan (2.10) yaitu :

- Lapis 1, $\phi = 20^\circ$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \\ = \tan^2 (45^\circ - 20/2) = 0,49$$

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \\ = \tan^2 (45^\circ + 20/2) = 2,04$$

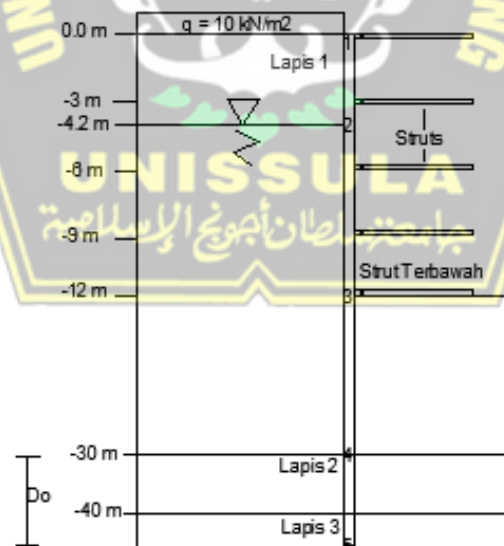
Hasil dari perhitungan koefisien tekanan tanah aktif dan koefisien tekanan tanah pasif tiap lapisan dapat dilihat pada **Tabel 4.23**

Tabel 4.23. Rekapitulasi Perhitungan Ka dan Kp

Lapisan	Kedalaman (m)	Nilai N Rata – Rata	Jenis Tanah	Konsistensi
1	0-30	3	SILTY CLAY	SOFT
2	30-40	12	SILTY CLAY	STIFF
3	40-80	20	SILTY CLAY	VERY STIFF

4.4.2. Perhitungan Tegangan Horizontal (σ_h)

Pada perhitungan tegangan horizontal (σ_h) kali ini akan dilakukan analisa per titik sesuai pada **Gambar 4.18**. Asumsi Kedalaman pancang (D_o) berada dibawah -30m. Analisa tegangan akan diuraikan berdasarkan jenis bebannya, yaitu tegangan akibat beban tanah (*overburden pressure*), akibat beban air tanah (*water pressure*), dan akibat beban diatas tanah (*surcharge*).



Gambar 4.18. Sketsa Perhitungan Tegangan Horizontal

A. Tegangan akibat beban tanah (*overburden pressure*)

Berikut adalah contoh perhitungan untuk mencari nilai σ_h akibat beban tanah, rekap hasil perhitungannya dapat dilihat pada **Tabel 4.24**.

a. Tekanan Tanah Aktif :

- Titik 1 :

$$\sigma_{va1} = \gamma' \times h_1 = 7,1 \times 0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}\sigma_{va1} &= \sigma_{va1} \times Ka - 2 C' \sqrt{Ka} \\ &= 0 \times 0,49 - 2 \times 10 \times \sqrt{0,49} \\ &= -14,004 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

- Titik 2 :

$$\begin{aligned}\sigma_{va2} &= \sigma_{va2} + \gamma' \times h_2 \\ &= 0 + 7 \times 4,2 = 29,4 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{ha2} &= \sigma_{va2} \times Ka - 2 C' \sqrt{Ka} \\ &= 29,4 \times 0,49 - 2 \times 10 \times \sqrt{0,49} \\ &= 0,41 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

b. Tekanan Tanah Pasif :

- Titik 3 :

$$\sigma_{vp3} = 0$$

$$\begin{aligned}\sigma_{hp3} &= \sigma_{vp3} \times Kp + 2 C' \sqrt{Kp} \\ &= 0 \times 2,04 + 2 \times 10 \times \sqrt{2,04} \\ &= 28,563 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

- Titik 4 :

$$\begin{aligned}\sigma_{vp4} &= \sigma_{vp4} + \gamma' \times h_3 \\ &= 0 + 7 \times 18 = 126 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{hp4} &= \sigma_{vp4} \times Kp + 2 C' \sqrt{Kp} \\ &= 126 \times 2,04 + 2 \times 10 \times \sqrt{2,04} \\ &= 285,553 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Tabel 4.24. Rekapitulasi Perhitungan σ_h Akibat Beban Tanah

Aktif							
Titik	Elevasi (m)	$\gamma' (kN/m^3)$	Tebal Tanah (m)	k_a	$C' (kN/m^2)$	$\sigma_v (kN/m^2)$	$\sigma_h (kN/m^2)$
1	0	7	0	0,49	10,00	0	-14,004
2	-4,2	7	4,2	0,49	10,00	29,4	0,410
3	-12	7	7,8	0,49	10,00	84	27,180
4	-30	7	18	0,49	10,00	210	88,957
5	Do	7,33	Do	0,38	40,00	210+7,3Do	30,55+2,79Do
Pasif							
Titik	Elevasi (m)	$\gamma' (kN/m^3)$	Tebal Tanah (m)	K_p	$C' (kN/m^2)$	$\sigma_v (kN/m^2)$	$\sigma_h (kN/m^2)$
3	-12	7	0	2,04	10,00	0	28,563
4	-30	7	18	2,04	10,00	126	285,553
5	Do	7,33	Do	2,63	40,00	126+7,3Do	460,88+19,27Do

B. Tegangan akibat beban air tanah (*water pressure*)

Berikut adalah contoh perhitungan untuk mencari nilai σ_h akibat beban air tanah, rekap hasil perhitungan dapat dilihat pada **Tabel 4.25**.

a. Tekanan Air Aktif :

- Titik 3 :

$$\begin{aligned}\sigma_{hwa3} &= \sigma_{hwa2} + \gamma_w \times h_3 \\ &= 0 + 10 \times 7,8 = 78 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

b. Tekanan Air Pasif

- Titik 4 :

$$\begin{aligned}\sigma_{hwp4} &= \sigma_{hwa3} + \gamma_w \times h_4 \\ &= 0 + 10 \times 18 = 180 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Tabel 4.25. Perhitungan σ_h Akibat Beban Air

Aktif				
Titik	Elevasi (m)	$\gamma_w (kN/m^3)$	Tebal Tanah (m)	$\sigma_h \text{ air} (kN/m^2)$
2	-4,2	10	0	0
3	-12	10	7,8	78
4	-30	10	18	158
5	Do	10	Do	258+10Do
Pasif				
Titik	Elevasi (m)	$\gamma_w (kN/m^3)$	Tebal Tanah (m)	$\sigma_h \text{ air} (kN/m^2)$
3	-12	10	0	0
4	-30	10	18	180
5	Do	10	Do	180+10Do

C. Tegangan akibat beban diatas tanah (surcharge)

Pada perencanaan kali ini, beban yang terdapat diatas tanah adalah berat bangunan Rumah Sakit Umum Daerah Ciawi yang didapatkan dari Jl Raya puncak No 479, Ciawi Bogor yang diasumsikan sebesar 10 kN/m^2 . Maka besar σ_{hq} dapat dihitung dengan cara seperti berikut :

$$\begin{aligned}\sigma_{hq} &= 10 \times K_a \\ &= 10 \times 0,49 = 4,9 \text{ kN}\end{aligned}$$

Besar σ_{hq} untuk tiap titik adalah sama.

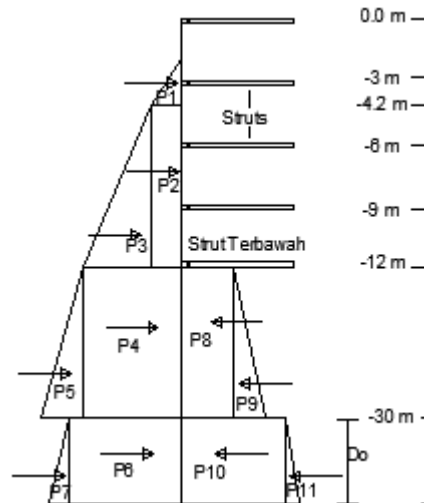
Selanjutnya dijumlahkan nilai tegangan akibat beban tanah (*overbueden pressure*), akibat beban air tanah (*water pressure*), dan akibat beban diatas tanah (*surcharge*) sehingga didapatkan nilai tegangan horizontal total. Hasil perhitungan dapat dilihat pada **Tabel 4.26.** berikut.

