



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**ALTERNATIF PERENCANAAN PONDASI DAN
DINDING PENAHAN TANAH *GRAVING DOCK* PADA
PROYEK GALANGAN KAPAL PT DOK DAN
PERKAPALAN KODJA BAHARI, BATAM**

ANDREAS VERNANDO SETIAWAN
NRP. 0311144000069

Dosen Pembimbing 1
Ir. Suwarno, M.Eng

Dosen Pembimbing II
Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2020



FINAL PROJECT – RC14-1501

**ALTERNATIVE DESIGNS OF FOUNDATION AND
RETAINING WALL IN GRAVING DOCK AT THE
SHIPYARD PROJECT OF PT DOK DAN
PERKAPALAN KODJA BAHARI, BATAM**

ANDREAS VERNANDO SETIAWAN
NRP. 0311144000069

First Supervisor
Ir. Suwarno, M.Eng

Second Supervisor
Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil, Planning and Geo-Engineering
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2020

**ALTERNATIF PERENCANAAN PONDASI DAN
DINDING PENAHAN TANAH *GRAVING DOCK*
PADA PROYEK GALANGAN KAPAL PT DOK DAN
PERKAPALAN KODJA BAHARI, BATAM**

TUGAS AKHIR

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

Oleh:

ANDREAS VERNANDO SETIAWAN
NRP. 0311144000069

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1.	Ir. Suwarno, M.Eng (Pembimbing 1)	
2.	Dr. Yudhi Lastiasih, S.Pd, M.Pd (Pembimbing 2)	



**SURABAYA
AGUSTUS, 2020**

ALTERNATIF PERENCANAAN PONDASI DAN DINDING PENAHAN TANAH GRAVING DOCK PADA PROYEK GALANGAN KAPAL PT DOK DAN PERKAPALAN KODJA BAHARI BATAM

Nama Mahasiswa : Andreas Vernando Setiawan
NRP : 0311144000069
Jurusan : Teknik Sipil FTSPK - ITS
Dosen Pembimbing : 1. Ir. Suwarno, M.Eng
2. Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT

Abstrak

Penulis membahas tentang alternatif perencanaan pondasi dan dinding penahan tanah dari graving dock sebagai salah satu fasilitas dalam galangan kapal. Permasalahan di lapangan berupa tanah lunak di sisi selatan dari lokasi perencanaan. Perencanaan akan dipertimbangkan berdasarkan kestabilan struktur dan biaya alternatif yang paling ekonomis dengan memperhitungkan gaya tekan dari tanah, air tanah, beban surcharge, gaya uplift pada dasar tanah, dan beban dari kapal.

Hasil analisis perencanaan pondasi akan dipasang pondasi tiang pancang pada kedalaman 21 m dengan menggunakan 2 variasi, pada sisi tepi graving dock digunakan tiang pancang D150 dan pada sisi tengah D120. Perencanaan dinding penahan tanah dibagi menjadi 2 sisi, yaitu sisi darat dan sisi laut. Pada sisi darat direncanakan 2 alternatif yaitu gravity wall dan geotextile wall, sedangkan pada sisi laut direncanakan dinding turap dan dinding soldier pile. Hasil perhitungan pada perencanaan di sisi darat dipilih geotextile wall dan pada sisi laut dipilih alternatif dinding turap.

Kata kunci: graving dock, pondasi tiang pancang, gravity wall, geotextile wall, turap, soldier pile

ALTERNATIVE DESIGNS OF FOUNDATION AND RETAINING WALL IN GRAVING DOCK AT THE SHIPYARD PROJECT OF PT. DOK DAN PERKAPALAN KODJA BAHARI, BATAM

Name : Andreas Vernando Setiawan
NRP : 0311144000069
Department : Civil Engineering FTSPK - ITS
Supervisor : 1. Ir. Suwarno, M.Eng
2. Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT

Abstract

Writer will discuss about alternative of the foundation and retaining wall as a main structure of graving dock. The problem for this construction is soft soil that will be the base of our structure at the south of soil test location. Graving dock construction planning will be carried out by considering structural stability and safety using the least cost, that will calculate lateral pressure from soil, water pressure, surcharge load, uplift force, and ship load.

Analysis result of the driven pile foundation will be put at the depth 21 m and using 2 variation, at the edge of graving dock will use D150 pile and at the center will use D120 pile. The design of the retaining wall consist of land zone and sea zone. The land zone will be planned using 2 alternative, that is gravity wall and geotextile wall, meanwhile in the sea zone will be planned using sheet pile and soldier pile as a wall. The result of the analysis are using geotextile wall in the land zone and sheet pile in the sea zone

Keywords: graving dock, driven pile fondatiion, gravity wall, geotextile wall, sheet pile, soldier pile

KATA PENGANTAR

Segala puji syukur bagi Tuhan YME atas limpahan petunjuk dan rahmat-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan tugas akhir ini. Tugas akhir ini membahas “Alternatif Perencanaan Pondasi dan Dinding Penahan Tanah *Graving Dock* pada Proyek Galangan Kapal PT Dok dan Perkapalan Kodja Bahari, Batam”. Tugas akhir ini secara garis besar membahas tentang perencanaan pondasi dan dinding penahan tanah pada struktur *graving dock*.

Akhir kata, penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT dan Ir. Suwarno M.Eng selaku dosen pembimbing pengerjaan tugas akhir.
2. Bapak Budi Rahardjo, ST., MT selaku Dosen Wali.
3. Bapak Trijoko Wahyu Adi, ST., MT., Ph.D selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil FTSPK–ITS
4. Bapak dan Ibu dosen serta staf pengajar Jurusan Teknik Sipil FTSPK–ITS.
5. Fabiolla, sebagai teman yang membantu dalam penyusunan tugas akhir ini.
6. Rekan-rekan mahasiswa serta semua pihak yang telah membantu penyusunan tugas akhir ini.

Dalam penulisan laporan ini, saya menyadari bahwa masih ada kekurangan. Maka kritik dan saran saya harapkan dalam laporan ini.

Surabaya, Agustus 2020

(Penulis)

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	I
LEMBAR PENGESAHAN	III
ABSTRAK	III
ABSTRACT	V
KATA PENGANTAR	VI
DAFTAR ISI	VII
DAFTAR GAMBAR	X
DAFTAR TABEL	XIV
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang Masalah	1
1.2 Rumusan Masalah	6
1.3 Batasan Masalah	6
1.4 Tujuan Tugas Akhir	6
1.5 Manfaat Tugas Akhir	6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Pengertian Galangan Kapal dan Dok	7
2.2 Graving Dock	7
2.3 Korelasi Parameter Tanah	8
2.4 Tekanan Tanah Lateral	9
2.4.1 Tekanan Tanah Aktif.....	10
2.4.2 Tekanan Tanah Pasif.....	13
2.5 Turap	16
2.5.1 Material Turap	16
2.5.2 Tipe Turap	18
2.6 Geotekstil Sebagai Dinding Penahan Tanah	26

2.7	<i>Retaining Wall</i>	28
2.8	<i>Soldier Pile Wall</i>	31
2.9	Pondasi Tiang	32
2.10	<i>Gaya Uplift</i>	34
BAB III	METODOLOGI	35
3.1	Studi Literatur dan Pengumpulan Data	35
3.1.1	Studi Literatur	35
3.1.2	Pengumpulan Data	35
3.2	Metode Perencanaan	36
BAB IV	HASIL DAN PEMBAHASAN	41
4.1	Analisis Data Tanah	41
4.2	Perhitungan Daya Dukung Tanah Berdasarkan N SPT	47
4.3	Perencanaan Dinding Penahan Tanah	52
4.3.1	Perencanaan Dinding Penahan Tanah Sisi Darat	54
4.3.2	Perencanaan Dinding Penahan Tanah Sisi Laut	86
4.4	Perencanaan Pondasi Tiang Pancang	107
4.4.1	Kontrol Tiang Pancang Kondisi 1	111
4.4.2	Kontrol Tiang Pancang Kondisi 2.....	117
4.5	Perhitungan Biaya Alternatif DPT	118
4.5.1	Perhitungan Biaya Alternatif <i>Gravity Wall</i>	118
4.5.2	Perhitungan Biaya Alternatif Dinding Geotekstil	120
4.5.3	Perhitungan Biaya Alternatif Dinding Turap.....	122
4.5.4	Perhitungan Biaya Alternatif Dinding <i>Soldier Pile</i>	122
BAB V	KESIMPULAN DAN SARAN	125

5.1 Kesimpulan	125
5.2 Saran	127
DAFTAR PUSTAKA	128
LAMPIRAN.....	129
BIODATA PENULIS	145

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Denah galangan kapal.....	3
Gambar 1.2 Rencana awal area <i>graving dock</i> pada peta topografi dan batimetri.....	3
Gambar 1.3 Posisi <i>graving dock</i> setelah digeser dan <i>zoning</i> darat (kuning) dan laut (merah).....	4
Gambar 1.4 Peta pengeboran tanah di lokasi dan <i>zoning area</i> penggunaan B-1 dan B-2.....	4
Gambar 1.5 Hasil tes <i>bor log</i> B-1	5
Gambar 2.1 Jenis tekanan tanah berdasarkan arah pergerakan dinding	10
Gambar 2.2 Tekanan tanah aktif	11
Gambar 2.3 Lingkaran Mohr tekanan aktif.....	12
Gambar 2.4 Tekanan tanah pasif.....	14
Gambar 2.5 Lingkaran Mohr tekanan pasif	14
Gambar 2.6 Tampak atas penyusunan turap kayu.....	16
Gambar 2.7 Tampak atas dan potongan memanjang turap beton	17
Gambar 2.8 Tampak atas turap baja	18
Gambar 2.9 Diagram gaya turap <i>cantilever</i>	19
Gambar 2.10 Tiang turap <i>cantilever</i> tertanam dalam pasir.....	20
Gambar 2.11 Penyederhanaan diagram gaya yang bekerja pada turap <i>cantilever</i> yang tertanam dalam pasir.....	21
Gambar 2.12 Tiang turap <i>cantilever</i> tertanam dalam lapisan lempung.....	22
Gambar 2.13 Asumsi lendutan dan bidang momen pada turap dengan perlekatan bebas	23
Gambar 2.14 Asumsi lendutan dan bidang momen pada turap dengan perlekatan terjepit	24
Gambar 2.15 Diagram tekanan tanah pada turap berjangkar yang tertanam dalam pasir	25
Gambar 2.16 Diagram tekanan tanah pada turap berjangkar yang tertanam dalam tanah lempung.....	26

Gambar 2.17 Lapisan geotekstil sebagai dinding penahan tanah	27
Gambar 2.18 Perkiraan dimensi dinding penahan tanah <i>gravity wall</i> (a) dan <i>cantilever wall</i> (b).....	29
Gambar 2.19 Stabilitas dinding penahan tanah.....	30
Gambar 2.20 <i>Soldier pile wall</i>	32
Gambar 3.1 Skema perencanaan <i>graving dock</i> (1).....	37
Gambar 3.2 Skema perencanaan <i>graving dock</i> di sisi darat (2A)	38
Gambar 3.3 Skema perencanaan <i>graving dock</i> di sisi laut (2B)	39
Gambar 3.4 Skema perencanaan pondasi <i>graving dock</i> (3).....	40
Gambar 4.1 Diagram N SPT terhadap kedalaman tanah	43
Gambar 4.2 Diagram Q_L terhadap kedalaman tanah (BH1)	51
Gambar 4.3 Diagram Q_L terhadap kedalaman tanah (BH2)	52
Gambar 4.4 <i>Layout</i> potongan <i>graving dock</i>	53
Gambar 4.5 <i>Geometri Potongan A&B</i>	53
Gambar 4.6 <i>Geometri potongan C</i>	53
Gambar 4.7 <i>Geometri potongan D</i>	53
Gambar 4.8 Lapisan tanah potongan A	55
Gambar 4.9 <i>Cantilever wall</i> potongan A	55
Gambar 4.10 Tegangan horizontal pada dinding DPT potongan A	58
Gambar 4.11 Gaya <i>uplift</i> di dasar DPT potongan A.....	59
Gambar 4.12 Gaya penahan tekanan lateral dan <i>uplift</i> yang terjadi pada DPT potongan A	60
Gambar 4.13 Perbandingan SF dengan GEO5 dan perhitungan manual potongan A	63
Gambar 4.14 Perencanaan ulang dimensi DPT untuk mendapat nilai SF rencana potongan A	63
Gambar 4.15 Nilai SF setelah perubahan dimensi DPT potongan A	64
Gambar 4.16 Gaya tekan dan momen yang terjadi pada tiang pancang	65
Gambar 4.17 <i>Input data</i> tiang rencana untuk cek <i>slope stability</i> potongan A	67

Gambar 4.18 Hasil cek <i>slope stability</i> potongan A	68
Gambar 4.19 Penulangan DPT potongan A.....	68
Gambar 4.20 Lapisan tanah potongan B.....	69
Gambar 4.21 Hasil perhitungan SF potongan B	70
Gambar 4.22 Momen yang terjadi pada titik eksentrisitas potongan B	71
Gambar 4.23 Input data tiang rencana untuk cek <i>slope stability</i> potongan B	73
Gambar 4.24 Hasil cek <i>slope stability</i> potongan B	74
Gambar 4.25 Lapisan dan parameter tanah potongan A.....	76
Gambar 4.26 Sketsa pemasangan geotekstil potongan A	80
Gambar 4.27 Percobaan <i>slope stability</i> potongan A.....	81
Gambar 4.28 <i>Input micropile</i> pada geotekstil sebagai DPT potongan A	82
Gambar 4.29 Hasil <i>input micropile</i> potongan A	83
Gambar 4.30 Lapisan dan parameter tanah potongan B	84
Gambar 4.31 Hasil <i>slope stability</i> potongan B.....	85
Gambar 4.32 Hasil <i>input micropile</i> potongan B	86
Gambar 4.33 Lapisan tanah potongan C.....	87
Gambar 4.34 Diagram tegangan horizontal pada turap potongan C	88
Gambar 4.35 Mmax turap potongan C pada SAP2000 (Moment M3)	94
Gambar 4.36 Penampang profil turap.....	95
Gambar 4.37 Lapisan tanah potongan D	96
Gambar 4.38 Diagram tegangan horizontal tanah turap potongan D	98
Gambar 4.39 Mmax turap potongan D pada SAP2000 (Moment M3)	100
Gambar 4.40 <i>Layout</i> tanah desain <i>soldier pile</i> potongan C	102
Gambar 4.41 Penampang penulangan <i>soldier pile</i> potongan C	103
Gambar 4.42 Hasil desain <i>soldier pile</i> potongan C pada SPCOLUMN.....	103
Gambar 4.43 <i>Layout</i> tanah desain <i>soldier pile</i> potongan D.....	105

Gambar 4.44 Penampang penulangan <i>soldier pile</i> potongan D	106
Gambar 4.45 Kondisi 1 pembebanan	108
Gambar 4.46 Kondisi 2 pembebanan	108
Gambar 4.47 Momen maksimum yang terjadi pada pondasi tiang pancang di bagian tepi <i>graving dock</i>	112
Gambar 4.48 Momen yang terjadi pada pondasi tiang pancang di bagian tengah <i>graving dock</i>	113
Gambar 4.49 Keliling geser ponds terkritis pada pelat lantai.....	113
Gambar 4.50 Tampak samping geser ponds yang terjadi pada pelat lantai	113

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Korelasi nilai N pada <i>cohesive soil</i>	8
Tabel 2.2 Korelasi c' dan sudut geser pada tanah kohesif	9
Tabel 2.3 Korelasi nilai N pada <i>cohesionless soil</i>	9
Tabel 2.4 Nilai-nilai <i>base coefficient</i> dan <i>shaft coefficient</i>	33
Tabel 2.5 Nilai koefisien karakteristik tanah di dasar pondasi (K)	33
Tabel 3.1 Data dimensi <i>graving dock</i>	35
Tabel 3.2 Data dimensi kapal	36
Tabel 4.1 N SPT BH1 dan BH2.....	42
Tabel 4.2 Batas atas dan bawah untuk mencari nilai γ_{sat} dan q_u pada <i>cohesive soil</i>	44
Tabel 4.3 Batas atas dan bawah untuk mencari nilai ϕ pada <i>cohesive soil</i>	44
Tabel 4.4 Batas atas dan bawah untuk mencari nilai γ_{sat} dan ϕ pada <i>cohesionless soil</i>	44
Tabel 4.5 Hasil korelasi nilai N SPT terhadap parameter tanah ..	47
Tabel 4.6 N SPT dengan batasan untuk aspek <i>friction</i>	49
Tabel 4.7 Parameter lapisan tanah potongan A.....	55
Tabel 4.8 Tegangan horizontal pada potongan A	57
Tabel 4.9 Tegangan <i>uplift</i> pada dasar DPT potongan A.....	57
Tabel 4.10 Gaya yang terjadi pada DPT potongan A.....	61
Tabel 4.11 Momen yang terjadi pada DPT potongan A.....	61
Tabel 4.12 WIKA <i>pre-tension spun piles</i> diameter 600-800 mm untuk potongan A	65
Tabel 4.13 Daya dukung tiang D80 (BH2).....	66
Tabel 4.14 Parameter lapisan tanah potongan B	69
Tabel 4.15 WIKA <i>pre-tension spun piles</i> diameter 600-800 mm untuk potongan B.....	71
Tabel 4.16 Daya dukung tiang D80 (BH1).....	72
Tabel 4.17 Spesifikasi geotekstil (<i>woven</i>)	75
Tabel 4.18 Faktor keamanan untuk kekuatan bahan geotekstil ..	75
Tabel 4.19 Panjang dan jarak pemasangan geotekstil	79