Tabel 4.26. Hasil Perhitungan Tegangan Horizontal Total

Aktif				
Titik	Elevasi (m)	γ_w (kN/m^3)	Tebal Tanah (m)	σ_h air (kN/m^2)
2	-4,2	10	0	0
3	-12	10	7,8	78
4	-30	10	18	158
5	Do	10	Do	$258+10Do$
Pasif				
Titik	Elevasi (m)	γ_w (kN/m^3)	Tebal Tanah (m)	σ_h air (kN/m^2)
3	-12	10	0	0
4	-30	10	18	180
5	Do	10	Do	$180+10Do$

4.4.3. Perhitungan Gaya Horizontal (P)

Setelah didapatkan nilai Tegangan Horizontal pada setiap titik, selanjutnya dibuat diagram tegangan untuk mempermudah dalam menghitung gaya horizontal. Diagram tegangan horizontal dapat dilihat pada **Gambar 4.19**



Gambar 4.19. Diagram Tegangan Horizontal

Gaya Horizontal (P) dapat dicari dengan cara menghitung luasan pada diagram tegangan. Rekapitulasi hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 4.27. Berikut adalah contoh perhitungan gaya horizontal :

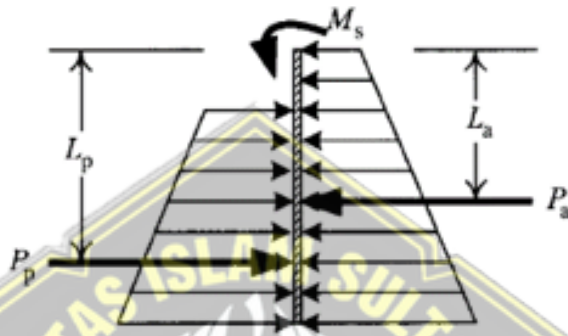
$$\begin{aligned}
 P1 &= \sigma_{ha2} \times h_2/2 \\
 &= 5,31 \times 3,4/2 = 9,04 \text{ kN} \\
 P2 &= \sigma_{ha2} \times h_3 \\
 &= 5,31 \times 7,8 = 41,44 \text{ kN} \\
 P11 &= \sigma_{hp5} \times Do/2 \\
 &= 29,27 Do \times Do/2 = 14,635 Do^2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.27. Hasil Perhitungan Gaya Horizontal

Nama Gaya	σ_h total (kN/m ²)	Tebal Tanah (m)	Besar Gaya (kN)
P1	5,31	3,4	9,04
P2	5,31	7,8	41,44
P3	104,77	7,8	408,60
P4	110,08	18	1981,50
P5	241,78	18	2175,99
P6	293,45	Do	293,45 Do
P7	12,79 Do	Do	6,4 Do ²
P8	28,563	18	514,13
P9	436,99	18	3932,91
P10	640,88	Do	640,88 Do
P11	29,27 Do	Do	14,635 Do ²

4.4.4. Analisa Kesetimbangan Gaya

Selanjutnya dilakukan Analisa kesetimbangan pada gaya – gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah. Dalam perencanaan kali ini gaya – gaya yang diperhitungkan hanyalah gaya – gaya yang berada dibawah pengaku (*strut*) terbawah seperti terlihat pada **Gambar 4.19**, yaitu gaya P4 sampai P11. Hal ini disebabkan karena gaya P1 sampai P3 dianggap sudah tertahan oleh *strut* (plat lantai *basement*) maka tidak ikut diperhitungkan.



Gambar 4.20. Kesetimbangan Gaya Dinding Penahan Tanah Sebagai *free body*

Momen yang terjadi adalah gaya horizontal (P) dikali dengan jarak antara titik tangkap bidang ke titik *strut* terbawah seperti terlihat pada **Gambar 4.20**. Hasil perhitungan momen akibat gaya horizontal (P) dapat dilihat pada **Tabel 4.28**. Berikut adalah contoh perhitungan momen akibat gaya horizontal (P) :

$$\begin{aligned} \text{MP4} &= P4 \times \frac{1}{2} h_4 \\ &= 2314 \times 9 = 20829,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{MP5} &= P5 \times \frac{2}{3} h_4 \\ &= 2473,97 \times 12 = 29687,6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{MP6} &= P6 \times (h_4 + \frac{1}{2} D_o) \\ &= 333,08 D_o \times (18 + \frac{1}{2} D_o) \\ &= 5995,26 D_o + 166,54 D_o^2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{MP11} &= P11 \times (h_4 + \frac{2}{3} D_o) \\ &= 14,635 D_o^2 \times (18 + \frac{2}{3} D_o) \\ &= 263,43 D_o^2 + 9,756 D_o^3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tabel 4.28. Rekapitulasi Hasil Perhitungan Momen

Nama Gaya	Besar Gaya (kN)	Jarak ke <i>strut</i> terbawah (m)	Besar Momen (kNm)
MP4	1981,50	9	17833,47
MP5	2175,99	12	26111,87
MP6	293,45 Do	$18+1/2Do$	$5282,1 DO + 146,725 Do^2$
MP7	$6,4 Do^2$	$18+2/3Do$	$115,11 Do^2 + 4,26 Do^3$
MP8	514,13	9	4627,20
MP9	3932,91	12	47194,97
MP10	640,88 Do	$18+1/2Do$	$11535,84 Do + 320,44 Do^2$
MP11	$14,635 Do^2$	$18+2/3Do$	$263,43 Do^2 + 9,756 Do^3$

Langkah selanjutnya adalah melakukan Analisa kesetimbangan gaya untuk mendapatkan persamaan momen sebagai berikut :

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

$$0 = (MP4+MP5+MP6+MP7) - (MP8+MP9+MP10+MP11)$$

$$0 = (4,263 Do^3 + 261,835 Do^2 + 5282,1 Do + 43945,35) - (9,756 Do^3 + 583,87 Do^2 + 11535,84 Do + 51822,168)$$

$$0 = -5,493 Do^3 - 3220,35 Do^2 - 6253,74 Do - 7876,82$$

4.4.5. Kedalaman Dinding Penahan Tanah

Setelah mendapatkan persamaan momen dari tahap sebelumnya, dengan menggunakan rumus fungsi *goal seek* pada Ms.Excel maka dapat diperoleh harga Do sebesar 3,29 m. setelah didapatkan nilai Do maka dapat dicari kedalaman penetrasi dinding (D), yaitu dengan menambahkan Do dengan kedalaman dinding dibawah tanah yaitu sebesar 10 m kemudian dikali dengan Faktor Keamanan (SF) sebesar 1,2. $D = SF \times (Do + 10) = 1,2 \times 13,29 = 15,95 \text{ m}$

Didapat kedalaman penetrasi dinding sedalam 16m. Panjang total dinding adalah jumlah dari kedalaman galian (H) dengan kedalaman penetrasi dinding (D). $H + D = 8 + 16 = 24 \text{ m}$

Kesimpulannya Panjang total dinding penahan tanah yang dibutuhkan untuk menahan tekanan tanah adalah sepanjang 24 m.

4.4.6. Kontrol Heaving / *Hidrodynamic*

Kedalaman penurapan (D_c) harus cukup untuk mengatasi gejala *hydrodynamic* yang dapat mengganggu kestabilan dinding dan lubang galian tanah dapat dihitung dengan mengontrol rasio antara nilai gradien hidrolis (i) dengan gradien hidro kritis (i_w).

$$i \times SF < i_w$$

$$\frac{\Delta h}{D_c} \times 1,2 < \frac{y'}{y_w} \dots\dots\dots (2.21)$$

Dimana,

Δh = Selisih antara dasar galian dengan kedalaman muka air tanah (m) = 8 – 4,2 = 3,8

$$y' = 7,37 \text{ kN/m}^3$$

$$y_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

Sehingga,

$$\frac{3,8}{D_c} \times 1,2 < \frac{7,37}{10}$$

$$4,56 < 0,737 D_c$$

Kedalaman Penurapan (D_c) > 6,19 m

D (16 m) > D_c (6,19 m)..... (OK)

Maka panjang dinding penahan tanah sudah cukup untuk menahan rembesan (*heaving*) yang terjadi.

4.5. Perencanaan Dinding Penahan Tanah

Perencanaan Dinding Penahan Tanah yang dimaksud adalah perencanaan secara rinci untuk setiap jenis dinding penahan tanah yang dibandingkan, yang terdiri dari *preliminary design*, analisa stabilitas dinding, perhitungan penulangan, kontrol terhadap *uplift*, metode pelaksanaan dan rencana anggaran biaya.

4.5.1. Perencanaan *Diaphragm Wall*

Pada *Sub* bab ini akan dilakukan perencanaan dinding penahan tanah jenis *Diaphragm Wall*. *Output* dari sub bab ini adalah nilai deflesi maksimum, kebutuhan tulangan dinding, metode pelaksanaan.

4.5.1.1. *Preliminary design*

Sebelum melakukan perhitungan, dilakukan analisa terlebih dahulu mengenai data apa saja yang diperlukan, seperti data tanah dan parameter – parameter tanah yang dibutuhkan. Selain itu dilakukan juga perencanaan awal / *preliminary design* guna mempermudah perencanaan.

a. Data tanah

Data tanah yang digunakan dalam perencanaan memerlukan data tanah yang terdapat pada **Tabel 4.8**.

b. *Diaphragm Wall*

Dari perhitungan pada sub bab sebelumnya telah didapatkan panjang dinding penahan tanah sedalam 24 m. Kemudian dilakukan perencanaan awal / *preliminary design* untuk parameter – parameter lainnya sebagai berikut :

Tebal <i>Diaphragm Wall</i>	= 0,6 m
Luas Penampang (A)	= 0,6 m ²
Inersia Penampang (I)	= 0,018m ⁴
Mutu Beton (f_c')	= 50 MPa
Mutu Baja (f_y)	= 410 MPa
Modulus Elastisitas Beton (E)	= $4700\sqrt{f_c'}$
	= 33.234.018,72 kN/m ²
EA	= 29.946.370,11
EI	= 898.391,1032
Berat Dinding (W)	= 14,4 kN/m

c. Pengaku lateral

Pada perencanaan kali ini, Pengaku Lateral yang dimaksud adalah pelat lantai *basement* dan raft pondasi yang selain berfungsi untuk lantai gedung juga berfungsi untuk menahan tekanan lateral yang terjadi pada dinding *basement*. Berikut adalah *preliminary design* nya :

- Pelat Lantai *Basement*

Tebal	= 0,3 m
Luas Penampang	= 0,3 m ²
Panjang Bentang	= 5 m
Mutu Beton	= 50 MPa
Mutu Baja	= 410 MPa
Modulus Elastisitas Beton (E)	= $4700\sqrt{f'c'}$ = 33234018,72 kN/m ²
EA	= 14.973.185,05