Tabel 4.20 WIKA <i>pre-tension spun piles</i> diameter 300 mm untuk potongan A	82
Tabel 4.21 Parameter tanah potongan C.....	88
Tabel 4.22 Tegangan horizontal pada turap potongan C	90
Tabel 4.23 Gaya tekan aktif dan pasif turap potongan C	92
Tabel 4.24 Parameter tanah potongan D	96
Tabel 4.25 Tegangan horizontal tanah turap potongan D.....	97
Tabel 4.26 Gaya tekan aktif dan pasif turap potongan D	99
Tabel 4.27 Hasil desain <i>soldier pile</i> potongan D pada SPCOLUMN	106
Tabel 4.28 WIKA <i>post-tension spun piles</i>	114
Tabel 4.29 Daya dukung tiang D120 (BH2).....	114
Tabel 4.30 Kebutuhan tulangan alternatif <i>gravity wall</i>	119
Tabel 4.31 Perhitungan biaya alternatif <i>gravity wall</i>	120
Tabel 4.32 Perhitungan biaya alternatif dinding geotekstil	121
Tabel 4.33 Perhitungan biaya alternatif dinding turap	122
Tabel 4.34 Perhitungan biaya alternatif <i>soldier pile</i>	124

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang Masalah

Indonesia merupakan salah satu negara maritim dengan luas wilayah perairannya mencapai 70% dari total luas wilayah Indonesia. Sebagai negara maritim, laut berperan penting dalam pertumbuhan ekonomi di Indonesia.

Kota Batam merupakan kota terbesar di Provinsi Kepulauan Riau, Indonesia. Lokasi kota Batam sangat strategis karena terletak pada jalur pelayaran internasional dan memiliki jarak yang dekat dengan negara Singapura dan Malaysia. Kondisi ini menyebabkan kota Batam berpotensi besar dalam meningkatkan perekonomian negara Indonesia melalui kegiatan perdagangan internasional.

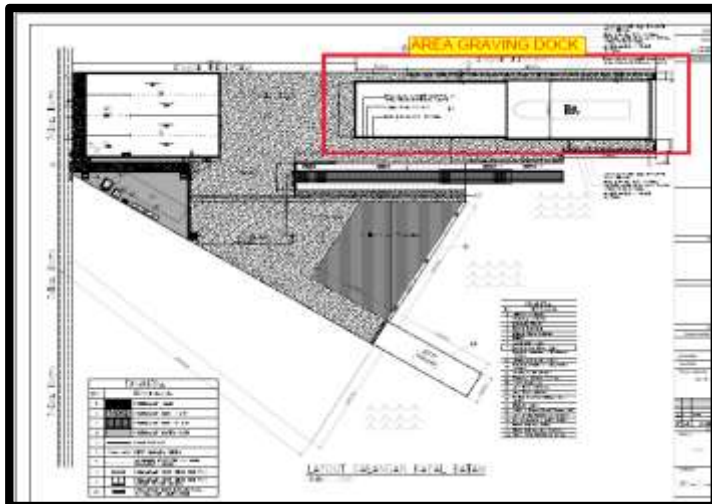
Kegiatan perdagangan melalui jalur laut memerlukan alat transportasi berupa kapal untuk mengangkut berbagai barang, baik untuk keperluan domestik maupun keperluan ekspor-impor. Pembuatan dan perbaikan kapal dilakukan di sebuah tempat yang disebut galangan kapal. Galangan kapal memiliki beberapa fasilitas yang terdapat di dalamnya, antara lain kolam *docking*, gudang, *crane*, dan lain-lain. Kolam *docking* terdiri dari beberapa jenis, yaitu dok kolam (*graving dock*), dok apung (*floating dock*), dok tarik (*slipway*), dan dok angkat (*synchrolift*).

Tugas akhir ini akan membahas tentang alternatif perencanaan struktur *graving dock* di kota Batam oleh PT Dok dan Perkapalan Kodja Bahari, denah *graving dock* dapat dilihat pada Gambar 1.1. *Graving dock* direncanakan mampu menampung kapal dengan kapasitas maksimum sebesar 17.500 DWT. Berdasarkan peta topografi dan batimetri pada Gambar 1.2, area *graving dock* memiliki elevasi yang beragam, mulai dari -4 mLWS hingga -12 mLWS. Sementara itu perencanaan elevasi lantai *graving dock* akan dibuat pada elevasi -5 mLWS dengan elevasi dinding teratas +5 mLWS, sehingga apabila *graving dock* tetap dibangun pada area ini sebagian besar pelat lantai *graving*

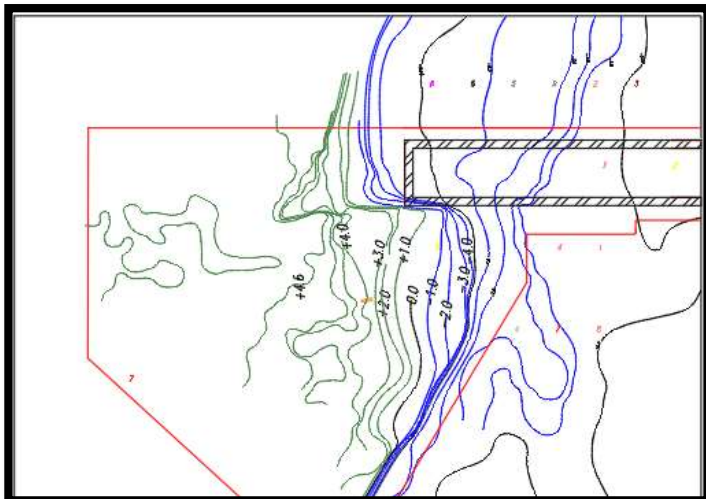
dock akan melayang (bertumpu pada tiang pancang saja). Berdasarkan kondisi tersebut rencana *graving dock* digeser sejauh 387 m ke barat, sehingga *graving dock* akan berada pada elevasi +4,6 mLWS s/d -5 mLWS (lihat Gambar 1.3).

Struktur *graving dock* terdiri dari pondasi tiang pancang dan dinding penahan tanah. Pada Gambar 1.4 terdapat peta pengeboran tanah yang telah dilakukan oleh PT Dok dan Perkapalan Kodja Bahari di kota Batam. Berdasarkan lokasi perencanaan *graving dock*, penulis akan memakai data tanah dari titik B-1 dan B-2, dimana melihat tanah B-2 yang sangat lunak maka dilakukan *zoning* penggunaan data B-1 dan B-2 dapat dilihat pada Gambar 1.4 (B-1 di sisi barat dan utara, B-2 di sisi selatan). Hasil tes tanah pada titik B-1 dan B-2 berupa N SPT dapat dilihat pada Gambar 1.5 (B-3 sebagai pembanding). Dinding penahan tanah *graving dock* akan direncanakan setinggi 10 meter dari pelat lantai *graving dock*. Perencanaan akan dibuat masing-masing dua alternatif pada sisi sisi darat dan sisi laut seperti pada Gambar 1.3, dibagian darat direncanakan dinding geotekstil dan *gravity wall*, dibagian laut direncanakan dinding turap dan dinding *soldier pile*.

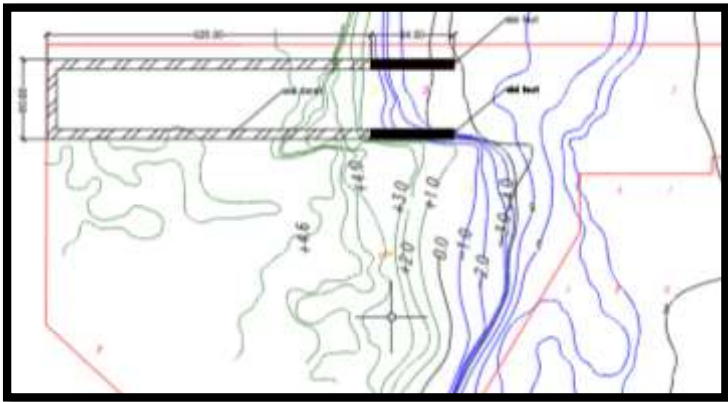
Perencanaan dinding penahan tanah dihitung berdasarkan kestabilan dinding terhadap gaya-gaya yang terjadi yang terdiri dari gaya lateral akibat tanah, akibat air tanah, akibat beban *surchage* yang ada di atas dinding, serta gaya *uplift* di dasar dinding. Pemilihan dari beberapa alternatif ditentukan berdasarkan biaya dari material yang dibutuhkan untuk membangun dinding penahan tanah.



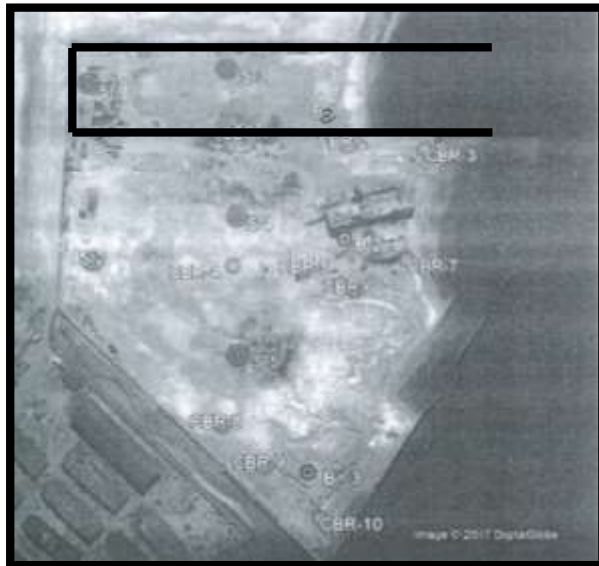
Gambar 1.1 Denah galangan kapal
Sumber: Konsultan perencana



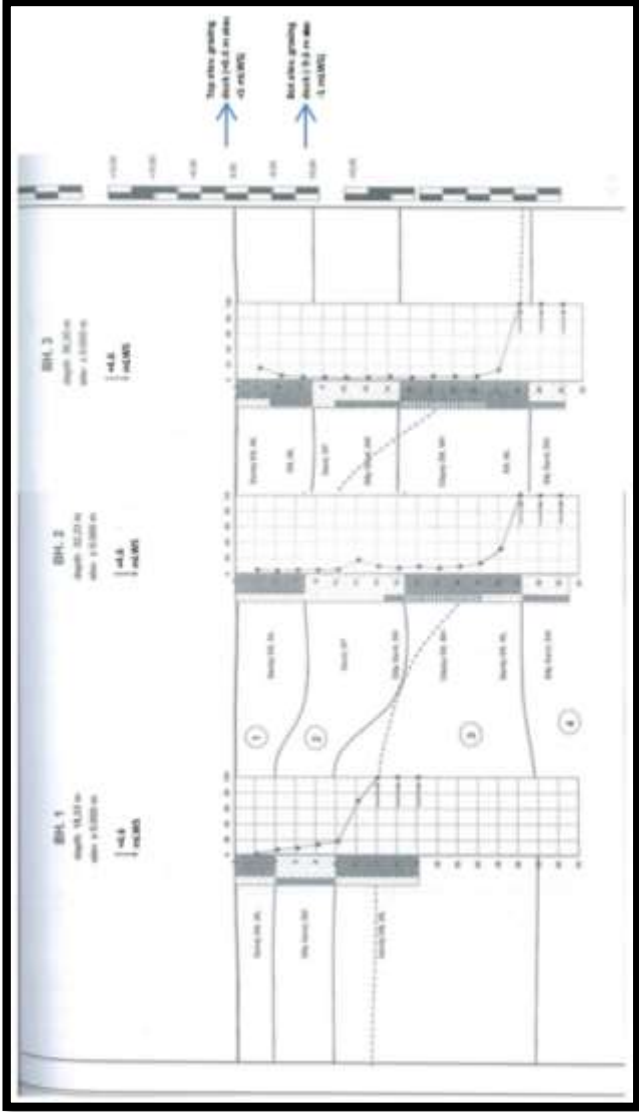
Gambar 1.2 Rencana awal area *graving dock* pada peta topografi dan batimetri



Gambar 1.3 Posisi *graving dock* setelah digeser beserta zoning sisi darat dan laut



Gambar 1.4 Peta pengeboran tanah di lokasi



Gambar 1.5 Hasil tes bor log

1.2 Rumusan Masalah

1. Bagaimana perencanaan pondasi tiang pancang *graving dock*?
2. Bagaimana perencanaan *gravity wall* di sisi darat?
3. Bagaimana perencanaan *geotextile wall* di sisi darat?
4. Bagaimana perencanaan dinding turap di sisi laut?
5. Bagaimana perencanaan dinding *soldier pile* di sisi laut?
6. Berapa biaya masing-masing alternatif dinding penahan tanah serta alternatif perencanaan manakah yang paling ekonomis di sisi darat dan laut?

1.3 Batasan Masalah

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

1. Data tanah yang digunakan berupa data N SPT dari lokasi terdekat titik pengujian ke area *graving dock*.
2. Tidak membahas metode pelaksanaan dan perhitungan waktu dari proyek.

1.4 Tujuan Tugas Akhir

1. Merencanakan pondasi tiang pancang *graving dock*.
2. Merencanakan dinding *graving dock* di sisi darat menggunakan dinding geotekstil dan *gravity wall*.
3. Merencanakan dinding *graving dock* di sisi laut menggunakan dinding turap dan dinding *soldier pile*.
4. Menentukan alternatif perencanaan yang paling ekonomis untuk membangun dinding penahan tanah.

1.5 Manfaat Tugas Akhir

Manfaat dari tugas akhir ini adalah mendapatkan alternatif desain terbaik dalam perencanaan dinding penahan tanah dan pondasi *graving dock* untuk menerima beban dari tekanan tanah, air, dan kapal dengan kapasitas maksimum sebesar 17.500 DWT menurut kondisi tanah setempat.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pengertian Galangan Kapal dan Dok

Galangan kapal adalah sebuah tempat di tepi laut yang dirancang untuk membuat atau memperbaiki kapal, baik kapal barang maupun kapal penumpang. Sebuah galangan kapal besar memiliki beberapa fasilitas penting di dalamnya, seperti dok kering (*graving dock*), *crane*, *slipway*, gudang bebas debu, serta tempat pengecatan dan fabrikasi kapal. Dok merupakan salah satu fasilitas yang terdapat di dalam galangan kapal, yang terletak menjorok ke laut dan dibatasi oleh dinding-dinding di sekelilingnya. Dok berfungsi sebagai tempat bersandar dan tempat perbaikan kapal. Cornick, Henry F. (1968) mengklasifikasikan dok berdasarkan perbedaan karakteristik lebar dan fungsinya dalam tiga kelas utama, yaitu:

1. *Wet dock*
2. *Floating dock*
3. *Dry* atau *graving dock* serta *slipways*

2.2 Graving Dock

Graving dock adalah salah satu fasilitas di dalam sebuah galangan kapal yang berfungsi sebagai landasan kapal agar pekerja dapat melakukan perbaikan pada kapal tersebut. *Graving dock* berbentuk seperti kolam yang dikelilingi oleh dinding penahan tanah dan memiliki pintu yang berperan sebagai pembatas dan penahan tekanan air dari luar *graving dock*. Bagian dalam *graving dock* dilengkapi dengan pompa yang berguna untuk menguras air saat kapal sudah berada di dalamnya dan siap untuk diperbaiki. Selain itu, *graving dock* juga memiliki pelat lantai yang dilengkapi dengan tiang pancang (pondasi dalam) untuk menerima beban dari kapal dan air serta tekanan *uplift* dari dalam tanah. Secara umum cara kerja *graving dock* adalah sebagai berikut:

1. Mesin kapal dimatikan kemudian kapal didorong menggunakan *tug boat* menuju ke dekat pintu *graving dock*.
2. Di sebelah dalam dari pintu ponton terdapat ruangan tempat air (tangki ballast) yang berisi air. Air yang terdapat di dalam tangki ballast akan dikosongkan agar ponton dapat dibuka.
3. Kemudian kapal dimasukkan ke dalam dok menggunakan *tug boat*, lalu kapal didiamkan menggunakan tali tros hingga kapal tenang.
4. Kemudian pintu ditutup kembali lalu dilakukan pengosongan kolam menggunakan pompa.
5. Perbaikan kapal dilakukan setelah air di dalam *graving dock* terkuras habis.

2.3 Korelasi Parameter Tanah

Korelasi parameter tanah diperlukan bila data yang dimiliki sangat sedikit, dalam hal ini hanya terdapat data tanah berupa N SPT dan korelasinya dapat dilihat dari Tabel 2.1 sampai dengan Tabel 2.3.

Tabel 2.1 Korelasi nilai N pada *cohesive soil*
Sumber: Bowles (1983)

N	< 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>

Tabel 2.2 Korelasi c' dan sudut geser pada tanah kohesif
Sumber: Look (2007)

Soil description	c' (kPa)	Sudut geser ($^{\circ}$)
Soft-organic	5-10	10-20
Soft-non organic	10-20	15-25
Stiff	20-50	20-30
Hard	50-100	25-30

Tabel 2.3 Korelasi nilai N pada *cohesionless soil*
Sumber: Bowles (1983)

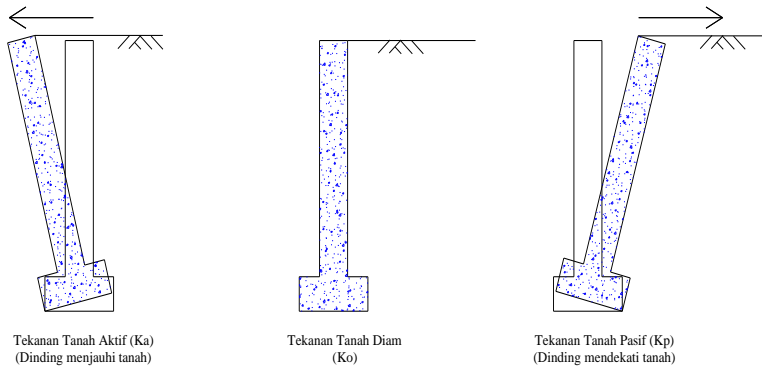
N	0-3	4-10	11-30	31-50	>50
γ sat (kN/m ³)	-	12-16	14-18	16-20	18-23
ϕ	0	25-32	28-36	30-40	>35
State	<i>Very loose</i>	<i>Loose</i>	<i>Medium</i>	<i>Dense</i>	<i>Very dense</i>
Dr (%)	0-15	15-35	35-65	65-85	85-100

2.4 Tekanan Tanah Lateral

Tekanan tanah lateral adalah gaya horizontal yang ditimbulkan oleh tanah di belakang struktur penahan tanah, seperti pada dinding turap, *gravity wall*, dinding diafragma, dan lain-lain. Besarnya tekanan lateral dipengaruhi oleh letak struktur penahan tanah dan sifat fisik tanah tersebut. Tekanan tanah lateral dibedakan menjadi tiga keadaan sebagai berikut:

- Jika struktur penahan tanah bergerak menjauhi tanah, hingga terjadi keruntuhan, maka koefisien K mencapai nilai minimum dan disebut dengan tekanan tanah aktif (K_a).
- Jika struktur penahan tanah tidak bergerak atau dengan kata lain berada dalam keadaan seimbang, maka koefisien K disebut koefisien tekanan tanah diam (K_0).
- Jika struktur penahan tanah bergerak menekan ke arah tanah, maka koefisien K mencapai nilai maksimum dan disebut tekanan tanah pasif (K_p).

Ilustrasi tiga macam tekanan tanah lateral tersebut dapat dilihat pada Gambar 2.1.



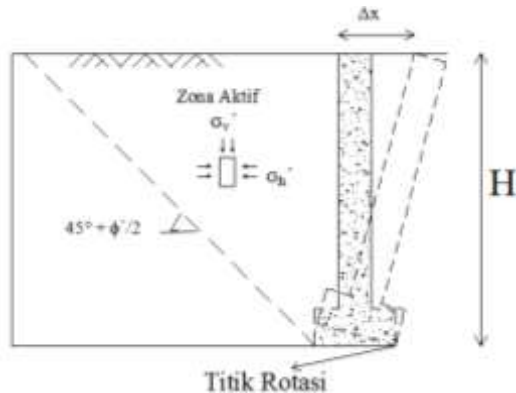
Gambar 2.1 Jenis tekanan tanah berdasarkan arah pergerakan dinding
Sumber: Weber (2010)

Berikut adalah asumsi Rankine (1857) dalam menganalisis teori tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif:

- Tidak ada adhesi atau friksi antara dinding dengan tanah (friksi sangat kecil sehingga dapat diabaikan).
- Tekanan lateral terbatas hanya untuk dinding vertikal 90° .
- Kelongsoran (pada urugan) terjadi akibat pergeseran tanah yang ditentukan oleh sudut geser tanah (ϕ').
- Tekanan lateral bervariasi linier terhadap kedalaman dan resultan tekanan yang berada pada sepertiga tinggi dinding, diukur dari dasar dinding.
- Resultan gaya bersifat paralel/sejajar terhadap permukaan urugan.

2.4.1 Tekanan Tanah Aktif

Tekanan tanah aktif adalah tekanan yang bekerja pada dinding penahan tanah dan mengakibatkan dinding tersebut bergerak menjauhi tanah yang ditahan, seperti ilustrasi pada Gambar 2.2.



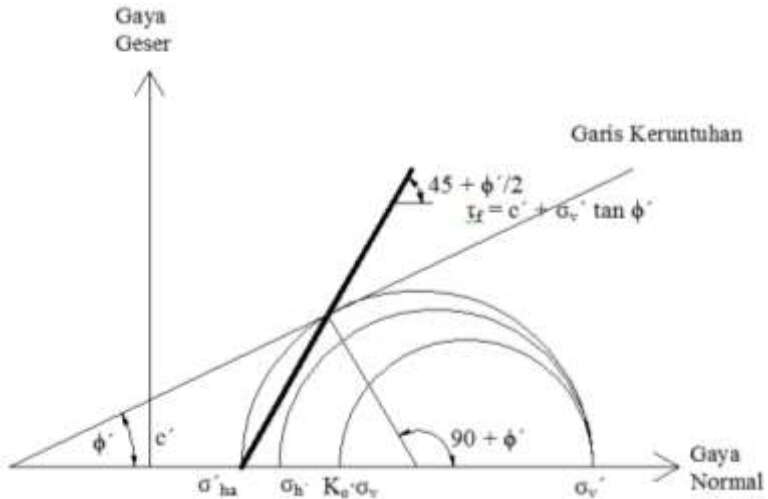
Gambar 2.2 Tekanan tanah aktif

Keruntuhan tanah mengikuti prinsip lingkaran Mohr (Mohr-Coulomb). Jika pergerakan dinding penahan tanah memperbesar Δx hingga menyebabkan lingkaran Mohr menyentuh garis keruntuhan maka akan terjadi keruntuhan. Menurut Rankine, sudut keruntuhan adalah sebesar $\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)^\circ$. Tahanan geser tanah dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$\tau_f = c' + \sigma_v' \tan \phi \dots \dots \dots (2.1)$$

di mana:

- τ_f : tahanan geser tanah
- σ_v' : tekanan efektif tanah
- c' : kohesi tanah
- ϕ' : sudut geser tanah



Gambar 2.3 Lingkaran Mohr tekanan aktif

Pada Gambar 2.3, besar gaya-gaya yang bekerja pada lingkaran Mohr tekanan aktif dinyatakan dalam persamaan sebagai berikut:

$$\sigma_v' = \sigma_1'$$

$$\sigma_h' = \sigma_3'$$

$$\sigma_1' = \sigma_3' \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \dots \dots \dots (2.2)$$

$$\sigma_3' = \sigma_1' \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \tan \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \dots \dots \dots (2.3)$$

di mana:

- σ_h' : tekanan lateral tanah
- σ_v' : tekanan efektif tanah
- c' : kohesi tanah
- ϕ' : sudut geser tanah
- K_a : koefisien tekanan tanah aktif,
- K_a : $\tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$

Karena $K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$, maka besar tekanan yang muncul saat terjadi keruntuhan dapat dihitung menggunakan persamaan yang dikenal dengan istilah *Bell's Equation* sebagai berikut:

$$\sigma'_{ha} = \sigma'_v \cdot \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \cdot \tan \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$\sigma'_{ha} = \sigma'_v \cdot K_a - 2c' \cdot \sqrt{K_a} \dots \dots \dots (2.4)$$

dengan $\sigma'_v = 0,5\gamma' \cdot H$

maka total tekanan tanah yang bekerja adalah sebagai berikut:

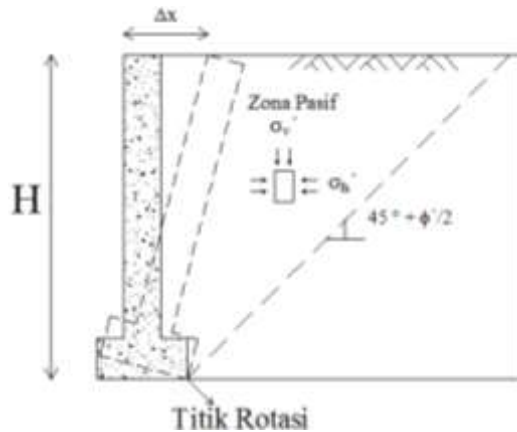
$$P_a = 0,5\gamma' \cdot H \cdot K_a - 2c' \cdot \sqrt{K_a} \dots \dots \dots (2.5)$$

di mana:

- $P_a = \sigma'_{ha}$: total tekanan tanah aktif
- σ'_v : tekanan efektif tanah
- c' : kohesi tanah
- H : tinggi dinding penahan tanah
- K_a : koefisien tekanan tanah aktif,
- K_a : $\tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$

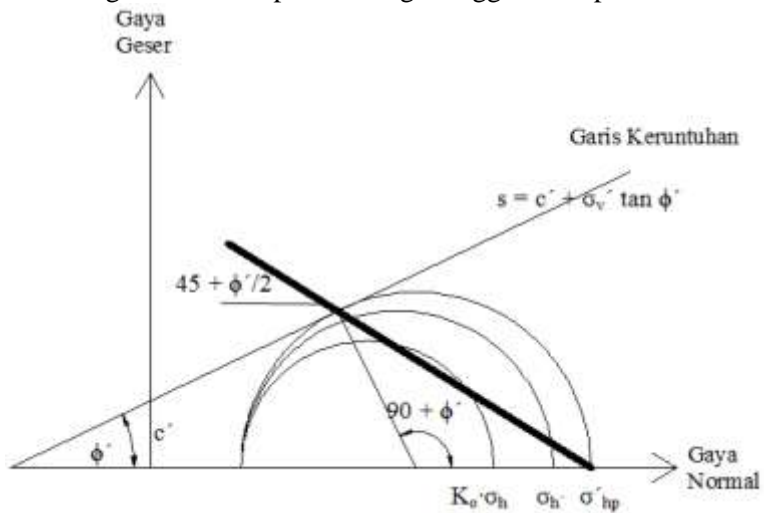
2.4.2 Tekanan Tanah Pasif

Tekanan tanah pasif adalah tekanan yang bekerja pada dinding penahan tanah dan mengakibatkan dinding tersebut bergerak mendekati tanah yang ditahan, seperti ilustrasi pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4 Tekanan tanah pasif

Keruntuhan tanah mengikuti prinsip lingkaran Mohr (Mohr-Coulomb). Jika pergerakan dinding penahan tanah memperbesar Δx hingga menyebabkan lingkaran Mohr menyentuh garis keruntuhan maka akan terjadi keruntuhan. Tahanan geser tanah dapat dihitung menggunakan persamaan 2.1.



Gambar 2.5 Lingkaran Mohr tekanan pasif

Pada Gambar 2.5, besar gaya-gaya yang bekerja pada lingkaran Mohr tekanan pasif dinyatakan dalam persamaan sebagai berikut:

$$\sigma'_v = \sigma'_3$$

$$\sigma'_h = \sigma'_1$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \dots\dots\dots (2.6)$$

di mana:

σ'_h : tekanan lateral tanah

σ'_v : tekanan vertikal tanah

c' : kohesi tanah

ϕ' : sudut geser tanah

K_p : koefisien tekanan tanah pasif,

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

Karena $K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$, maka besar tekanan saat terjadi keruntuhan mengikuti persamaan:

$$\sigma'_{hp} = \sigma'_v \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \cdot \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$\sigma'_{hp} = \sigma'_v \cdot K_p + 2c' \sqrt{K_p} \quad (2.7)$$

dengan $\sigma'_v = 0,5\gamma' \cdot H$

maka total tekanan tanah yang bekerja adalah sebagai berikut:

$$P_p = 0,5\gamma' \cdot H \cdot K_p + 2c' \sqrt{K_p} \dots\dots\dots (2.8)$$

di mana:

σ'_{hp} : tekanan lateral pasif

σ'_v : tekanan efektif tanah

c' : kohesi tanah

ϕ' : sudut geser tanah

K_p : koefisien tekanan tanah pasif,

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

2.5 Turap

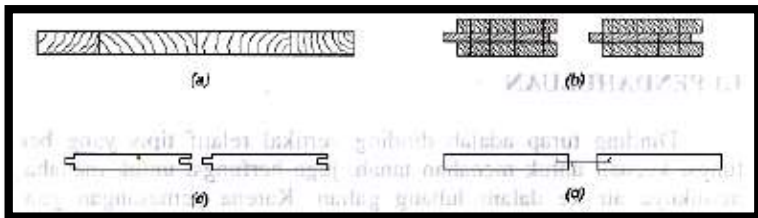
Turap adalah konstruksi berupa dinding vertikal yang tersusun dari lembaran-lembaran material yang relatif tipis dan dipancang/ditanam berjajar secara memanjang. Lembaran-lembaran turap merupakan bagian yang dibuat terlebih dulu (*pre-fabricated*) atau dicetak terlebih dahulu (*pre-cast*) (Sri Respati, 1995). Turap berfungsi sebagai penahan tekanan tanah dari depan atau belakang dinding turap untuk menghindari kelongsoran. Turap sering digunakan sebagai:

- Struktur penahan tanah pada tebing jalan raya atau sungai.
- Struktur penahan tanah pada galian.
- Struktur penahan tanah yang berlereng atau curam.

2.5.1 Material Turap

A. Turap Kayu

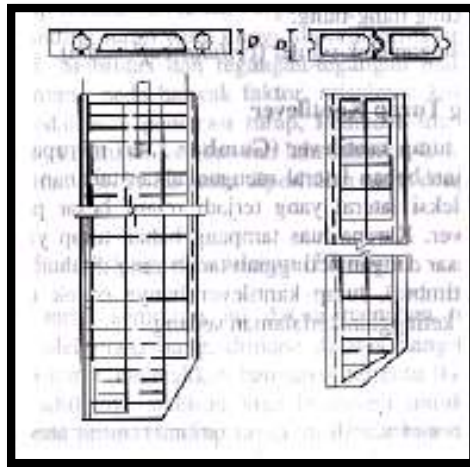
Turap kayu digunakan untuk dinding penahan tanah yang tidak terlalu tinggi, karena material kayu tidak mampu menahan beban lateral yang terlalu besar. Selain itu, turap kayu tidak cocok digunakan pada tanah berkerikil karena turap kayu akan pecah saat dipancang ke tanah tersebut. Turap kayu sering digunakan untuk pekerjaan yang bersifat sementara, misalnya pengerjaan tebing galian. Formasi penyusunan turap kayu dapat dilihat pada Gambar 2.6.



Gambar 2.6 Tampak atas penyusunan turap kayu

B. Turap Beton

Turap beton tersusun dari balok beton *pre-cast* yang dicetak dengan bentuk tertentu. Balok-balok turap dirancang agar dapat dikaitkan satu sama lain. Bagian bawah balok turap dibuat meruncing agar mudah dipancang seperti ditunjukkan dalam Gambar 2.7. Turap beton biasanya digunakan secara permanen pada detail-detail konstruksi yang agak sulit.