- Raft Pondasi *Basement*

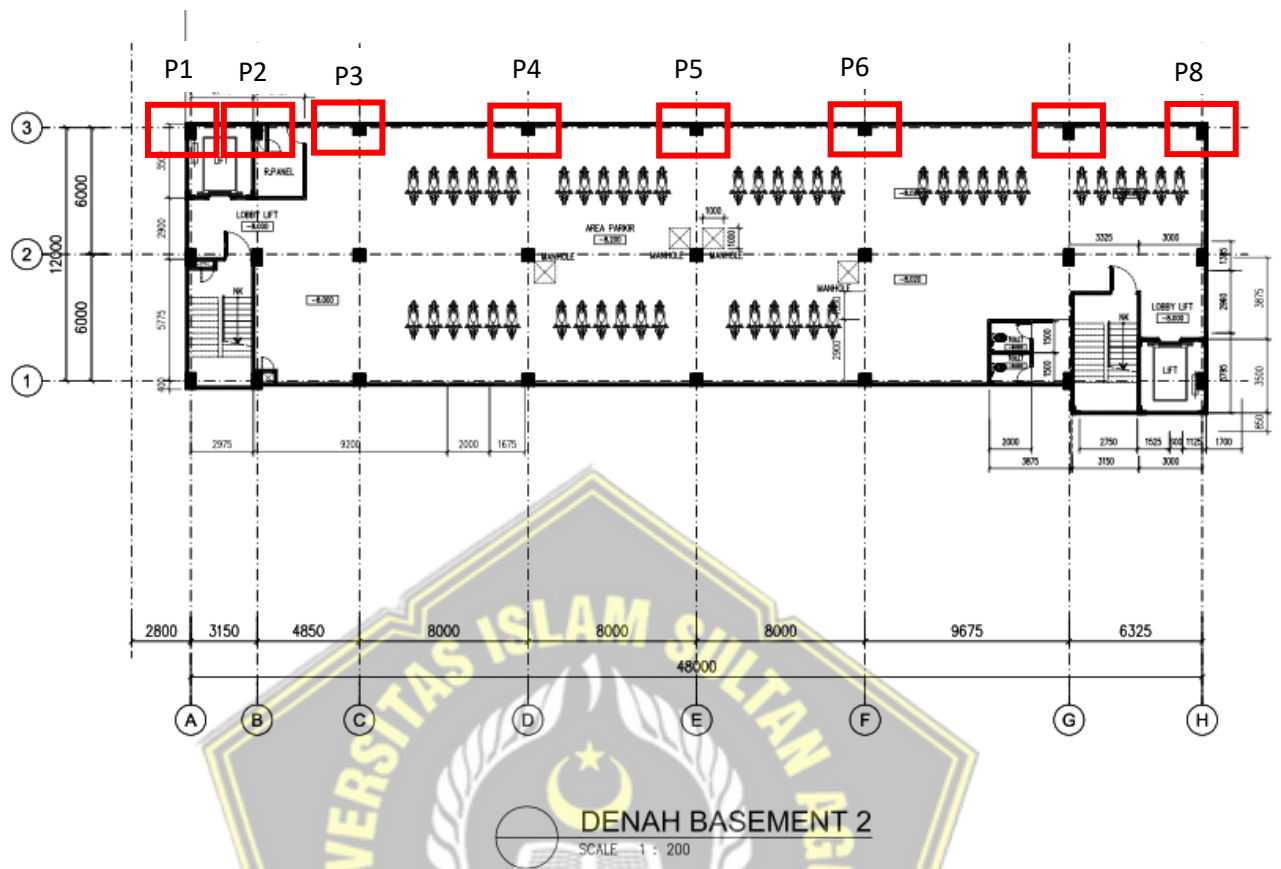
Tebal	= 1 m
Luas Penampang	= 1 m ²
Panjang Bentang	= 5 m
Modulus Elastisitas Beton (E)	= $4700\sqrt{f'c'}$ = 33234018,72 kN/m ²
EA	= 49.910.616,84

d. Pembebanan

Beban – beban yang terjadi pada perencanaan kali ini adalah beban mati dari struktur Rumah Sakit Umum Daerah Ciawi dan beban hidup yang terdiri dari beban akibat tanah, air, dan beban diatas tanah (*surcharge*).

- Beban diatas tanah (*surcharge*) :

Beban dari P7	= 3490,89 kNm
Beban dari jalan	= 10 kN



Gambar 4.21. Denah Pondasi Basement

Tabel 4.29. Tabel Output Pondasi

Table : Joint Design Reactions								
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Fx	Fy	Fz
basement	15	P1	Comb pondasi	Combination	Max	3,35	-2,31	1131,31
basement	18	P2	Comb pondasi	Combination	Max	-1,05	5,31	1450,43
basement	19	P3	Comb pondasi	Combination	Max	8,21	9,30	1553,9
basement	4	P4	Comb pondasi	Combination	Max	23,51	18,11	2590,39

Table : Joint Design Reactions								
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Fx	Fy	Fz
basement	3	P5	Comb pondasi	Combination	Max	-0,799	19,08	3151,33
basement	2	P6	Comb pondasi	Combination	Max	-0,398	-5,33	2791,52
basement	1	P7	Comb pondasi	Combination	Max	25,18	22,45	3490,89
basement	27	P8	Comb pondasi	Combination	Max	-15,28	23,84	3264,49

4.5.1.2. Analisa stabilitas

Analisa stabilitas dinding dilakukan untuk mengetahui apakah suatu struktur dinding penahan tanah sudah memenuhi syarat yang berlaku atau belum. Pada perencanaan kali ini, dilakukan analisa stabilitas dinding dengan menggunakan program bantu PLAXIS V.8.6. Berikut adalah Langkah – Langkah pengoperasian program bantu PLAXIS V.8.6 :

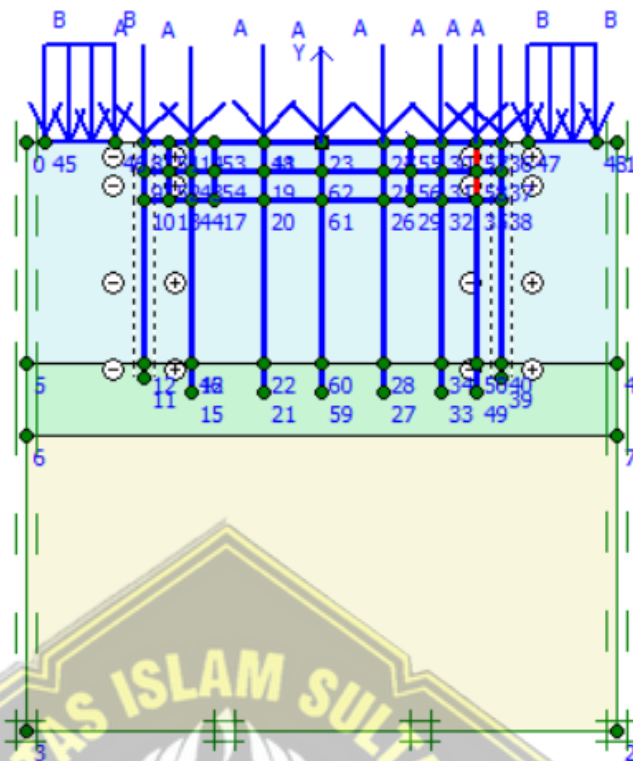
a. Input atau masukan

Secara garis besar, langkah – langkah yang dilakukan dalam input plaxis adalah membuat geometri lapisan tanah dan struktur, mendefinisikan material – material yang diperlukan, lalu meng-generasi tekanan yang terjadi. Untuk lebih lengkapnya akan dijelaskan pada langkah – langkah dibawah ini :

- Buka aplikasi Plaxis V.8.6
- Pilih *new project*
- Pada tab *project* bagian *General*, pilih Model *plane strain* dan Elemen *15-Node*
- Pada tab *Dimension* bagian *units*, atur satuan yang akan dipakai (pada tugas akhir ini menggunakan satuan kN/m/day).