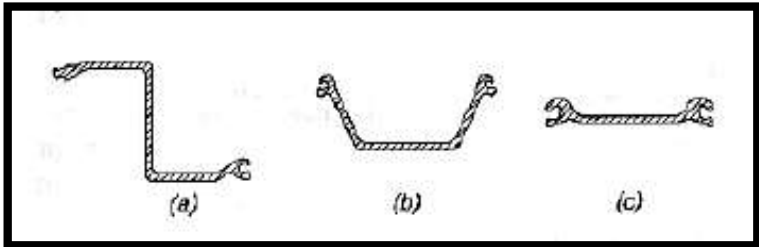
Gambar 2.7 Tampak atas dan potongan memanjang turap beton

C. Turap Baja

Turap baja merupakan material turap yang paling umum digunakan sebagai dinding penahan tanah, baik untuk pekerjaan konstruksi yang bersifat sementara maupun permanen. Ilustrasi turap baja dapat dilihat pada Gambar 2.8. Berikut beberapa kelebihan turap baja yang menyebabkan turap baja sering digunakan dalam pekerjaan konstruksi:

1. Tahan terhadap tegangan tinggi, sehingga memungkinkan untuk digunakan pada timbunan yang tinggi.
2. Memiliki ketebalan yang relatif tipis, sehingga mengurangi kebutuhan ruang.

3. Dapat digunakan berulang kali untuk dinding penahan yang bersifat sementara.
4. Umur pemakaian panjang, baik di atas maupun di bawah air dengan perlindungan sederhana menurut NBS (1962).
5. Mudah dilakukan penyambungan antar turap baja, yaitu dengan mengelas atau memasang baut.



Gambar 2.8 Tampak atas turap baja

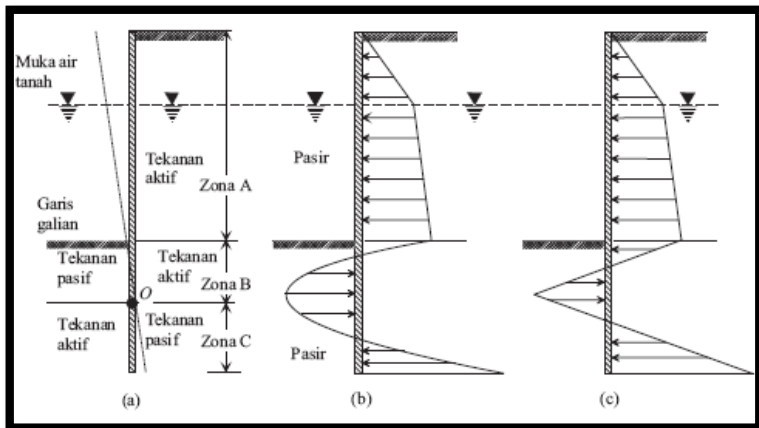
2.5.2 Tipe Turap

Prinsip perencanaan turap terdiri dari dua tipe, yaitu: turap *cantilever* dan turap berjangkar. Turap *cantilever* mengandalkan ujung bawah tiang sebagai penahan. Stabilitas turap jenis ini sangat ditentukan oleh panjang penanaman tiang. Pada turap berjangkar, selain salah satu ujung tiang tertanam, di sekitar ujung lainnya dipasang jangkar yang akan memberikan gaya tarik melawan kecenderungan tiang turap terdorong ke arah yang berlawanan dengan arah jangkar.

A. Turap *Cantilever*

Turap *cantilever* biasanya direkomendasikan untuk dinding dengan ketinggian sedang (maksimal 6 m) di atas garis galian. Prinsip dasar penghitungan distribusi tekanan tanah lateral tiang turap *cantilever* dapat dijelaskan dengan bantuan Gambar 2.9, yang menunjukkan perilaku leleh dinding *cantilever* yang tertanam dalam lapisan pasir di bawah garis galian. Dinding berputar pada *titik O*. Akibat berkerjanya tekanan hidrostatik pada masing-masing sisi dinding, maka tekanan tersebut akan saling

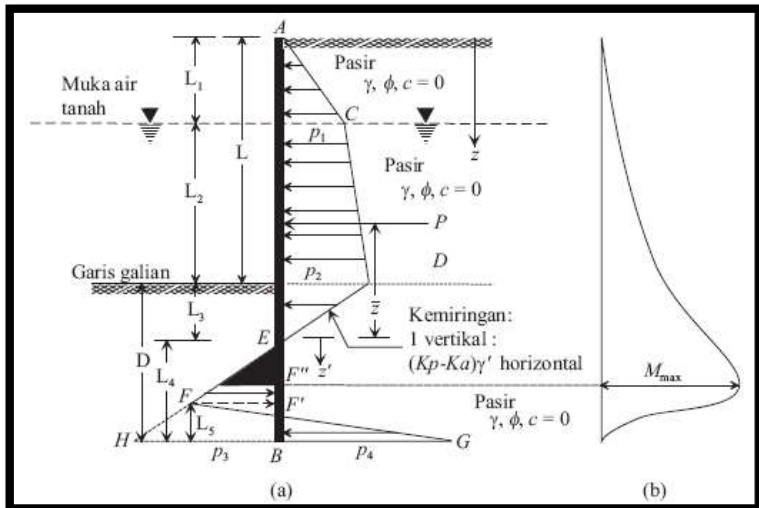
menghilangkan, sehingga penghitungan hanya dilakukan pada tekanan tanah lateral efektif. Pada *Zona A*, tekanan lateral berupa tekanan tanah aktif yang berasal dari tanah di atas garis galian. Sementara pada *Zona B*, akibat terjadinya pelenturan dinding di daerah ini, maka bekerja tekanan lateral tanah aktif di belakang turap dan tekanan lateral tanah pasif di depan turap. Kondisi pada *Zona C* berkebalikan dengan *Zona B*, yaitu di bawah *titik rotasi O*. Distribusi tekanan tanah ditunjukkan pada Gambar 2.9.



Gambar 2.9 Diagram gaya turap *cantilever*

a. Turap *Cantilever* pada Pasir

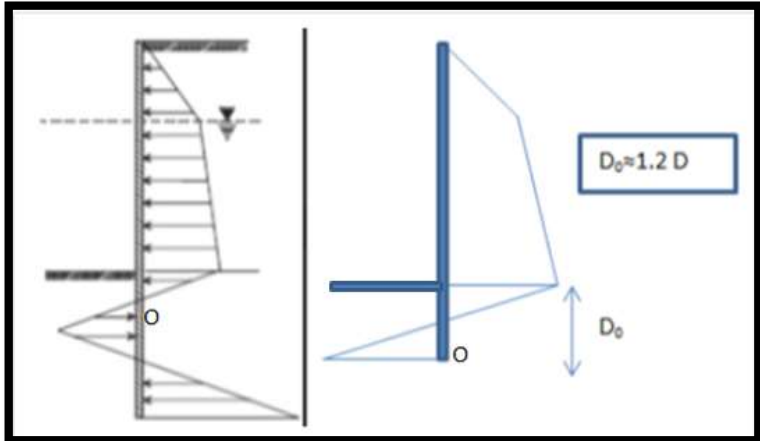
Gambar 2.10 menggambarkan hubungan kedalaman penanaman tiang turap di dalam tanah granular yang dibutuhkan. Tanah granular yang akan ditahan oleh turap berada di atas garis galian. Permukaan air tanah berada pada kedalaman L_1 dari puncak tiang.



Gambar 2.10 Tiang turap *cantilever* tertanam dalam pasir

Guna menyederhanakan proses penghitungan, maka penghitungan diagram pada Gambar 2.11 dilakukan dengan asumsi sebagai berikut:

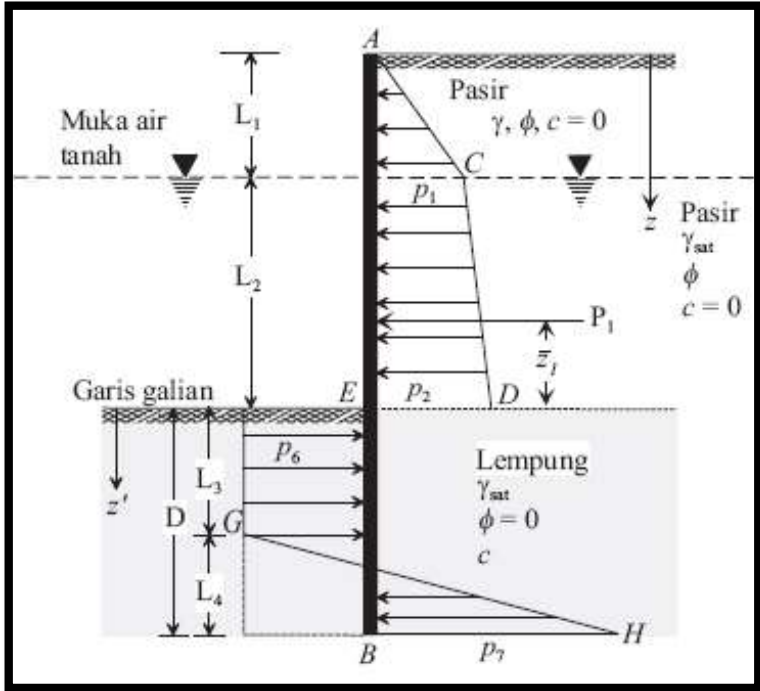
1. Titik rotasi berpindah dari titik O ke titik paling bawah tiang.
2. Terdapat resultan gaya R pada ujung dasar tiang yang merupakan resultan dari tekanan aktif dan tekanan pasif di bawah dinding



Gambar 2.11 Penyederhanaan diagram gaya yang bekerja pada turap *cantilever* yang tertanam dalam pasir

b. Turap *Cantilever* pada Lempung

Dalam beberapa kasus, tiang turap *cantilever* harus dipancang ke dalam lapisan lempung yang memiliki kohesi tak salur (*undrained cohesion*). Gambar 2.12 menggambarkan sebuah dinding turap yang dipancang ke dalam lempung dengan bahan isian di belakang turap berupa tanah granular yang terletak di atas garis galian. Misal permukaan air terletak pada kedalaman L_1 di bawah puncak turap, diagram distribusi tekanan tanah di atas permukaan garis galian dapat digambarkan menggunakan Gambar 2.12.

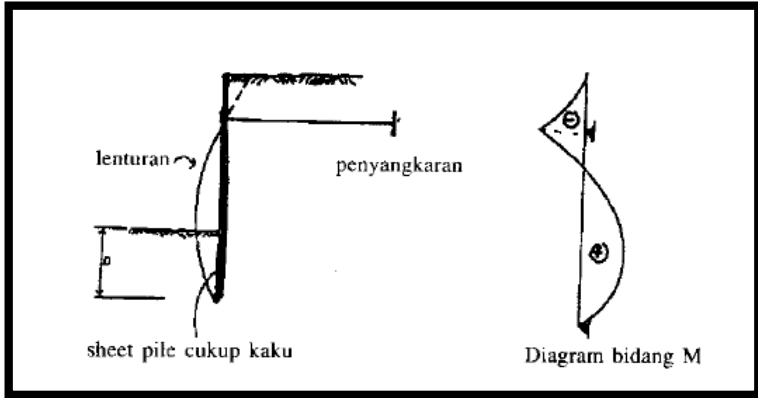


Gambar 2.12 Tiang turap *cantilever* tertanam dalam lapisan lempung

B. Turap Berjangkar

Turap berjangkar digunakan untuk dinding penahan tanah yang cukup tinggi (± 11 m dari titik galian). Terdapat dua metode untuk menganalisis turap berjangkar, yaitu:

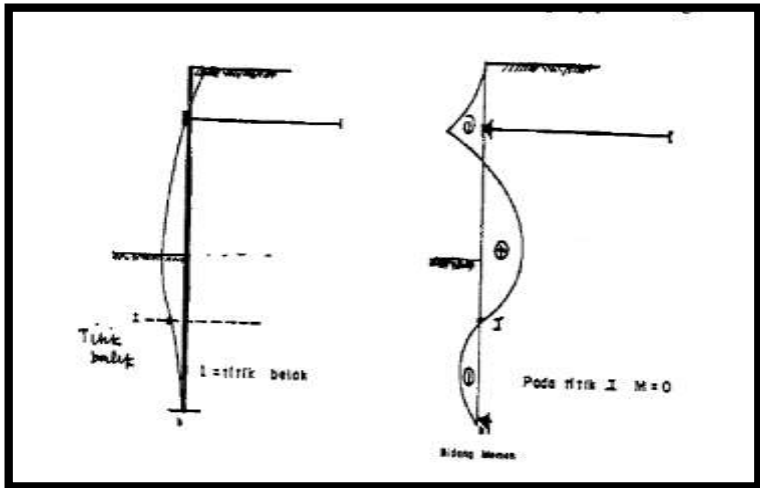
1. Dinding turap dengan perletakan bebas (*free support method*) (lihat Gambar 2.13).
2. Dinding turap dengan perletakan jepit (*fixed support method*) (lihat Gambar 2.14).



Gambar 2.13 Asumsi lendutan dan bidang momen pada turap dengan perlekatan bebas

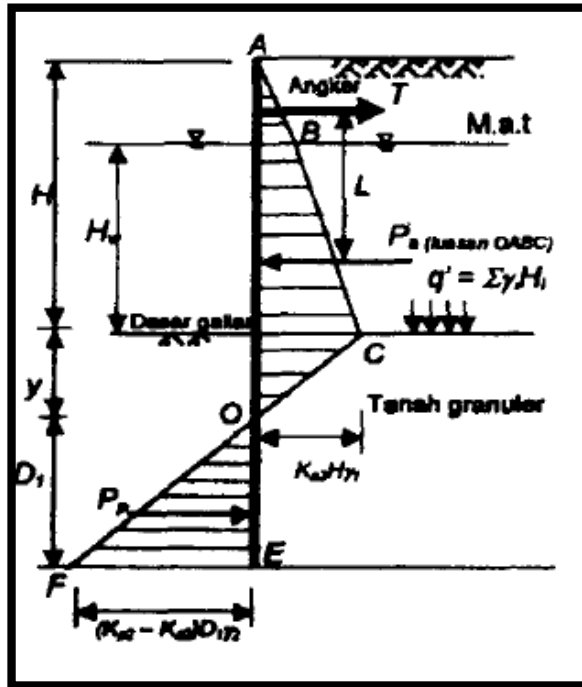
Asumsi yang ditetapkan dalam menganalisis dinding turap perletakan bebas adalah sebagai berikut:

1. Turap merupakan bahan yang sangat kaku bila dibandingkan dengan tanah di sekitarnya.
2. Tekanan tanah yang bekerja dihitung menggunakan metode Rankine.
3. Turap bebas berotasi pada ujung bawahnya namun dihindari terjadinya pergerakan lateral di titik penyangkaran (pada kapasitas ultimitnya, turap runtuh akibat gerakan jangkar ke arah luar).

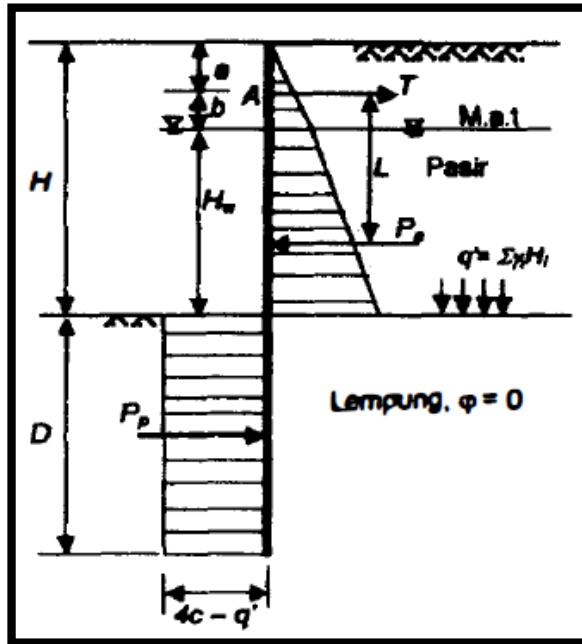


Gambar 2.14 Asumsi lendutan dan bidang momen pada turap dengan perlekatan terjepit

Asumsi yang ditetapkan dalam metode perletakan jepit adalah penetrasi dinding turap dianggap cukup dalam sehingga perletakan yang terbentuk berfungsi sebagai jepit. Gaya-gaya yang bekerja pada turap berjangkar dapat di lihat pada Gambar 2.15 dan Gambar 2.16, di mana T adalah gaya yang bekerja akibat penjangkaran.



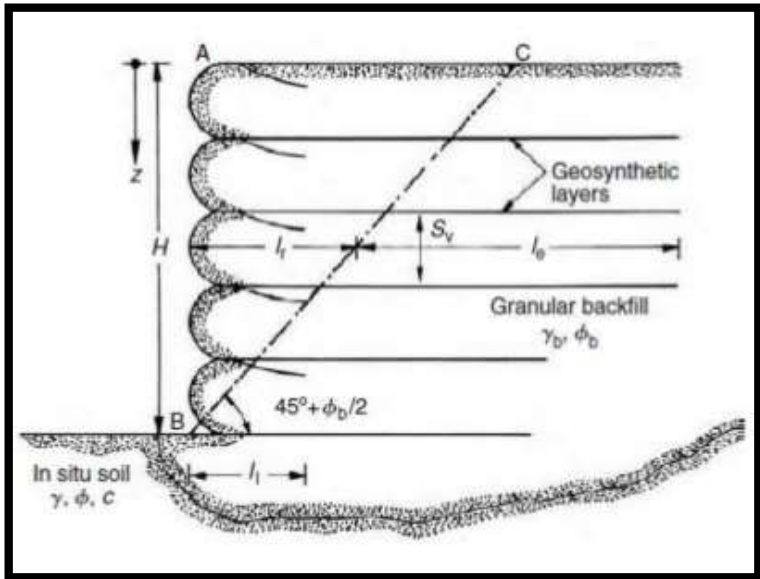
Gambar 2.15 Diagram tekanan tanah pada turap berjangkar yang tertanam dalam pasir



Gambar 2.16 Diagram tekanan tanah pada turap berjangkar yang tertanam dalam tanah lempung

2.6 Geotekstil Sebagai Dinding Penahan Tanah

Geotekstil adalah material geosintetik berupa lembaran hasil tenunan serat sintesis berbahan *anti-ultraviolet*. Geotekstil umumnya memiliki nilai kuat tarik yang besar untuk menahan tekanan lateral tanah di belakangnya. Geotekstil dapat digunakan sebagai dinding penahan tanah, yaitu dengan cara menempatkan geotekstil sesuai dengan jarak antar lapisan geotekstil yang telah diperhitungkan sebelumnya, seperti pada Gambar 2.17.



Gambar 2.17 Lapisan geotekstil sebagai dinding penahan tanah

Jarak antar lapisan geotekstil dapat dihitung sebagai berikut:

$$S_v = \frac{T_{all}}{\sigma_h \times SF \times 1}$$

di mana:

S_v : jarak vertikal antar lapisan geotekstil

T_{all} : kapasitas kuat geser izin geotekstil

σ_h : total gaya lateral yang bekerja sepanjang dinding penahan tanah

SF : *safety factor* (faktor keamanan)

Kemudian untuk menentukan panjang geotekstil yang dibutuhkan dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$L = L_e + L_r = \frac{S_v \times K_a \times SF}{2 \tan \phi} + \frac{H - z}{\tan(45^\circ + \frac{\phi_b}{2})}$$

di mana:

L_e : panjang geotekstil di belakang bidang longsor

L_r : panjang geotekstil di depan bidang longsor

S_v : jarak vertikal antar lapisan geotekstil

K_a : koefisien tanah aktif

SF : *safety factor* (faktor keamanan)

\emptyset : sudut geser tanah

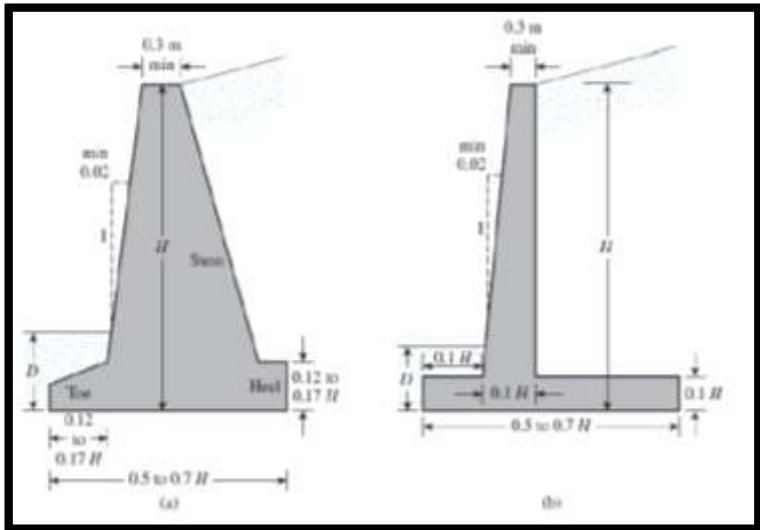
H : tinggi total timbunan

z : jarak antar geotekstil di tiap lapisan

\emptyset_b : sudut geser tanah dasar

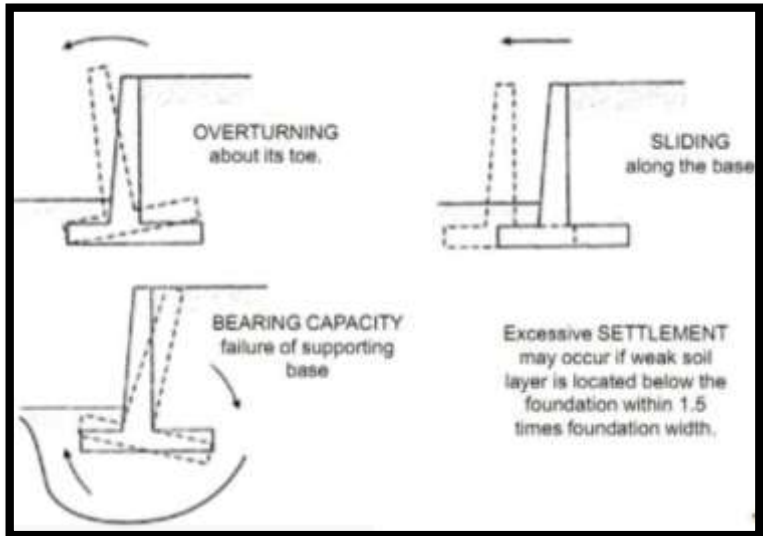
2.7 ***Retaining Wall***

Retaining wall adalah konstruksi berupa dinding yang terbuat dari beton, berfungsi untuk menahan tekanan-tekanan lateral di belakang dinding yang dapat berupa tanah urugan, air, dan sebagainya. *Retaining wall* terbagi menjadi dua jenis, yaitu *gravity wall* dan *cantilever wall*. Prinsip kerja *gravity wall* dengan cara mengandalkan berat sendiri dari konstruksinya, sedangkan *cantilever wall* mengandalkan telapak atau dasar dinding yang memanjang untuk menjaga kestabilan dari struktur penahan dengan memanfaatkan tanah dan surcharge di atas telapaknya sebagai penahan. Penentuan dimensi dinding dapat dilihat pada Gambar 2.18.



Gambar 2.18 Perkiraan dimensi dinding penahan tanah *gravity wall* (a) dan *cantilever wall* (b)

Setelah menentukan dimensi *cantilever retaining wall*, selanjutnya perlu dilakukan pengecekan stabilitas *overturning*, *sliding*, dan *bearing capacity* dinding tersebut, seperti pada Gambar 2.19.



Gambar 2.19 Stabilitas dinding penahan tanah

1. Cek *overturning*

$$SF = 1.5$$

$$SF = \frac{\Sigma M_{\text{resist}}}{\Sigma M_{\text{overturning}}}$$

di mana:

ΣM_{resist} = Total gaya momen yang menahan dinding dari guling terhadap titik guling (t.m)

$\Sigma M_{\text{overturning}}$ = Total gaya momen yang mendorong dinding terhadap titik guling (t.m)

2. Cek geser

$$SF = 1.5$$

$$SF = \frac{(\Sigma V \cdot \tan \phi + c' \cdot B + Pp)}{Ph}$$

di mana:

ΣV = total gaya vertikal yang menahan gaya geser terhadap dinding (ton)

ϕ = sudut geser dari tanah dasar dinding penahan

c' = kohesi tanah dasar dinding penahan (ton/m)

P_p = tekanan pasif dari tegangan efektif horizontal tanah di depan dinding penahan tanah (ton)

B = lebar dasar dinding penahan tanah (m)

P_h = tekanan aktif dari tegangan efektif horizontal tanah di belakang dinding penahan tanah (ton)

3. Cek *bearing capacity*

$$SF = 3$$

$$SF = \frac{Q_{\text{capacity}}}{Q_{\text{max}}}$$

di mana:

Q_{capacity} = kekuatan daya dukung dimana pondasi/dasar dinding bertumpu

$$Q_{\text{max}} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

ΣV = total gaya vertikal yang menahan gaya geser terhadap dinding (ton)

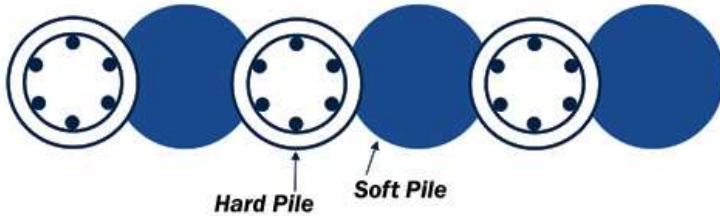
B = lebar dasar dinding penahan tanah (m)

$$e = \frac{B}{2} - \bar{x}$$

$$\bar{x} = \frac{(\Sigma M_{\text{resist}} - \Sigma M_{\text{overturning}})}{\Sigma V}$$

2.8 *Soldier Pile Wall*

Soldier pile wall adalah dinding penahan tanah yang tersusun atas barisan tiang *bored pile* yang terbuat dari beton. *Soldier pile wall* berfungsi untuk menahan material yang ada di belakang dinding. Pembuatan *soldier pile wall* bisa menggunakan kombinasi beton bertulang, *bentonite* dan baja berlapis beton, lihat Gambar 2.20.



Gambar 2.20 Soldier pile wall

Deformasi maksimum *soldier pile wall* dapat dinyatakan dalam persamaan sebagai berikut:

$$\delta_{\max} = \frac{L^4}{120EI} (15w_1 + 4w_2)$$

2.9 Pondasi Tiang

Pondasi tiang termasuk pondasi dalam atau semi dalam. Pondasi tiang dapat disebut sebagai pondasi dalam karena perbandingan antara kedalaman dan diameternya lebih dari sama dengan 10 (Wahyudi, 2013). Daya dukung sebuah pondasi tiang secara umum dapat dihitung menggunakan persamaan:

$$Q_L = Q_P + Q_S$$

di mana:

Q_L = Daya dukung *limit* berdasarkan kapasitas daya dukung tanah terhadap keruntuhan

Q_P = Daya dukung perlawanan tanah di dasar tiang

Q_S = Daya dukung perlawanan tanah di lekatan sekeliling tiang

Daya dukung pondasi tiang berdasarkan hasil N SPT dihitung menggunakan metode Luciano Decourt sebagai berikut:

$$Q_L = Q_P + Q_S$$

$$Q_L = \alpha \cdot \bar{N}_p \cdot K \cdot A_p + \beta \cdot \left(\frac{\bar{N}_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s$$

di mana:

α = *base coefficient* (lihat Tabel 2.4)

\bar{N}_p = nilai rata-rata N SPT untuk +4B dan -4B dari dasar pondasi (B = diameter pondasi)

K = koefisien karakteristik tanah di dasar pondasi (lihat Tabel 2.5)

β = *shaft coefficient* (lihat Tabel 2.4)

\bar{N}_s = nilai rata-rata N SPT sepanjang tiang yang terbenam, dengan batasan: $3 \leq N \leq 50$ untuk aspek *friction*

A_s = keliling \times kedalaman tiang yang terbenam (luas selimut tiang)

A_p = Luas penampang ujung tiang

Tabel 2.4 Nilai-nilai *base coefficient* dan *shaft coefficient*

α (base coefficient)			
Soil/Pile	Driven pile	Bored pile	Bored pile (bentonite)
Clay	1,00	0,85	0,85
Intermediate Soils	1,00	0,60	0,60
Sands	1,00	0,50	0,50
β (shaft coefficient)			
Soil/Pile	Driven pile	Bored pile	Bored pile (bentonite)
Clay	1,00	0,80	0,90
Intermediate Soils	1,00	0,65	0,75
Sands	1,00	0,50	0,60

Tabel 2.5 Nilai koefisien karakteristik tanah di dasar pondasi (K)

Soil Type	K Value (t/m^2)
Clay	12
Silty clay	15
Clayey slit	20
Sandy silt	25
Silty sand	30
Sand	40

2.10 Gaya Uplift

Kestabilan struktur bangunan bawah tanah dikontrol terhadap gaya angkat ke atas akibat tekanan air tanah. Kontrol *uplift pressure* terutama dilakukan pada pelat lantai paling bawah yang bersentuhan langsung dengan tanah. Lapisan tanah kedap air seperti lempung di bawah pelat akan ikut bekerja sebagai penahan gaya angkat ini.

Gaya *uplift* dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$\sigma_{hup} = \Delta H \cdot \gamma_w$$

di mana:

σ_{hup} = tegangan horizontal yang terjadi di dasar dinding

ΔH = tinggi muka air tanah

γ_w = berat jenis air tanah (1 t/m³)

BAB III METODOLOGI

3.1 Studi Literatur dan Pengumpulan Data

3.1.1 Studi Literatur

Tahapan awal berupa pengumpulan literatur untuk digunakan sebagai referensi dalam memahami permasalahan dan mencapai tujuan penulisan. Oleh karena itu diperlukan beberapa literatur untuk mendapatkan teori-teori yang relevan mengenai:

1. Analisis daya dukung pondasi dalam.
2. Analisis stabilitas dinding penahan tanah dari turap.
3. Analisis stabilitas dinding penahan tanah dari lapisan geotekstil.
4. Analisis stabilitas dinding penahan tanah dari *soldier pile*.
5. Analisis stabilitas dinding penahan tanah dari *gravity wall*.

3.1.2 Pengumpulan Data

Data yang digunakan berupa data sekunder, berupa:

1. Peta pengeboran tanah, lihat Lampiran 1.
2. Data hasil pengeboran tanah di titik B-1 dan B-2 (*bor log soil properties*), lihat Lampiran 2 dan Lampiran 3.
3. Peta topografi dan batimetri, lihat Lampiran 4.
4. Dimensi rencana *graving dock*, lihat Tabel 3.1.
5. Data kapal (maksimum 17.500 DWT), lihat Tabel 3.2.