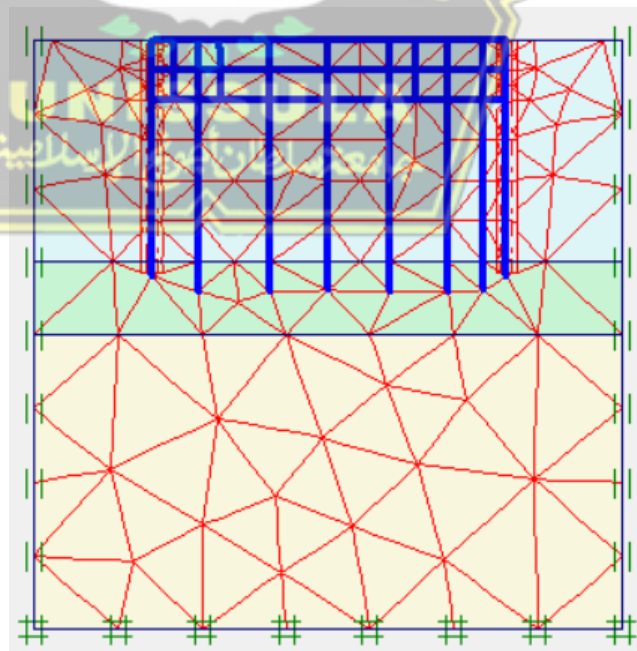
- Pada tab *Dimension* bagian *Geometry Dimension* masukan ukuran ruang kerja yang dibutuhkan (pada tugas akhir ini menggunakan 100 x 100 m). Klik OK.
- Selanjutnya adalah membuat geometri tanah dengan menggunakan alat *Geometry Line*  dengan cara memasukan koordinat garis berdasarkan koordinat (x,y) sesuai dengan kondisi tanah yang ada di lapangan.
- Langkah berikutnya adalah membuat kontruksi yang ingin ditinjau menggunakan alat *plate*  dengan cara memasukan koordinat berdasarkan koordinat (x,y) sesuai dengan kondisi kontruksi yang diinginkan.
- Berikutnya adalah memasukan beban hidup dan beban mati, dengan menggunakan alat *Distributed Load*  (untuk beban dari bangunan) dan  (untuk beban dari jalan) tarik garis sebesar lebar beban hidup dan beban mati yang terjadi, kemudian pilih objek menggunakan alat *Selection*  lalu masukan besaran beban hidup dan beban mati (pada tugas akhir ini beban mati bangunan sesuai dengan **Tabel 4.29** dan beban jalan sebesar $q = 10 \text{ kN}$)
- Selanjutnya adalah menambahkan *Interfaces*  tarik garis *interfaces* mulai dari ujung atas sampai dengan ujung bawah dinding lalu kembali ke ujung atas.
- Langkah selanjutnya adalah memasukan parameter tanah tiap lapis kedalam program Plaxis V.8.6. yaitu terdapat pada tab material bagian *Soil and Interfaces*.
- Klik *New* lalu pada tab *General* bagian *Material Set* Masukan Nama, Model, dan Tipe dari lapisan tanah (pada tugas akhir ini dipilih kalkulasi model *Mohr-Coulomb* dan Tipe *UnDrained* untuk tanah lempung).
- Pada bagian *Premeability* masukan nilai γ_{sat} dan γ_{unsat} untuk lapisan tanah yang dimasukan sesuai dengan parameter tanah yang ada.
- Pada bagian *Premeability* masukan nilai kecepatan tanah (pada tugas akhir ini nilai kecepatan tanah lempung sebesar 1 mm/hari).

- Selanjutnya pada tab *Parameters* bagian *Stiffness* masukan nilai Modulus Elastisitas tanah dan *poisson's Ratio* tanah dari data parameter tanah yang ada (pada tugas akhir ini nilai $E_s = 25000 \text{ kN/m}^2$ dan $\mu = 0,2$ untuk tanah lapis 1).
- Pada bagian *Strength* masukan nilai Kohesi dan Sudut geser tanah, dan Dilatansi (pada tugas akhir ini nilai $C' = 11,67 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 8,5^\circ$ untuk tanah lapis 1, sedangkan untuk dilatansi diisi 0). Sementara pada bagian *Alternatives* dan *Velocities* dibiarkan *default* saja.
- Pada tab *Interfaces* bagian *Strength* masukan nilai *Real Interfaces* (R_{inter}) sebesar 0,9, sementara untuk bagian *Real Interfaces Thickness* dibiarkan *default* saja.
- Ulangi Langkah diatas untuk setiap lapisan tanah yang akan didefinisikan.
- Langkah selanjutnya adalah memasukkan parameter untuk material dinding penahan tanah serta pengaku lateral tambahan. Terdapat pada tab *material* bagian *plates*.
- Klik *New* untuk memulai, pada bagian material set masukan nama dan tipe material yang ingin didefinisikan (pada tugas akhir ini digunakan tipe material *Elastic*)
- Selanjutnya pada bagian *Properties* masukan EA, EI, w, dan μ sesuai dengan data perencanaan. Sedangkan untuk nilai *Rayleigh* dibiarkan *default* saja.
- Ulangi Langkah diatas untuk setiap jenis struktur yang akan didefinisikan.
- Setelah semua material didefinisikan, tekan dan tahan tiap jenis material yang dipilih tadi.
- Setelah itu didefinisikan kekakuan pada setiap ujung ruang kerja dengan memilih alat *Standart Fixities*  Lakukan hingga terlihat seperti **Gambar 4.22.** berikut.



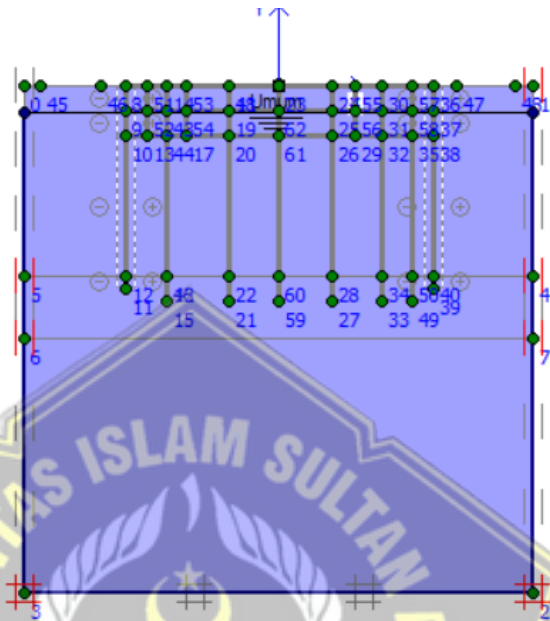
Gambar 4.22. Geometri Input Data Pada Program Plaxis V.8.6

- Tahap selanjutnya adalah *Generate Mesh* dengan menggunakan alat  Kemudian klik OK untuk melanjutkan sehingga muncul jendela seperti **Gambar 4.23.** Lalu klik *Update* untuk kembali ke ruang kerja.



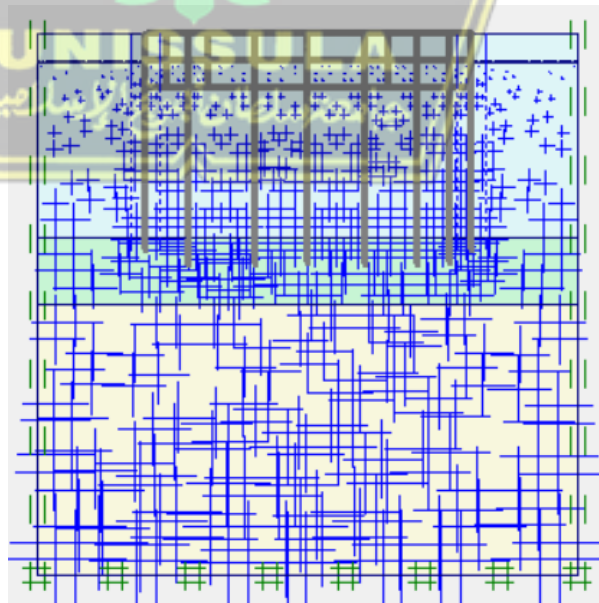
Gambar 4.23. *Generate Mesh*

- Selanjutnya klik *Initial Condition* ➡ *Initial conditions* , lalu masukan elevasi MAT dengan menggunakan alat *Phreatic Level* 📏 tarik garis dari ujung kiri ruang kerja (sesuai dengan elevasi MAT hingga ujung kanan. Seperti terlihat pada **Gambar 4.24**.



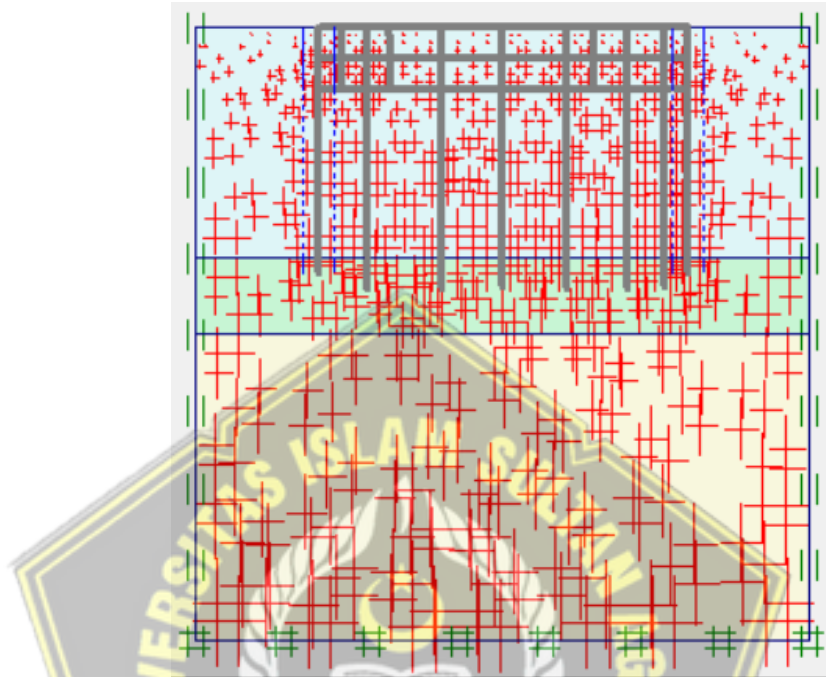
Gambar 4.24. *Initial Condition*

- Selanjutnya klik *generate water pressure* ++ kemudian klik OK, lalu klik *Update* untuk kembali ke ruang kerja. Seperti terlihat pada **Gambar 4.25**.