Tabel 3.1 Data dimensi *graving dock*

Panjang	410 m
Lebar	80 m
Elevasi lantai	-5 mLWS
Elevasi tertinggi dinding	+5 mLWS

Tabel 3.2 Data dimensi kapal

DWT	LOA (m)	B (m)	D (m)	F (m)
17.500	124,00	31,50	6,08	1,85
15.000	122,50	30,50	6,20	1,40
11.178	92,00	31,50	5,30	1,41
9.700	91,44	27,43	4,85	1,25

di mana:

D = bagian yang terendam saat kapal dalam keadaan penuh beban

F = bagian kapal yang tidak terendam saat kapal dalam keadaan penuh

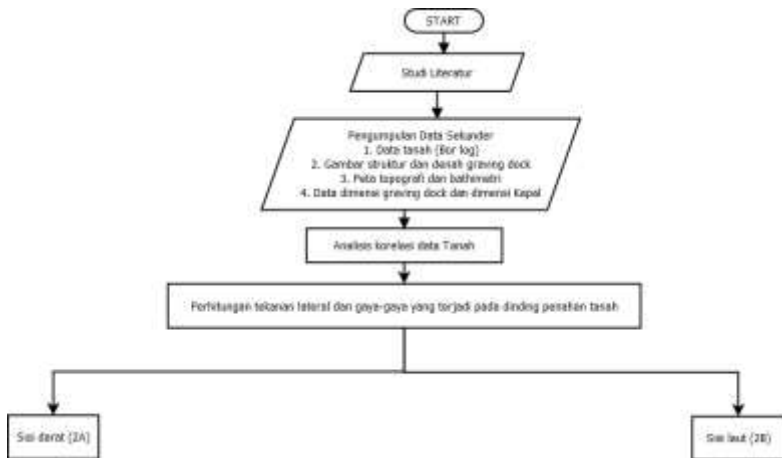
B = lebar kapal

LOA = panjang total

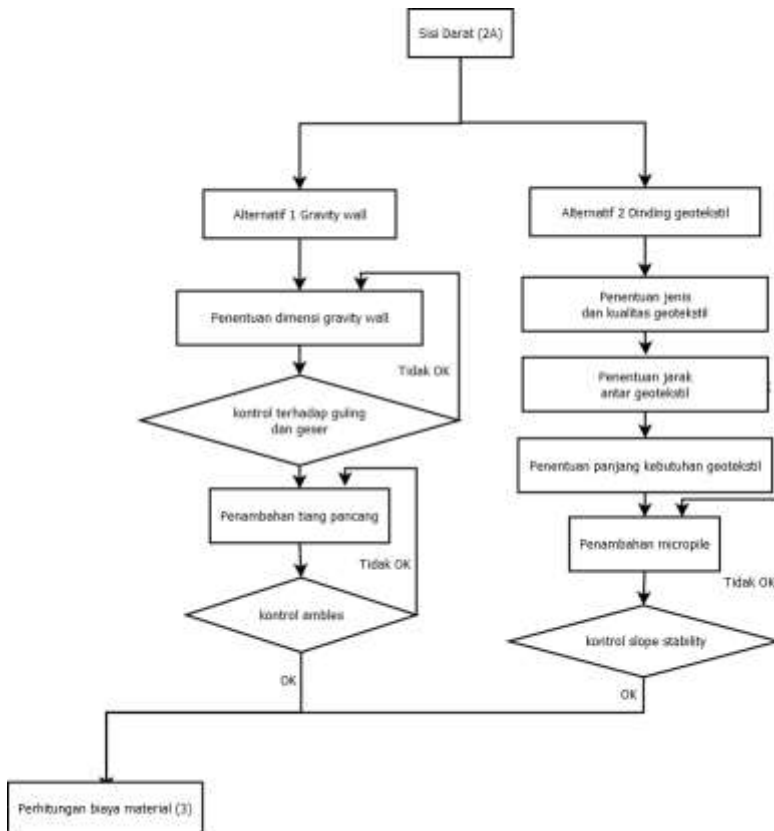
3.2 Metode Perencanaan

1. Analisis data tanah meliputi korelasi data N SPT dengan parameter yang diperlukan, kemudian penggambaran profil melintang lapisan-lapisan tanah.
2. Setelah didapatkan parameter tiap lapisan tanah dilakukan perhitungan koefisien aktif dan pasif tanah menurut teori Rankine serta perhitungan gaya yang akan bekerja pada dinding *graving dock*.
3. Perencanaan pondasi tiang pancang pada *graving dock* dengan menghitung daya dukung tanah di lokasi dengan metode Luciano Decourt.
4. Menghitung biaya bahan masing-masing alternatif perencanaan.

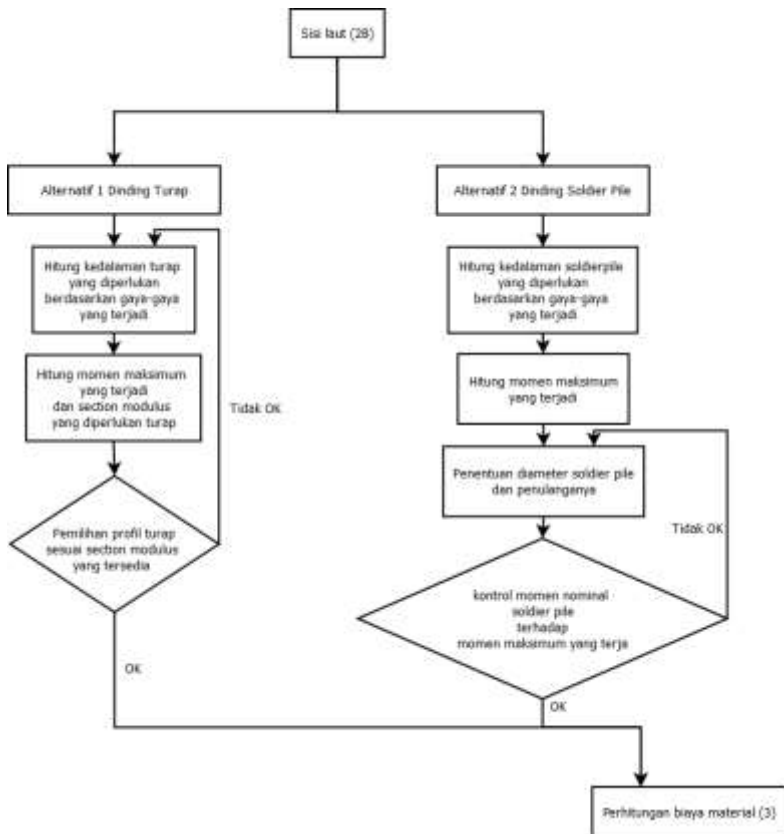
Gambaran dalam bentuk diagram alur tahapan perencanaan dinding penahan dan pondasi *graving dock* dapat dilihat pada Gambar 3.1 sampai dengan Gambar 3.4.



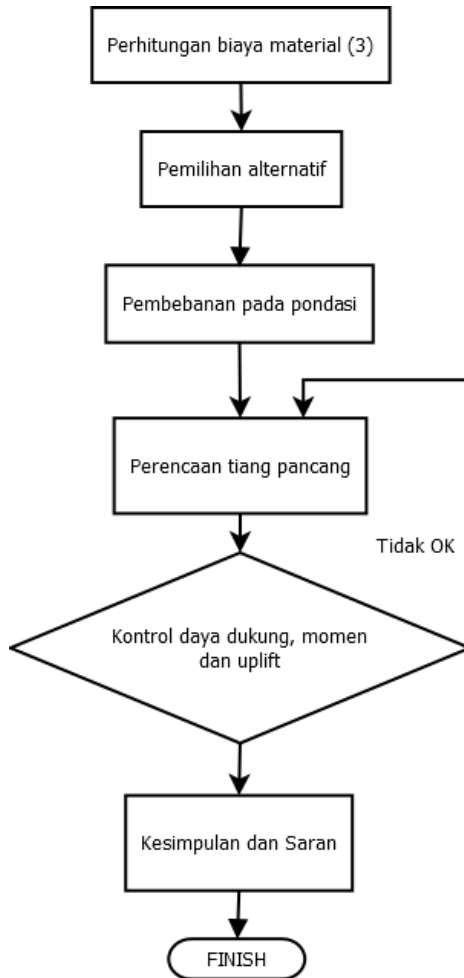
Gambar 3.1 Skema perencanaan *graving dock* (1)



Gambar 3.2 Skema perencanaan *graving dock* di sisi darat (2A)



Gambar 3.3 Skema perencanaan *graving dock* di sisi laut (2B)



Gambar 3.4 Skema perencanaan pondasi *graving dock* (3)

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Analisis Data Tanah

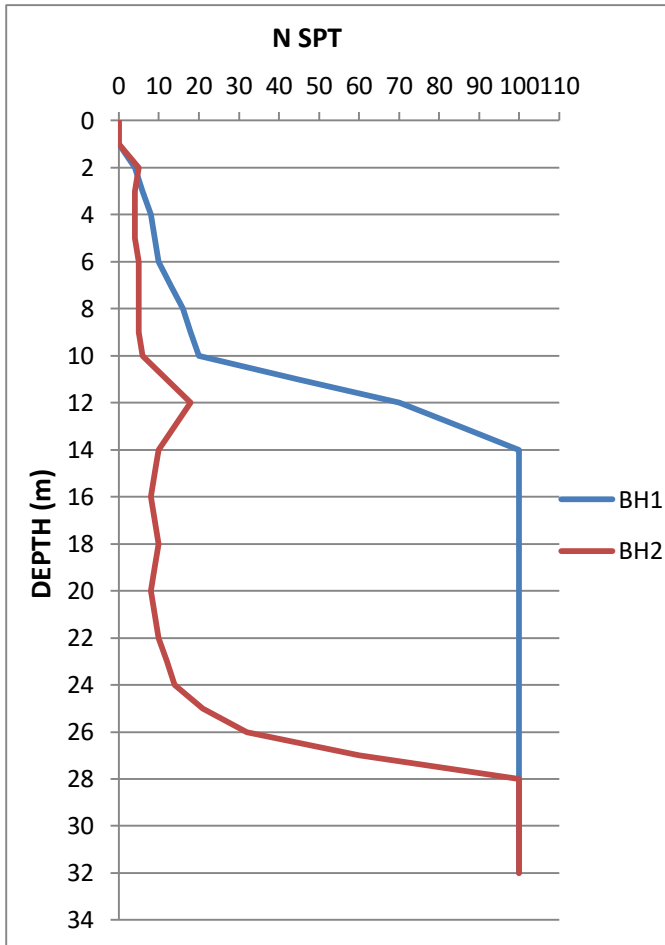
Analisis data tanah dilakukan berdasarkan hasil penyelidikan tanah dari *Geotechnical Engineer Test*, PT Pratama Widya pada Gambar 1.5. Hasil tes data tanah dari lapangan didapatkan 3 titik data tanah yaitu BH1, BH2, dan BH3. Setelah meninjau hasil statigrafi data tanah, tanah disimpulkan memiliki nilai yang heterogen dengan kecenderungan semakin lunak ke arah selatan, namun dari titik BH2 ke BH3 perubahannya tidak terlalu besar sehingga diputuskan dipakai 2 data tanah saja untuk analisis. Hasil uji lapangan BH1 dan BH2 bisa dilihat dalam pada Tabel 4.1 dan Gambar 4.1.

Nilai N SPT yang akan dikorelasikan pada tiap-tiap jenis tanah dicari nilai rata-ratanya terlebih dahulu, kemudian dikorelasikan dengan parameter yang diperlukan pada Tabel 2.1 sampai dengan Tabel 2.3, karena nilai korelasi akan menghasilkan angka yang naik dan turun maka hanya diambil nilai atas dan nilai bawah dari masing-masing nilai korelasi sebagai tolak ukur korelasi (lihat Tabel 4.2 sampai dengan Tabel 4.4).

Contoh korelasi data tanah BH1 pada kedalaman 4-10 m dengan jenis tanah *silty sand*, dengan nilai rata-rata N SPT = 13,43. Tanah didominasi oleh pasir sehingga dipakai korelasi N SPT terhadap γ_{sat} dan ϕ pada *cohesionless soil* (nilai $c'=0$) sebagai berikut: (keterangan: nb=nilai bawah, na=nilai atas)

Tabel 4.1 N SPT BH1 dan BH2

Elevation (m)	Depth (m)	BH1		BH2	
		N SPT	Jenis tanah	N SPT	Jenis tanah
4,6	0	0	sandy silt	0	sandy silt
3,6	1	0		0	
2,6	2	4		5	
1,6	3	6		4	
0,6	4	8		4	
-0,4	5	9	silty sand	4	sand
-1,4	6	10		5	
-2,4	7	13		5	
-3,4	8	16		5	
-4,4	9	18		5	
-5,4	10	20	sandy silt	6	silty sand
-6,4	11	45		12	
-7,4	12	70		18	
-8,4	13	85		14	
-9,4	14	100		10	
-10,4	15	100		9	
-11,4	16	100		8	
-12,4	17	100		9	
-13,4	18	100		10	
-14,4	19	100		9	
-15,4	20	100	8	clayey silt	
-16,4	21	100	9		
-17,4	22	100	10		
-18,4	23	100	12		
-19,4	24	100	14		
-20,4	25	100	21	sandy silt	
-21,4	26	100	32		
-22,4	27	100	60		
-23,4	28	100	100	silty sand	
-24,4	29	100	100		
-25,4	30	100	100		
-26,4	31	100	100	silty sand	
-27,4	32	100	100		



Gambar 4.1 Diagram N SPT terhadap kedalaman tanah

Tabel 4.2 Batas atas dan bawah untuk mencari nilai γ_{sat} dan q_u pada *cohesive soil*

	nilai bawah	nilai atas
NSPT	4,00	25,00
γ_{sat} (KN/m ³)	14,00	20,00
q_u (kPa)	25,00	100,00

Tabel 4.3 Batas atas dan bawah untuk mencari nilai ϕ pada *cohesive soil*

	nilai bawah	nilai atas
C' (kPa)	5	100
ϕ	10	30

Tabel 4.4 Batas atas dan bawah untuk mencari nilai γ_{sat} dan ϕ pada *cohesionless soil*

	nilai bawah	nilai atas
NSPT	4,00	50,00
γ_{sat} (KN/m ³)	12,00	23,00
ϕ	25,00	33,00

1. Korelasi NSPT terhadap γ_{sat} pada *cohesionless soil* (lihat Tabel 4.4)

$$\frac{13,43 - nb \text{ NSPT}}{na \text{ NSPT} - nb \text{ NSPT}} = \frac{\gamma_{sat} - nb \gamma_{sat}}{na \gamma_{sat} - nb \gamma_{sat}}$$

$$\frac{13,43 - 4}{50 - 4} = \frac{\gamma_{sat} - 12}{23 - 12}$$

$$\left(\frac{9,43}{46} \times 11\right) + 12 = \gamma_{sat}$$

$$\gamma_{sat} = 14,25 \text{ kN/m}^3$$

2. Korelasi NSPT terhadap ϕ pada *cohesionless soil* (lihat Tabel 4.4)

$$\frac{13,43 - nb \text{ NSPT}}{na \text{ NSPT} - nb \text{ NSPT}} = \frac{\phi - nb \phi}{na \phi - nb \phi}$$

$$\frac{13,43 - 4}{50 - 4} = \frac{\phi - 25}{33 - 25}$$

$$\left(\frac{9,43}{46} \times 8\right) + 25 = \phi$$

$$\Phi = 26,64^\circ$$

Contoh korelasi data tanah di titik BH2 pada kedalaman 17-25 m dengan jenis tanah *clayey silt*, dengan nilai rata-rata N SPT = 11,33. Tanah didominasi oleh *silt* sehingga dipakai korelasi N SPT terhadap γ_{sat} , q_u , ϕ pada *cohesive soil* sebagai berikut:

1. Korelasi NSPT terhadap γ_{sat} pada *cohesive soil* (lihat Tabel 4.2)

$$\frac{11,33 - nb \text{ NSPT}}{na \text{ NSPT} - nb \text{ NSPT}} = \frac{\gamma_{sat} - nb \gamma_{sat}}{na \gamma_{sat} - nb \gamma_{sat}}$$

$$\frac{11,33 - 4}{25 - 4} = \frac{\gamma_{sat} - 14}{20 - 14}$$

$$\left(\frac{7,33}{21} \times 6\right) + 14 = \gamma_{sat}$$

$$\gamma_{sat} = 16,10 \text{ kN/m}^3$$

2. Korelasi NSPT terhadap q_u hingga didapatkan nilai c' pada *cohesive soil* (lihat Tabel 4.2)

$$\frac{11,33 - nb \text{ NSPT}}{na \text{ NSPT} - nb \text{ NSPT}} = \frac{q_u - nb q_u}{na q_u - nb q_u}$$

$$\frac{11,33 - 4}{25 - 4} = \frac{qu - 25}{100 - 25}$$

$$\left(\frac{7,33}{21} \times 75\right) + 25 = qu$$

$$qu = 51,18 \text{ kPa}$$

$$Cu = 0,5 \times qu$$

$$c' = 2/3 Cu$$

$$= 2/3 \times 0,5 \times 51,18$$

$$= 17,06 \text{ kPa}$$

3. Korelasi c' terhadap ϕ pada *cohesive soil* (lihat Tabel 4.3)

$$\frac{17,06 - nb c'}{na c' - nb c'} = \frac{\phi - nb \phi}{na \phi - nb \phi}$$

$$\frac{17,06 - 5}{100 - 5} = \frac{\phi - 10}{30 - 10}$$

$$\left(\frac{17,06}{95} \times 20\right) + 10 = \phi$$

$$\Phi = 13,6^\circ$$

Hasil korelasi pada titik dan kedalaman selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.5

Tabel 4.5 Hasil korelasi nilai N SPT terhadap parameter tanah

BH1					
DEPTH (m)	TYPE	N SPT	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ
0-4	sandy silt	4	14,00	8,33	10,70
4-10	silty sand	13	14,25	0,00	26,64
10-32	sandy silt	80	20,00	33,33	15,96
BH2					
DEPTH (m)	TYPE	N SPT	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ
0-7	sandy silt	4	14,00	8,33	10,70
7-15	sand	9	13,28	0,00	25,93
15-17	silty sand	8	13,12	0,00	25,81
17-25	clayey silt	11	16,10	17,06	12,54
25-29	sandy silt	62	20,00	33,33	15,96
29-32	silty sand	100	23,00	0,00	33,00

4.2 Perhitungan Daya Dukung Tanah Berdasarkan N SPT

Daya dukung tiang pancang dihitung berdasarkan data N SPT yang didapat dari hasil tes tanah. Ada dua macam data tanah yaitu dititik BH1 dan BH2. Hasil tes tanah pada titik tersebut merupakan hasil tes tanah berdasarkan elevasi asli tanah setempat, di mana “*depth 0 m*” BH1 berada pada elevasi +3 mLWS dan BH2 berada pada elevasi +4 mLWS.