Gambar 4.25. *Generate Water Pressure*

- Selanjutnya klik *initial pore pressure*  lalu klik *Generate Initial Stresses* . Kemudian atur ΣM -weight sebesar 1,00, lalu klik OK, kemudian klik *Update* untuk kembali ke ruang kerja. Seperti terlihat pada **Gambar 4.26.**



Gambar 4.26. *Initial Stress Generation*

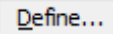
- Setelah semua *pressures* ter-generate, selanjutnya klik *Calculate*  untuk masuk ke tahap kalkulasi. Setelah ini program akan meminta untuk *save file*, klik *yes*, lalu simpan pada *directory* yang diinginkan.

b. Calculation atau Kalkulasi

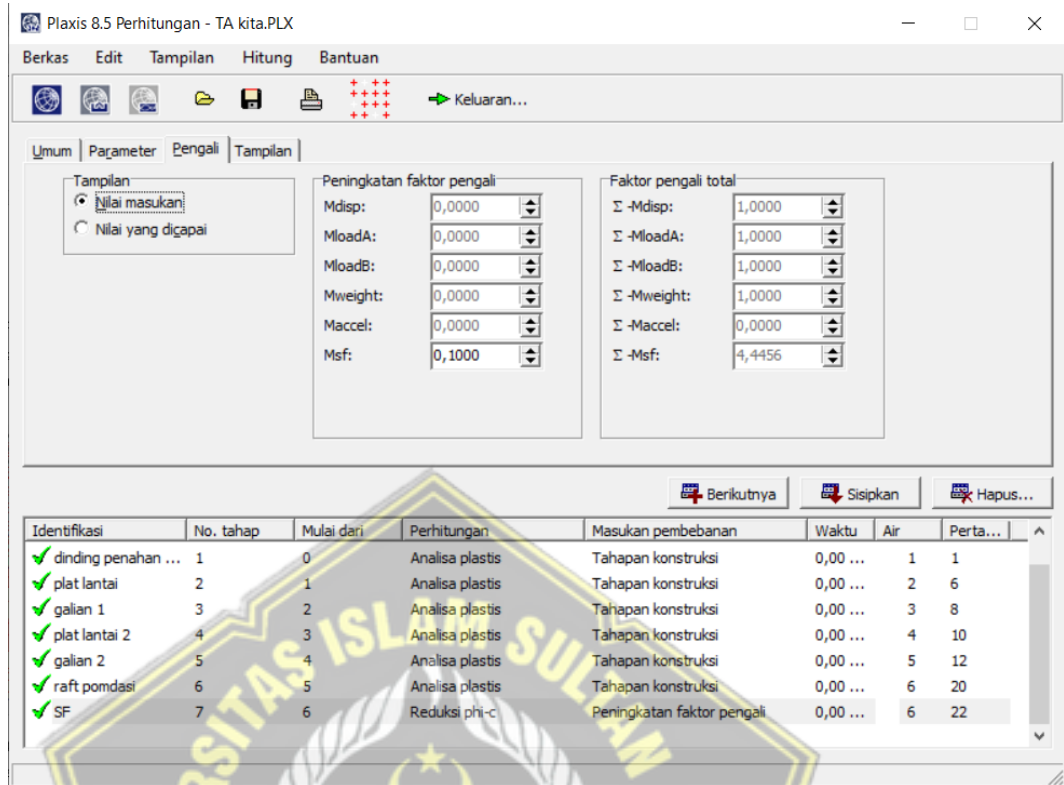
Dalam langkah perhitungan ini, beberapa periode perhitungan harus ditentukan. Seriap tahap perhitungan ini mewakili langkah-langkah kerja dalam kondisi nyata. Pada tugas akhir ini metode konstruksi yang digunakan adalah kontruksi *Top-Down* sehingga urutan pekerjaan dimulai dengan pekerjaan pengecoran pelat lantai kemudian dilanjutkan dengan pkerjaan galian bertahap hingga pengecoran raft pondasi. Untuk permodelan, tahapan perhitungan akan dijelaskan pada langkah-langkah di bawah ini:

- Klik *next*  untuk memulai fase perhitungan baru. Pada tab *General* masukan nama fase dan predesesor dari fase tersebut. Pada tab

calculation type pilih *Plastic*. (pada tugas akhir ini fase kalkulasi dimulai dari instalasi dinding penahan tanah, beban hidup dan beban mati.

- Pada tab *Parameters* bagian loading input pilih alat *define*  untuk masuk kedalam ruang kerja.
- Pada *workspace* pilih beban hidup, dinding penahan tanah, dan pondasi tiang sampai warna berubah dari abu – abu menjadi biru. Klik perbarui untuk kembali ke jendela sebelumnya.
- Klik *next* untuk melanjutkan ke fase selanjutnya yaitu pengecoran pelat lantai.
- kemudian lakukan *define* untuk masuk kedalam ruang kerja. Pilih struktur pelat lantai paling atas hingga warna menjadi biru. Klik perbarui untuk kembali ke jendela sebelumnya.
- Klik *next* untuk melanjutkan ke fase selanjutnya yaitu galian bertahap.
- kemudian lakukan *define* untuk masuk kedalam ruang kerja. Pilih lapisan tanah yang akan digali hingga warna berubah menjadi putih. Klik *tools Water Pressure*  untuk menghilangkan tekanan air pada galian tanah dengan cara klik kanan pada tanah yang digali, kemudian pilih *cluster dry*, lalu klik OK. Kemudian klik perbarui.
- Ulangi langkah diatas sampai pada tahap pekerjaan terakhir yaitu pengecoran raft pondasi.
- Kemudian klik *next* untuk menambahkan fase baru untuk mendapatkan nilai *Safety Factor* (SF), yaitu dengan cara merubah *calculation type* ke *Phic reduction*.
- Kemudian klik *tools Select point for curves*  lalu klik pada titik yang ingin ditinjau kemudian klik perbarui. Lakukan sehingga terlihat seperti **Gambar 4.27**.

- Klik alat *Calculate* ➡ *Calculate...* untuk memulai proses kalkulasi.



Gambar 4.27. Langkah – Langkah Kalkulasi Pada Program Plaxis V.8.6

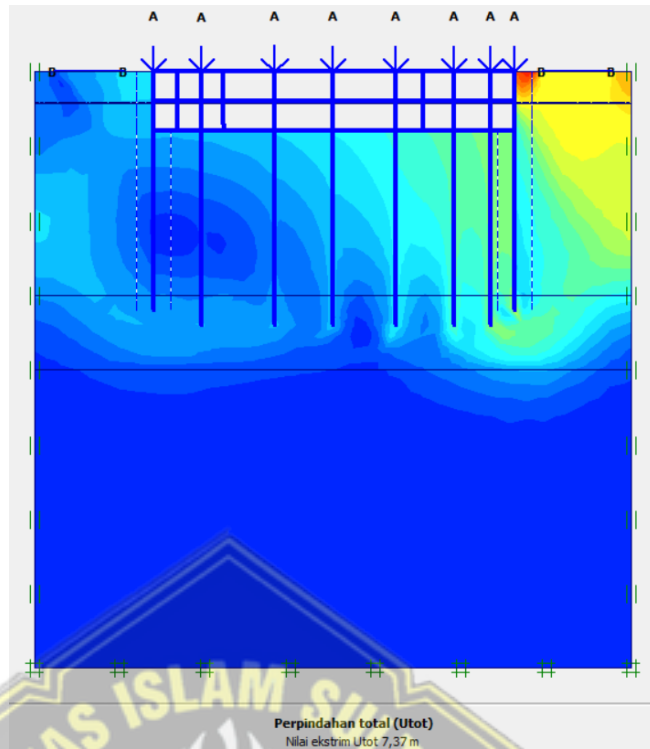
c. Output atau Keluaran

Nilai *Safety Factor* (SF) dapat ditemukan pada tab *Multipliers* bagian *Total Multipliers*. Disana terdapat nilai Σ Msf yang merupakan nilai *Safety Factor* (SF) dari SF dari keseluruhan konstruksi *basement*.

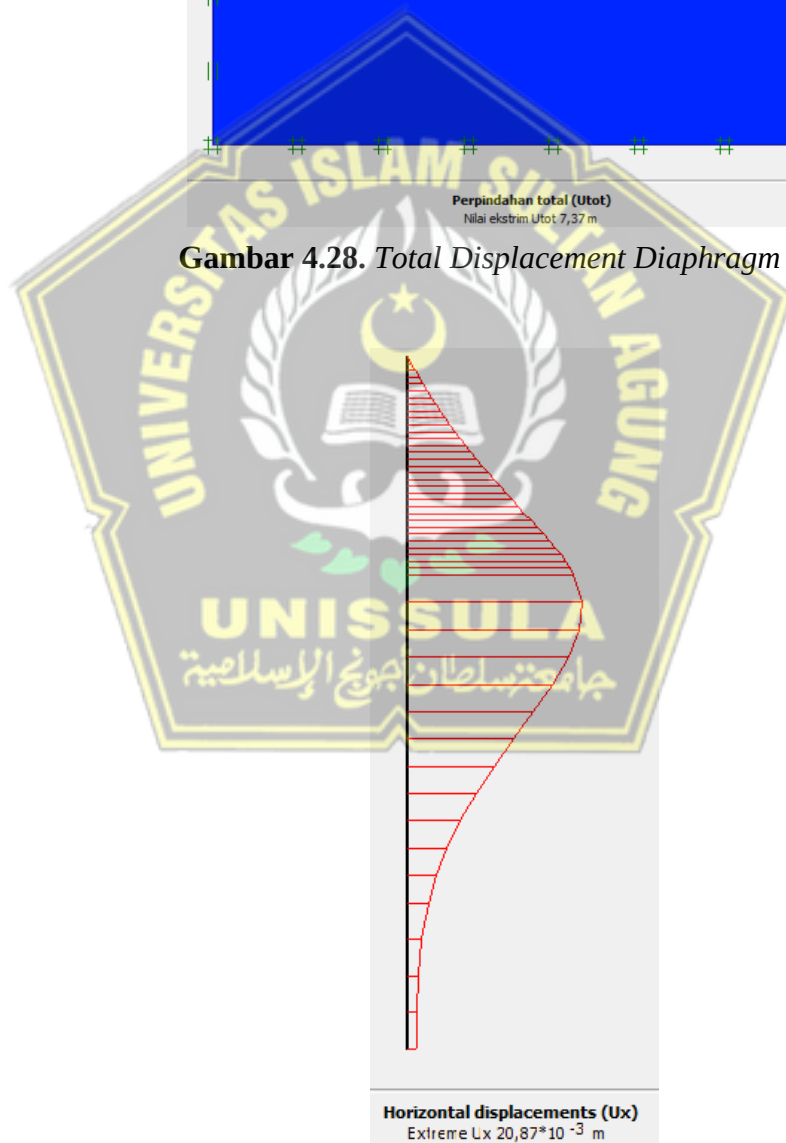
Untuk melihat *mesh* regangan, perpindahan total, dan resultan gaya – gaya yang terjadi dapat dilihat pada jendela *output* yang dapat diakses dengan cara mengklik tombol *output* ➡ *Output...*

Untuk melihat deformasi/defleksi/gaya dinding penahan tanah secara detail, dapat diklik dua kali pada dinding penahan tanah yang akan ditinjau. Kemudian jika ingin melihat deformasi/defleksi/gaya per kedalaman dapat diakses menggunakan alat *Table*

Output dari analisis stabilitas dinding diafragma adalah sebagai berikut:



Gambar 4.28. Total Displacement Diaphragm Wall



Gambar 4.29. Defleksi Maksimum Diaphragm Wall

Kesimpulan dari analisis PLAXIS V.8.6. adalah:

Defleksi Maksimum : 20.87 mm

Nilai Defleksi Maksimum < Defleksi ijin (1 inci) ... (OK)

4.5.1.3. Perhitungan Penulangan

Pada perencanaan kali ini, dilakukan perhitungan kebutuhan penulangan *Diaphragm Wall* menggunakan metode LRFD. Langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

a. Perhitungan nilai M_R

Diketahui :

Mutu Berton (f'_c) = 50 MPa

Mutu Baja (f_y) = 410 MPa

- Mencari nilai β_1 :

Untuk mencari $f'_c \geq 28$ MPa digunakan persamaan dibawah ini :

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 (f'_c / f_y) \beta_1 (6120 / (6120 + f_y))$$

$$\beta_1 = 0,692857143 \geq 0,65$$

- Mencari nilai ρ_b dan ρ_{max} :

$$\rho_b = (0,85 f'_c / f_y) \beta_1 (6120 / (6120 + f_y))$$

$$\rho_b = 0,043008005$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,032256004$$

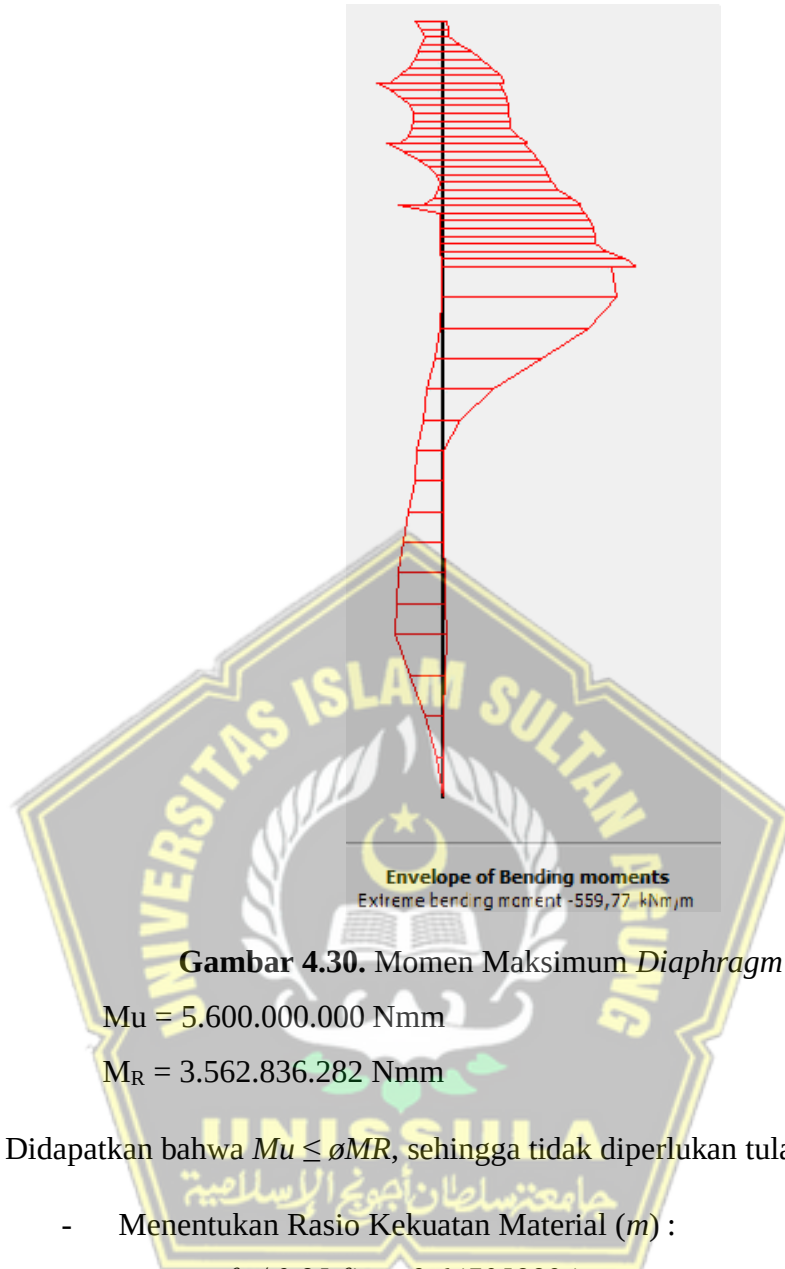
- Mencari nilai M_R :

$$M_R = (1/\phi) \rho_{max} f_y (1 - 0,59 (\rho_{max} f_y / f'_c)) b d^2$$

$$M_R = 158.351.861 \text{ Nmm}$$

b. Tulangan vertikal

Tulangan memanjang untuk menahan momen lentur yang terjadi pada dinding. Sebelum menghitung tulangan, cari dulu nilai M_u untuk menentukan persamaan mana yang digunakan dalam perhitungan. Nilai M_u diperoleh dengan menggunakan program PLAXIS V.8.6. Nilai momen maksimum pada dinding diafragma ditunjukkan pada **Gambar 4.30.** berikut.



Gambar 4.30. Momen Maksimum *Diaphragm Wall*

$$M_u = 5.600.000.000 \text{ Nmm}$$

$$M_R = 3.562.836.282 \text{ Nmm}$$

Didapatkan bahwa $M_u \leq \phi M_R$, sehingga tidak diperlukan tulangan tekan

- Menentukan Rasio Kekuatan Material (m) :

$$m = f_y / 0,85 f'_c = 9,647058824$$

- Menentukan Rasio Penulangan

$$\rho_{perlu} = 1/m (1 - \sqrt{1 - (2nM_u / f_y b d^2)})$$

$$= 0,004868497$$

$$\rho_{min} = 1,4 / f_y = 0,003414634$$

$$\text{Dipakai } \rho_{perlu} = 0,004868497$$

- Menentukan luas tulangan yang dibutuhkan (A_s)