Perencanaan tiang pancang untuk pondasi *graving dock* dimulai pada elevasi -5 mLWS sehingga perhitungan daya dukung tiang pancang dari data NSPT dimulai sesuai dengan elevasi lantai *graving dock*. N SPT yang akan digunakan dimulai dari kedalaman 10 m hingga ke bawah (untuk tanah dari kedalaman 0-10 diabaikan karena tanah akan digali). Perhitungan daya dukung pada masing-masing titik dan masing-masing kedalaman digunakan metode Luciano Decourt berikut contoh perhitungan daya dukung tiang D60 pada titik BH1 kedalaman 14

m (-4 m dari pelat lantai *graving dock*) dengan jenis tanah *sandy silt* (lihat Tabel 4.1):

1. Menentukan nilai *base coefficient* (α) dan *shaft coefficient* (β)

Pada tanah BH1 kedalaman 14 m dari lantai *graving dock* jenis tanah adalah *sandy silt*, dengan perencanaan tiang menggunakan metode pemancangan dengan nilai $\alpha=1$ dan $\beta=1$.

2. Menghitung nilai \overline{Np}

$$B = 60 \text{ cm}$$

$$4B = 2,4 \text{ m}$$

\overline{Np} = rata-rata N SPT pada kedalaman 11,6-16,4 m

(lihat Tabel 4.1 N SPT kedalaman 11 hingga 17 m)

$$= \frac{(45+70+85+100+100+100+100)}{7}$$

$$= 85,72 \approx 85$$

3. Menghitung nilai \overline{Ns}

Perhatikan nilai N SPT pada Tabel 4.1 pada kedalaman 14 m (N SPT pada kedalaman 0-10 m diganti dengan nilai 0 karena tanah akan digali), kemudian digunakan batasan $3 \leq N \leq 50$ seperti pada Tabel 4.6.

Tabel 4.6 N SPT dengan batasan untuk aspek *friction*

BH1		
depth (m)	N before	N after
0	tanah digali	3
1		3
2		3
3		3
4		3
5		3
6		3
7		3
8		3
9		3
10		3
11	45	45
12	70	50
13	85	50
14	100	50
15	100	50
16	100	50
17	100	50
18	100	50
19	100	50
20	100	50
21	100	50
22	100	50
23	100	50
24	100	50
25	100	50
26	100	50
27	100	50
28	100	50
29	100	50
30	100	50
31	100	50
32	100	50

$$\begin{aligned}\overline{N_s} &= \frac{(3 \times 11) + (45 + 50 + 50 + 50)}{15} \\ &= 15,2 \approx 15\end{aligned}$$

4. Menentukan nilai K (lihat Tabel 2.5)
Jenis tanah pada tanah BH1 kedalaman 14 m berupa *sandy silt* sehingga nilai $K = 25 \text{ t/m}^2$

5. Menentukan nilai A_p dan A_s ($depth = 4$ m dari pelat lantai *graving dock*)

$$\begin{aligned}A_p &= \pi \times D^2 / 4 \\ &= \pi \times 0,6^2 / 4 \\ &= 0,283 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s &= \pi \times D \times depth \\ &= \pi \times 0,6 \times 4 \\ &= 7,54 \text{ m}^2\end{aligned}$$

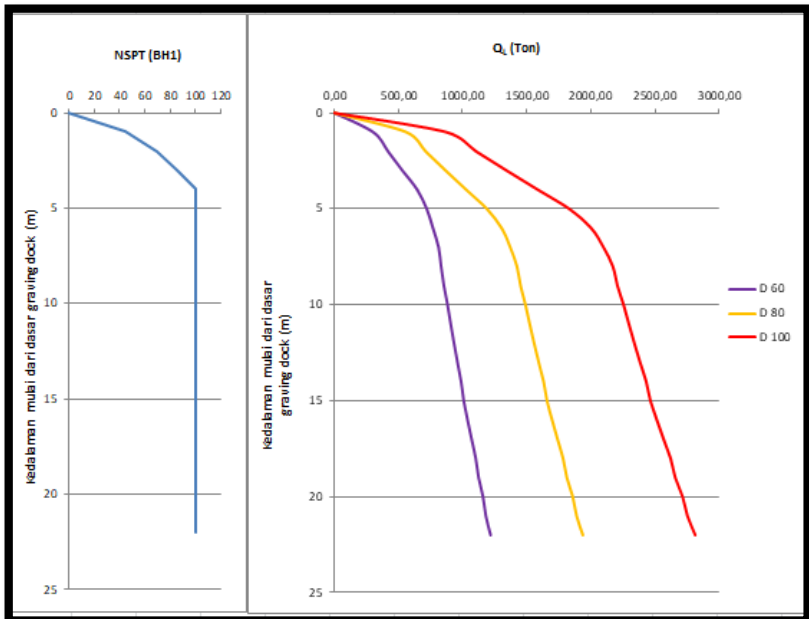
6. Menentukan nilai Q_p dan Q_s

$$\begin{aligned}Q_p &= q_p \cdot A_p \\ &= \alpha \cdot \overline{N_p} \cdot K \cdot A_p \\ &= 1 \times 85 \times 25 \times 0,283 \\ &= 600,53 \text{ ton}\end{aligned}$$

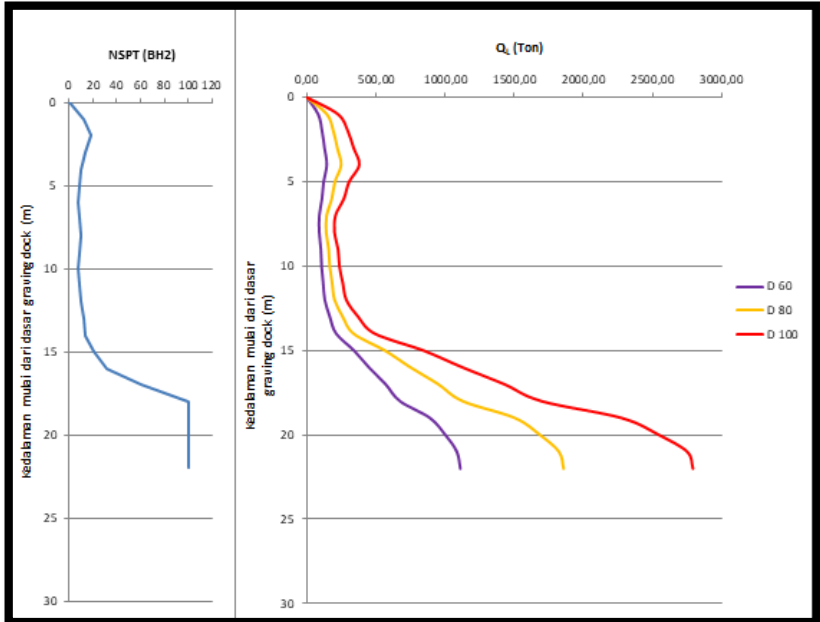
$$\begin{aligned}Q_s &= \beta \cdot \left(\frac{\overline{N_s}}{3} + 1 \right) \cdot A_s \\ &= 1 \cdot \left(\frac{15}{3} + 1 \right) \cdot 7,54 \\ &= 45,22 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_L &= Q_p + Q_s \\ &= 600,53 + 45,22 \\ &= 645,74 \text{ ton}\end{aligned}$$

Hasil perhitungan daya dukung tanah menggunakan tiang D60, D80, dan D100 secara lengkap dapat dilihat pada Lampiran 5 dan Lampiran 6, hasil dalam bentuk kurva dapat dilihat pada Gambar 4.2 dan Gambar 4.3 (kedalaman 0 m dihitung dari lantai *graving dock*).



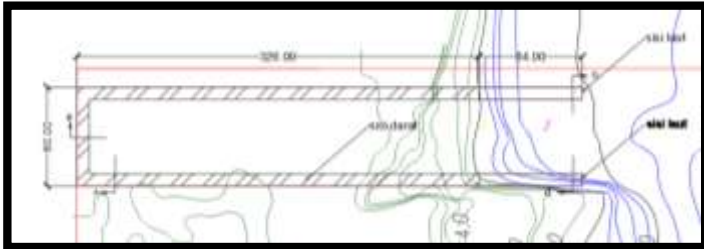
Gambar 4.2 Diagram Q_L terhadap kedalaman tanah (BH1)



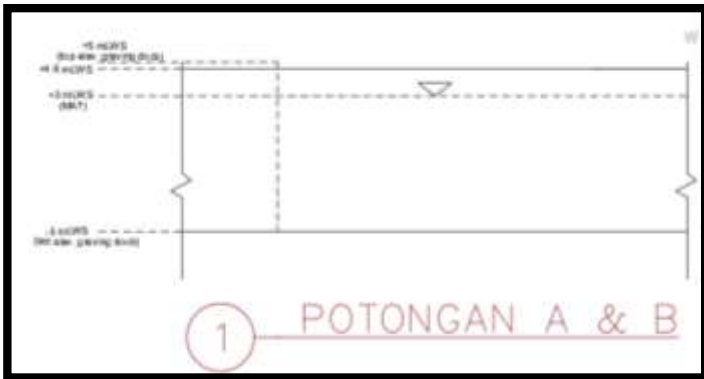
Gambar 4.3 Diagram Q_L terhadap kedalaman tanah (BH2)

4.3 Perencanaan Dinding Penahan Tanah

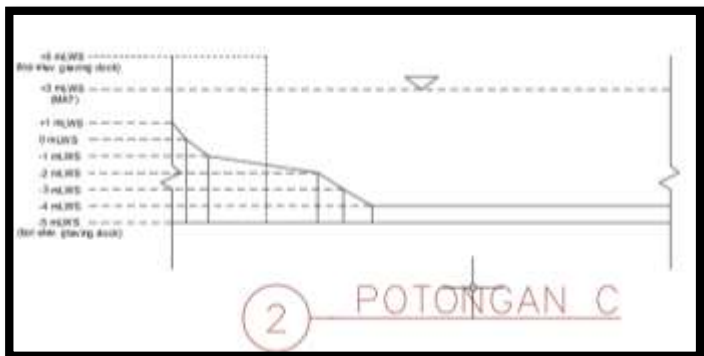
Dinding penahan tanah akan direncanakan per-bagian dengan meninjau zona darat dan laut serta melihat data tanah yang dipakai. Dalam perencanaan ini di sisi darat diperlukan potongan A (menggunakan data tanah BH2) dan potongan B (menggunakan data tanah BH1), sedangkan pada sisi laut diperlukan potongan C (menggunakan data tanah BH2) dan potongan D (menggunakan data tanah BH1), *layout* dan potongan *graving dock* dapat dilihat pada Gambar 4.4 s/d 4.7. Asumsi muka air tanah pada titik 3 mLWS yang akan menjadi gaya tekan terhadap dinding penahan tanah.



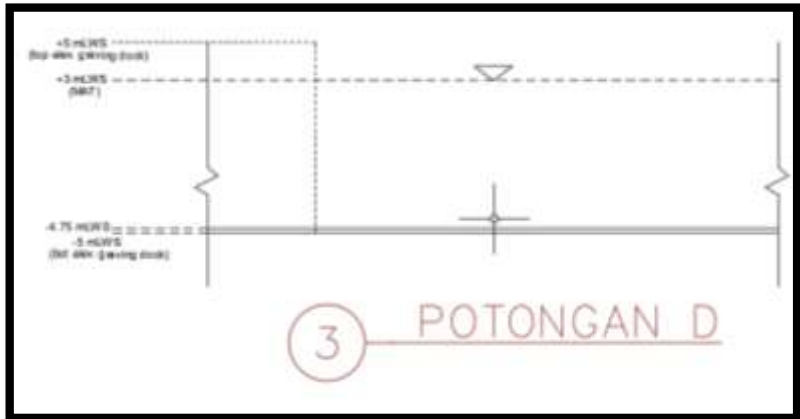
Gambar 4.4 Layout potongan graving dock



Gambar 4.5 Geometri Potongan A&B



Gambar 4.6 Geometri potongan C



Gambar 4.7 Geometri potongan D

4.3.1 Perencanaan Dinding Penahan Tanah Sisi Darat

Perencanaan dinding penahan tanah pada sisi darat direncanakan dengan 2 alternatif berupa *gravity wall* dan dinding geotekstil. Perencanaan di sisi darat diwakilkan dengan potongan A (mewakili penggunaan data tanah BH2) dan potongan B (mewakili penggunaan data tanah BH1).

4.3.1.1 Gravity Wall

A. Potongan A

Perencanaan *retaining wall* pada potongan A memerlukan data parameter lapisan tanah (lihat Tabel 4.7) sesuai elevasi seperti pada Gambar 4.8. Perencanaan awal *retaining wall* direncanakan menggunakan dinding *cantilever wall* dengan memanfaatkan panjang bagian bawah (*heel* dan *toe*) dinding *cantilever wall* (lihat Gambar 4.9). Setelah dihitung berat tanah di atas *heel* dan *toe* tidak berperan banyak dalam menahan total tekanan horizontal, maka perencanaan diubah ke dinding *gravity wall* dengan memperbesar dimensi *retaining wall* untuk

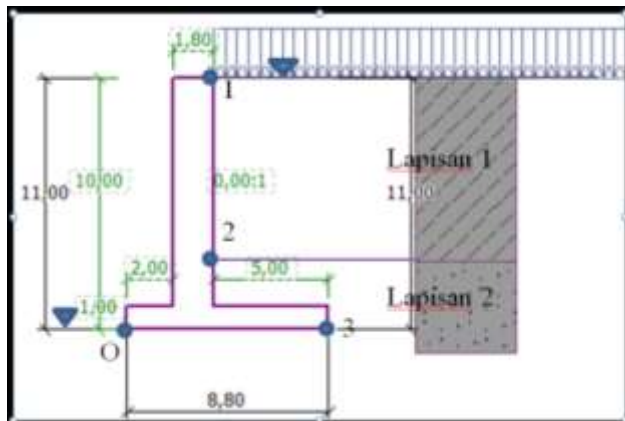
membantu menahan tekanan lateral yang didominasi oleh tekanan akibat air tanah.



Gambar 4.8 Lapisan tanah potongan A

Tabel 4.7 Parameter lapisan tanah potongan A

LAPISAN	ELEVASI	TYPE	ϕ	γ_{sat} (ton/m^3)	γ' (ton/m^3)	c' (ton/m^2)
1	(+5) - (-3)	sandy silt	10,70	1,43	0,43	0,85
2	(-3) - (-11)	sand	25,93	1,35	0,35	0,00
3	(-11) - (-13)	silty sand	25,81	1,34	0,34	0,00
4	(-13) - (-21)	clayey silt	12,54	1,64	0,64	1,74
5	(-21) - (-25)	sandy silt	15,96	2,04	1,04	3,40
6	(-25) - (-28)	silty sand	33,00	2,35	1,35	0,00



Gambar 4.9 Cantilever wall potongan A

Pertama dilakukan perhitungan tegangan horizontal terhadap dinding akibat beban tanah, air tanah dan beban merata (*surchage* sebesar 3 t/m²) yang membebani belakang dinding. Gaya pasif diabaikan dengan mengasumsi *graving dock* pada posisi kosong, serta muka air tanah dianggap pada titik yang paling tinggi. Contoh perhitungan tekanan horizontal pada titik 3 sebagai berikut: (perhatikan Gambar 4.9 dan Tabel 4.7)

a. Akibat tanah di belakang dinding penahan tanah

Lapisan 1:

$$\Phi = 10,7$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 1,43 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = 0,43 \text{ t/m}^3$$

$$c' = 0,85$$

Lapisan 2:

$$\Phi = 25,9$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 1,35 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = 0,35 \text{ t/m}^3$$

$$c' = 0$$

$$\sigma'_{hs} = \sigma'_v \cdot K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2(45 - \phi/2) \\ &= \tan^2(45 - 25,9/2) \\ &= 0,39 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma'_v &= \Sigma \gamma'_i \cdot H_i \\ &= \gamma' \cdot H (\text{lapisan 1}) + \gamma' \cdot H (\text{lapisan 2}) \\ &= 0,43 \times 8 + 0,35 \times 3 \\ &= 4,49 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma'_{hs} &= 4,49 \times 0,39 - 2 \times 0 \times \sqrt{0,39} \\ &= 1,75 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

- b. Akibat beban merata di atas pelat lantai galangan kapal
 $q = 3 \text{ t/m}^2$
 $\sigma_{hq} = K_a \times q$
 $= 0,39 \times 3$
 $= 1,17 \text{ t/m}^2$
- c. Akibat air tanah di belakang dinding penahan tanah
 $\gamma \text{ water} = 1 \text{ t/m}^3$
 $H = 11 \text{ m}$
 $\sigma_{hw} = \gamma \cdot H$
 $= 11 \text{ t/m}^2$
- d. Akibat gaya angkat pada (*uplift*) dasar dinding penahan tanah
 $\gamma \text{ water} = 1 \text{ t/m}^3$
 ΔH (beda tinggi muka air di belakang DPT dan di dasar DPT)
 $= 11 \text{ m}$
 $\sigma_{hu} = \gamma \cdot H$
 $= 11 \text{ t/m}^2$

Hasil perhitungan tegangan horizontal akibat tanah di belakang timbunan bisa dilihat pada Tabel 4.8 sedangkan perhitungan gaya *uplift* terdapat pada Tabel 4.9.