$$A_s = \rho b d = 2.609,514555 \text{ mm}^2$$

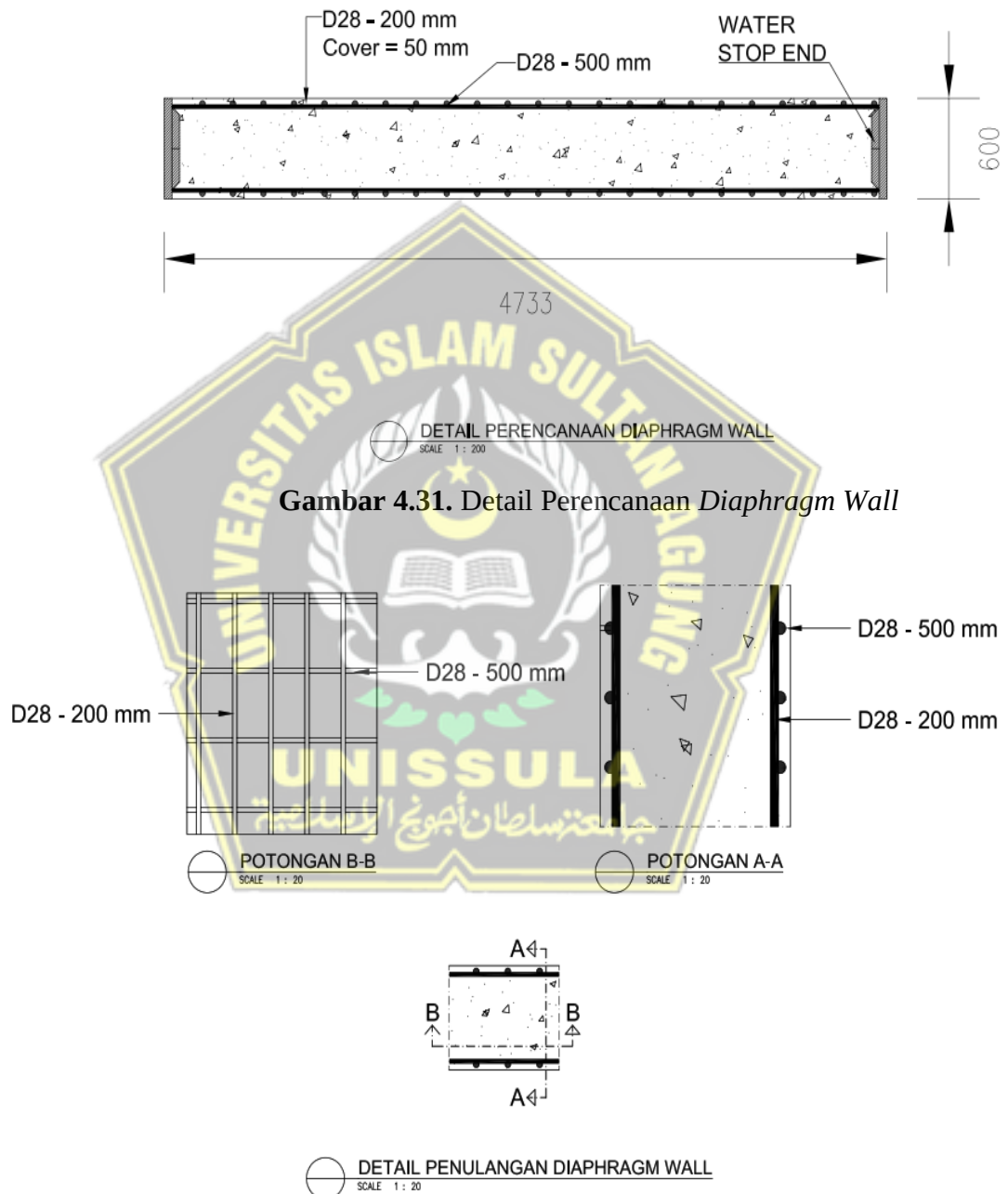
- Mencari Jumlah Tulangan

Direncanakan menggunakan tulangan D28 sehingga kebutuhan tulangan adalah :

$$As \text{ tulangan} = 615,44 \text{ mm}^2$$

$$As / As \text{ tulangan} = 4,240079545 \sim 5 \text{ buah / m}$$

Maka digunakan tulangan D28 – 200 mm



Gambar 4.32. Detail Penulangan Dinding *Diaphragm Wall*

c. Tulangan horizontal

Tulangan horizontal diperlukan karena efek susut beton oleh temperatur. Pada mutu tulangan $f_y < 4200 \text{ kg/cm}^2$, maka perhitungannya sebagai berikut:

- Menentukan luas tulangan yang dibutuhkan (A_s) :

$$A_g = 1.000 \times 600 = 600.000 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0,002 \times A_g = 1.200 \text{ mm}^2$$

- Mencari Jumlah Tulangan

Direncanakan menggunakan D28

Kebutuhan tulangan adalah :

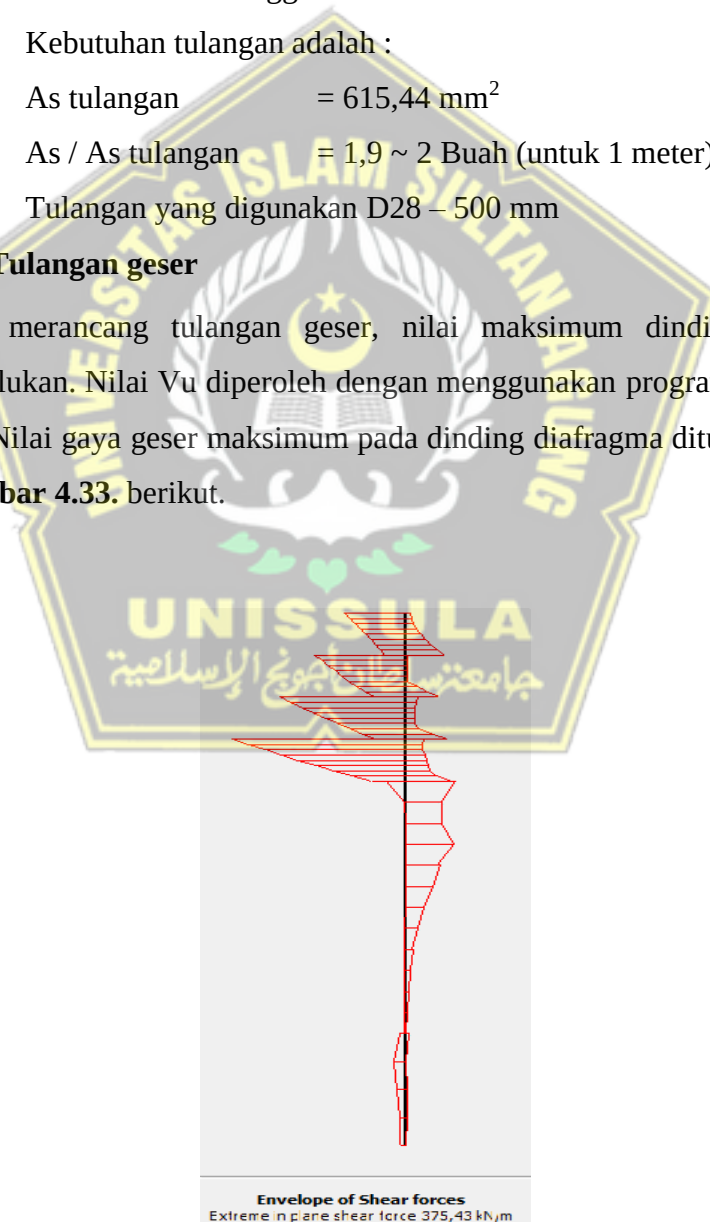
$$A_s \text{ tulangan} = 615,44 \text{ mm}^2$$

$$A_s / A_s \text{ tulangan} = 1,9 \sim 2 \text{ Buah (untuk 1 meter)}$$

Tulangan yang digunakan D28 – 500 mm

d. Tulangan geser

Saat merancang tulangan geser, nilai maksimum dinding diafragma diperlukan. Nilai V_u diperoleh dengan menggunakan program PLAXIS V. 8.6. Nilai gaya geser maksimum pada dinding diafragma ditunjukkan pada **Gambar 4.33.** berikut.



Gambar 4.33. Geser Maksimum *Diaphragm Wall*

Nilai V_u yang diperoleh dari analisis program PLAXIS V.8.6. adalah 375,43 kN. Jika nilai ini dibandingkan dengan nilai $V_c = \phi 0,053 \sqrt{f'c b d} = 1807,87 \text{ kN}$, maka tidak diperlukan tulangan geser karena $V_u \leq V_c$.

Gambar detail tulangan *diaphragm wall* dapat dilihat pada *Lampiran*

4.5.1.4. Kontrol uplift

Lift atau gaya apung adalah gaya ke atas dari tekanan air tanah yang dapat menyebabkan suatu struktur naik ke dalam tanah karena pengaruh tekanan air ke atas lebih besar daripada berat struktur. Dalam desain, tahanan tanah terhadap gaya angkat ini adalah gesekan antara struktur dan tanah di sekitarnya ditambah berat struktur itu sendiri.

Besar dari beban *buoyancy* adalah perbedaan tinggi muka air dikalikan dengan berat volume air, sehingga besar dari yang mengangkat seluruh bagian *basement* adalah sebagai berikut :

$$F = (12 - 4,2) \text{ m} \times 1 \text{ t/m}^3 = 7,8 \text{ t/m}^2$$

$$\sum F = 7,8 \text{ t/m}^2 \times 50 \text{ m (lebar basement)} = 390 \text{ t/m}$$

Jadi, beban *buoyancy* yang harus ditahan oleh struktur adalah sebesar 390 t/m.

Sementara itu besar gaya friksi dari *Diaphragm Wall* dapat dikalkulasikan menggunakan persamaan berikut :

$$Q_u = (2LH + 2BH) \times C_u$$

$$Q_u = 210 \text{ t/m}$$

Kemudian untuk perhitungan gaya tahanan yang diakibatkan oleh berat struktur adalah dengan mengalikan volume / m' struktur dengan berat jenis beton sehingga diperoleh hasil sebagai berikut :

- Berat/m' *Diaphragm Wall* = 172,8 t/m
- Berat/m' Tiang Pancang = 923,16 t/m
- Berat/m' Pelat Lantai = 96 t/m
- Berat/m' Raft Pondasi = 180 t/m
- Berat/m' Total Struktur (W) = 1371,96 t/m

Sehingga gaya uplift (Q_{all}) adalah gaya friksi (Q_u) ditambah dengan berat struktur (W) kemudian dibagi Safety Faktor (SF) dimana pada tugas akhir ini digunakan nilai SF sebesar 3, menjadi :

$$Q_{all} = (Q_u + W) / SF$$

$$Q_{all} = 527,32 \text{ t/m}$$

Kontrol Uplift :

$$\sum F = 390 \text{ t/m} < Q_{all} = 527,32 \text{ t/m} \dots (\text{OK})$$

4.5.1.5. Metode pelaksanaan

Pada sub bab ini akan dilakukan analisa mengenai metode pelaksanaan kontruksi untuk *diphragm wall*. Selain itu, pada sub bab ini juga membahas *dewatering*.

a. Metode pelaksanaan kontruksi

Metode *pelaksanaan* dari *Diaphragm Wall* meliputi :

1. Pembuatan *Guide Wall*

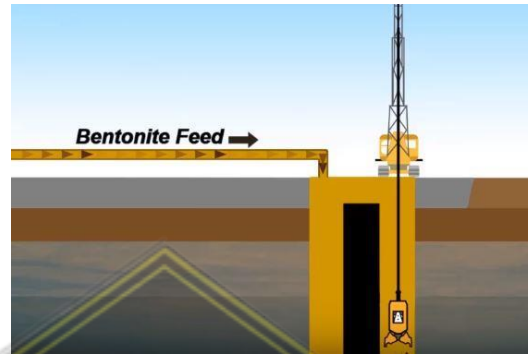
Guide Wall adalah pembatas untuk menjaga agar dinding diafragma tetap rapi dan presisi. *Guide Wall* biasanya terbuat dari beton bertulang mutu rendah dan memiliki dimensi +/- 1 m. Contoh pekerjaan *guide wall* dapat dilihat pada **Gambar 4.34.** berikut.



Gambar 4.34. Pembuatan *Guide Wall*

2. Penggalian

Penggalian dilakukan dengan menggunakan penjepit vertikal, seperti yang ditunjukkan pada **Gambar 4.35**. Selama penggalian, lumpur bentonit juga ditambahkan untuk mencegah tanah di sekitar galian tergelincir. **Gambar 4.34**.



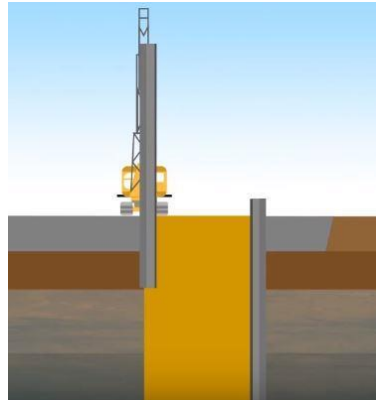
Gambar 4.35. Proses Galian



Gambar 4.36. Alat Galian *Vertical Grabber*

3. Pemasangan *Stop Ends* Karet

Pemberhentian akhir adalah penghalang yang ditempatkan di ujung bagian galian dinding diafragma. Fungsi dari stop ini adalah untuk mencegah kebocoran air tanah agar perkuatan tidak mengalami korosi. **Gambar 4.37** dapat dilihat sebagai ilustrasi.



Gambar 4.37. Pemasangan *Stop Ends Karet*

4. Pemasangan Tulangan

Setelah penggalian selesai, akan dilanjutkan dengan penempatan bala bantuan. Penguatan dinding diafragma biasanya dibuat di lokasi proyek, kemudian diangkat dengan crane dan kemudian dimasukkan ke dalam galian. **Gambar 4.38** dapat dilihat sebagai ilustrasi.



Gambar 4.38. Pemasangan Tulangan

5. Pengecoran beton

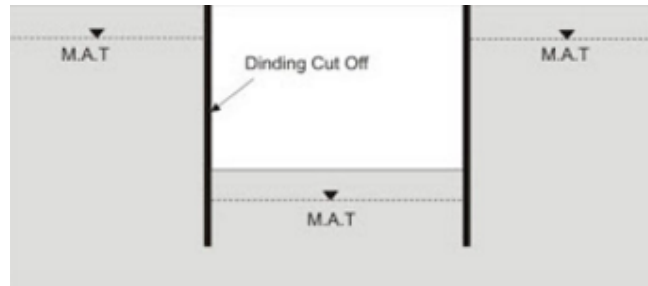
Beton melibatkan penggunaan corong (biasanya 2 agar lebih efisien), yang juga akan membawa bubur bentonit ke permukaan. **Gambar 4.39** dapat dilihat sebagai ilustrasi.



Gambar 4.39. Pengecoran Beton

b. Metode *dewatering*

Dewatering adalah suatu pekerjaan yang bertujuan untuk dapat mengontrol air tanah agar tidak mengganggu/menghalangi pengerjaan suatu struktur, terutama untuk pengerjaan bagian-bagian struktur di bawah permukaan air tanah. Pekerjaan *dewatering* biasanya dilakukan sebelum pekerjaan konstruksi dimulai. Saat merencanakan dinding diafragma, metode drainase yang digunakan adalah metode Cut Off, karena jumlah air yang dikeluarkan cukup besar, tanah di sekitar pondasi rawan longsor. Selain itu, dinding diafragma juga dapat digunakan untuk dinding penampang karena tahan air sehingga tidak diperlukan kerja ekstra. Prinsip dari metode Cut Off pemisahan air ini adalah memotong aliran air tanah dengan dinding bendungan sehingga daerah yang diinginkan dapat bebas dari air tanah. **Gambar 4.40** dapat melihat ilustrasi metode dehidrasi Cut Off.



Gambar 4.40. Metode *Dewatering Cut Off*



BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan perencanaan yang telah dilakukan, dapat ditarik beberapa kesimpulan untuk menutup Laporan Tugas Akhir ini, sebagai berikut :

1. Kondisi tanah yang ada di lokasi proyek disimpulkan pada **Tabel 4.15.** dan **Gambar 4.17.**
2. Beban yang berkerja pada Dinding Penahan Tanah *basement* adalah beban akibat tanah (*overburden pressure*), beban akibat air tanah (*water pressure*), beban akibat struktur diatas tanah (*surchage*).
3. Pengaruh muka air tanah yang tinggi mengakibatkan tekanan horizontal aktif yang besar, sehingga sangat berpengaruh dalam perhitungan panjang dinding penahan tanah dan dapat menyebabkan bertambahnya panjang kedalaman dinding penahan tanah.
4. Cara merencanakan dinding penahan tanah adalah terlebih dahulu dilakukan perhitungan kebutuhan panjang dinding penahan tanah. Setelah itu dilakukan perencanaan mendetail dengan masing – masing jenis dinding penahan tanah. Perencanaan yang dimaksud adalah *preliminary design*, analisa stabilitas dinding, perhitungan penulangan, metode pelaksanaan, dan dilakukan pengujian kekuatan dinding penahan tanah.
 - Berat/m' *Diaphragm Wall* = 172,8 t/m
 - Berat/m' Tiang Pancang = 923,16 t/m
 - Berat/m' Pelat Lantai = 96 t/m
 - Berat/m' Raft Pondasi = 180 t/m
 - Berat/m' Total Struktur (W) = 1371,96 t/m

5.2. Saran

Berdasarkan hasil dari perencanaan ulang yang telah dilakukan, maka disarankan :

1. Pada analisa stabilitas dinding sebaiknya dilakukan perhitungan menggunakan metode yang lainnya atau program bantu yang lain, supaya dapat dilakukan perbandingan dan cross check dalam menentukan hasil perhitungannya.
2. Jika memungkinkan, sebaiknya data tanah yang digunakan dalam perencanaan ulang dilengkapi dengan lokasi titik uji tanahnya. Parameter – parameter tanah juga lebih baik diperoleh dengan cara uji laboratorium dibandingkan dengan mengorelasikan nya dengan tabel korelasi agar hasil perhitungan lebih akurat.



DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional. (2019). **Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI**
- Badan Standarisasi Nasional. (2013). **Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2013)**. Jakarta: BSNI.
- Bowles, J. E. (1996). **Foundation Analysis And Design**. Singapore: The McGraw-Hill Companies.
- Das, B. M. (1995). **Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis)**. (N. Endah, & I. B. Mochtar, Trans). Surabaya: Erlangga.
- Das, B. M. (2007). **Principle of Foundation Engineering**. Toronto: Nelson
- Das, B. M. (2006). **Principle of Geotechnical Engineering, Sixth Edition**. Canada: Thomson Canada Limited.
- Hadihardaya Joetata. (1997). **Rekayasa Pondasi I : Kontruksi Penahan Tanah**. Jakarta: Gunardarma.
- Dzaky Alpin Kurniawan. (2013). **Perencanaan Dinding Penahan Tanah Pada Basement Midtown Point And Ibis Style Hotel Jakarta**. Surabaya.
- Ou, Chang-Yu. 2006. **Deep Excavation Theory and Practice**. London : Taylor & Francis Group.
- Peck & Terazaghi, (1960). **Koreksi Terhadap Muka Air Tanah**
- Bazaara (1967). **Korelasi Overburden Pressure**
- Mochtar (2012). **Korelasi Nilai N-SPT Terhadap Nilai Cu**
- Look (2007). **Korelasi Nilai N-SPT Terhadap Nilai ϕ**
- Weber (2010). **Jenis Tekanan Tanah Berdasarkan Arah Pergerakan Dinding**.
- Gouw (2009). **Hubungan Jenis Tanah, Tinggi Dinding dan Perpindahan Dinding untuk Tekanan Tanah Pasif**.