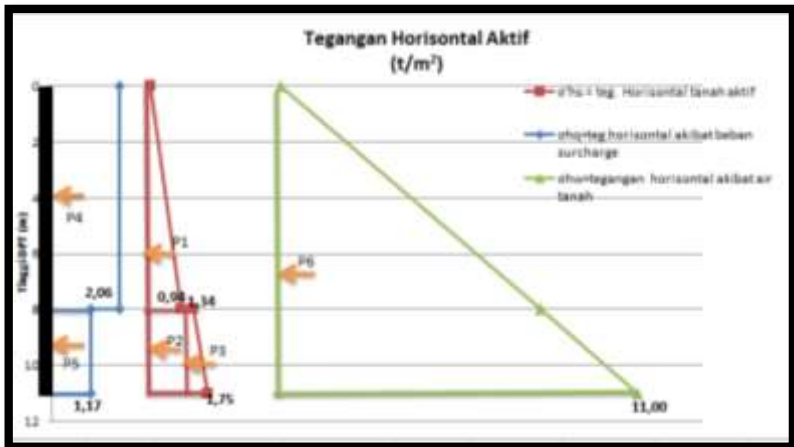
Tabel 4.8 Tegangan horizontal pada potongan A

titik	elevasi (mLWS)	γ' (ton/m ³)	c' (ton/m ²)	ϕ	K_a	σ'_v (t/m ²)	σ'_{hs} (t/m ²)	σ_{hw} (t/m ²)	σ_{hq} (t/m ²)
1	5	0,43	0,85	10,70	0,69	0,00	0,00	0	2,06
2a	-3	0,43	0,85	10,70	0,69	3,42	0,94	8	2,06
2b	-3	0,43	0,00	25,93	0,39	3,42	1,34	8	1,17
3	-6	0,35	0,00	25,93	0,39	4,48	1,75	11	1,17

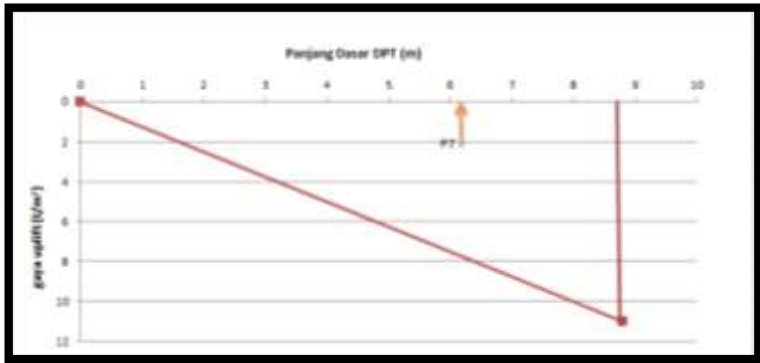
Tabel 4.9 Tegangan *uplift* pada dasar DPT potongan A

titik	B (m)	ΔH (m)	σ_{hu} (t/m ²)
O	0	0	0
3	8,8	11	11

Setelah didapatkan nilai σ^h di masing-masing titik dicari nilai tekanannya (P_1 - P_7) di titik pusat masing-masing bidang (cari luas area dari σ^h , lihat Gambar 4.10 dan Gambar 4.11). P_1 , P_2 dan P_3 merupakan nilai gaya tekan akibat tegangan horisontal tanah aktif, P_4 dan P_5 merupakan gaya tekan akibat beban surcharge, P_6 merupakan gaya tekan akibat kandungan air dalam tanah, kemudian P_7 merupakan gaya angkat ke atas pada dasar dinding graving dock akibat perbedaan muka tinggi muka air tanah. Nilai tekan masing-masing dikalikan dengan jarak ke titik pusat O (lihat Gambar 4.9) sehingga didapat nilai momen penggulingnya.



Gambar 4.10 Tegangan horizontal pada dinding DPT potongan A

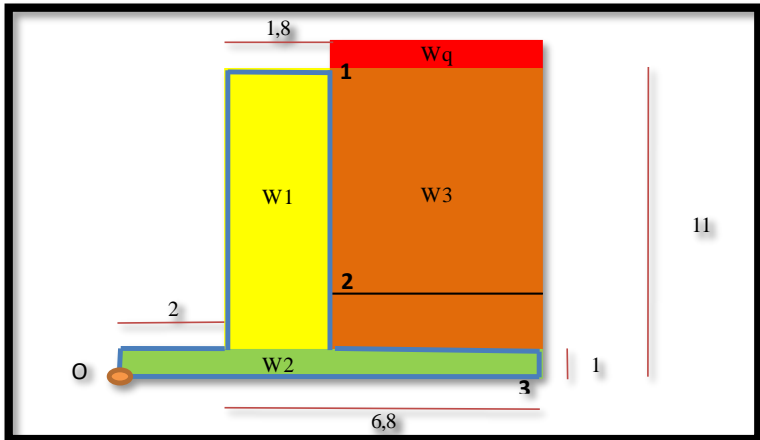


Gambar 4.11 Gaya *uplift* di dasar DPT potongan A

Contoh perhitungan nilai tekanan P_1 dan M_{O1} (momen pengguling akibat gaya tekan P_1) sebagai berikut: (lihat Tabel 4.8 dan Gambar 4.10)

$$\begin{aligned}
 H &= 8 \text{ m} \\
 P_1 &= \sigma'_{hs} \times H \times 0,5 \\
 &= 0,94 \times 8 \times 0,5 \\
 &= 3,76 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{O1} &= P_1 \times \text{jarak ke titik O} \\
 &= 3,76 \times (1/3 \times H + 3) \\
 &= 3,76 \times (8/3 + 3) \\
 &= 21,32 \text{ t.m}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.12 Gaya penahan tekanan lateral dan *uplift* yang terjadi pada DPT potongan A

Gaya penahan (*resist*) dari gaya lateral dan *uplift* yang terjadi adalah berat sendiri dinding penahan tanah (W_1 dan W_2), berat tanah di belakang DPT sepanjang *heel* (W_3), dan beban merata (W_q), menurut Gambar 4.12 berikut contoh menghitung W_1 dan M_{R1} :

$$H = 11 - 1 \\ = 10 \text{ m}$$

$$L = 1,8 \text{ m}$$

$$\gamma \text{ beton} = 2,4 \text{ t/m}^3$$

$$W_1 = 2,4 \times L \times H \times 1 \text{ m} \\ = 2,4 \times 1,8 \times 10 \times 1 \\ = 43,2 \text{ ton}$$

$$\text{Jarak ke titik O} = 2 + (0,5 \times 1,8) \\ = 2,9 \text{ m}$$

$$M_{R1} = 43,2 \times 2,9 \\ = 125,3 \text{ t.m}$$

Hasil perhitungan gaya dan momen yang terjadi dapat dilihat pada Tabel 4.10 dan Tabel 4.11.

Tabel 4.10 Gaya yang terjadi pada DPT potongan A

Gaya	Value (ton)	Jarak ke titik O (m)
P ₁	3,8	5,67
P ₂	4,0	1,50
P ₃	0,6	1,00
P ₄	16,5	7,00
P ₅	3,5	1,50
P ₆	60,5	3,67
P ₇	48,4	5,87
W ₁	43,2	2,9
W ₂	21,1	4,4
W ₃	20,6	6,3
W _q	15,0	6,3

Tabel 4.11 Momen yang terjadi pada DPT potongan A

Momen	Value (t.m)
M _{O1}	21,3
M _{O2}	6,0
M _{O3}	0,6
M _{O4}	115,4
M _{O5}	5,3
M _{O6}	221,8
M _{O7}	283,9
M _{R1}	125,3
M _{R2}	92,9
M _{R3}	130,0
M _{Rq}	94,5

Perhitungan SF *overturning* dilakukan dengan cara sebagai berikut: (lihat Tabel 4.11)

$$SF = 1.5$$

$$SF = \Sigma M_{\text{resist}} / \Sigma M_{\text{overturning}}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\text{resist}} &= M_{R1} + M_{R2} + M_{R3} + M_{Rq} \\ &= 442,7 \text{ t.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\text{overturning}} &= M_{O1} + M_{O2} + M_{O3} + M_{O4} + M_{O5} + M_{O6} + M_{O7} \\ &= 654,3 \text{ t.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} SF &= 442,7/654,3 \\ &= 0,68 \end{aligned}$$

Perhitungan SF *sliding* dilakukan dengan cara sebagai berikut: (lihat Tabel 4.10)

$$SF = 1.5$$

$$SF = (\Sigma V \cdot \tan \emptyset + c' \cdot B + Pp) / Ph$$

$$\begin{aligned} \Sigma V &= W_1 + W_2 + W_3 + W_q - P_7 \text{ (uplift)} \\ &= 43,2 + 21,1 + 20,6 + 15,0 - 48,4 \\ &= 51,6 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\emptyset = 25,93$$

$$c' = 0$$

$$Pp = 0 \text{ (diabaikan karena keadaan terkritik adalah saat graving dock kosong)}$$

$$B = 8,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Ph &= P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 \text{ (lihat Tabel 4.10)} \\ &= 3,8 + 4,0 + 0,6 + 16,5 + 3,5 + 60,5 \\ &= 88,9 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} SF &= (51,6 \times \tan (25,93) + 0 \times 8,8 + 0) / 88,9 \\ &= 25,7/88,9 \\ &= 0,29 \end{aligned}$$

Selanjutnya dilakukan pengecekan dengan program bantu GEO5 dan didapatkan nilai $SF_{overturning}$ dan $SF_{sliding}$ yang mendekati dengan hasil perhitungan program bantu excel, seperti pada Gambar 4.13. Namun nilai SF masih di bawah 1,5 sehingga direncanakan ulang dimensi dari dinding penahan tanah (lihat Gambar 4.14) hingga didapatkan nilai SF dari GEO5 seperti pada Gambar 4.15.

OVERTURNING CONTROL	
TOTAL MOMENT RESIST (t.m)	442,75
TOTAL MOMENT LOAD (t.m)	654,42
SF	0,68
SLIDING CONTROL	
TOTAL HORIZONTAL RESIST (ton)	25,07
TOTAL HORIZONTAL LOAD (ton)	88,91
SF	0,28

Verification

Verification of complete wall

Check for overturning stability
 Resulting moment $M_{res} = 4543,21 \text{ kNm/m}$
 Overturning moment $M_{ovt} = 5913,03 \text{ kNm/m}$

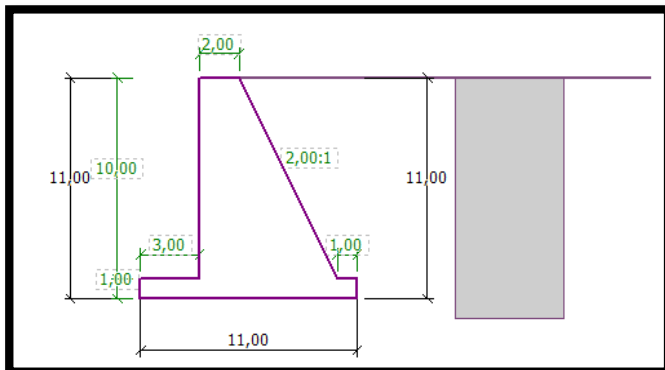
Safety factor = 0,77 < 1,50
 Wall for overturning is NOT SATISFACTORY

Check for slip
 Resisting horizontal force $H_{res} = 259,44 \text{ kN/m}$
 Active horizontal force $H_{act} = 888,92 \text{ kN/m}$

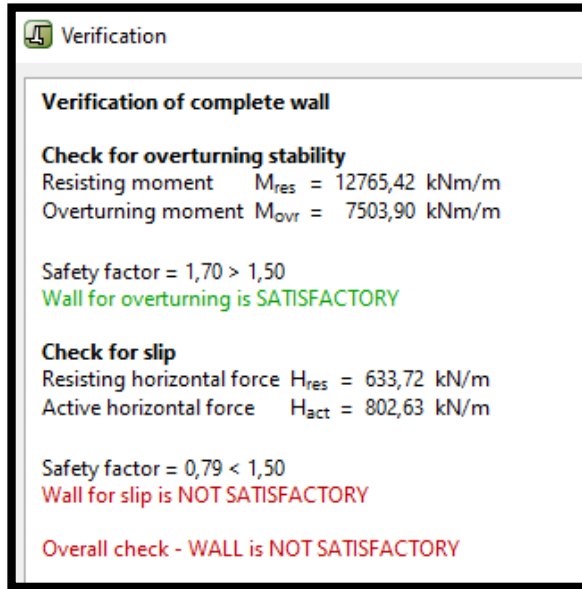
Safety factor = 0,32 < 1,50
 Wall for slip is NOT SATISFACTORY

Overall check - WALL is NOT SATISFACTORY

Gambar 4.13 Perbandingan SF dengan GEO5 dan perhitungan manual potongan A



Gambar 4.14 Perencanaan ulang dimensi DPT untuk mendapat nilai SF rencana potongan A



Gambar 4.15 Nilai SF setelah perubahan dimensi DPT potongan A

Hasil dari perubahan dimensi sudah mencapai nilai SF *overturning* lebih dari 1,5, namun nilai SF *sliding* yang didapatkan masih kurang dari 1,5 sehingga ditambahkan 1 tiang pancang (tiap 1,5 meter panjang DPT). Penentuan dimensi dan kedalaman tiang pancang yang diperlukan dilihat berdasar 3 aspek yaitu kontrol bahan, daya dukung tanah dan *slope stability control*.

Kontrol pertama tiang pancang adalah kontrol bahan tiang pancang dengan membandingkan nilai *momen crack* bahan dengan momen yang terjadi serta *allowable compression* yang terjadi dengan gaya tekan yang terjadi pada tiang pancang. Nilai gaya tekan dan momen yang terjadi tiap 1 meter panjang DPT dapat dilihat pada Gambar 4.16 (*pile* dipasang pada 3,5 meter

dari ujung paling kiri dasar DPT), sedangkan untuk kekuatan bahan dapat dilihat di brosur WIKA *spun piles* pada Tabel 4.12.

Bearing cap.

Design load acting at the pile head			
No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	-178,46	1303,36	802,60

Service load acting at the pile head			
No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	-178,46	1303,36	802,60

Gambar 4.16 Gaya tekan dan momen yang terjadi pada tiang pancang

Tabel 4.12 WIKA *pre-tension spun piles* diameter 600-800 mm untuk potongan A

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Gross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24

Untuk membandingkan dengan kekuatan bahan momen dan gaya tekan yang terjadi dikalikan dengan jarak tiang pancang yang akan dipasang sebagai berikut:

jarak tiang pancang DPT = 1,5 m

$$\begin{aligned}
 M_{\text{pile}} &= 1,5 \times 178,46 \\
 &= 267,7 \text{ kN.m} \\
 &= 30,1 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{pile}} &= 1,5 \times 1303,36 \\
 &= 1995,04 \text{ kN} \\
 &= 200,22 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Dipakai tiang pancang D80 *class C* dengan nilai kuat bahan sebagai berikut:

$$M_{crack} = 65 \text{ ton.m}$$

$$P_{all} = 368,17 \text{ ton}$$

Tabel 4.13 Daya dukung tiang D80 (BH2)

Elev (mLWS)	Depth (m)	D80
		Q _L (ton)
-5	0	205,98
-6	1	228,17
-7	2	235,57
-8	3	245,73
-9	4	267,95
-10	5	287,58
-11	6	236,13
-12	7	226,23
-13	8	178,26
-14	9	187,72
-15	10	199,29
-16	11	214,38
-17	12	231,66
-18	13	258,32
-19	14	303,77
-20	15	392,43
-21	16	631,98

Kontrol kedua adalah berdasarkan daya dukung tanah yang telah dihitung berdasarkan N SPT dengan metode Luciano Decourt (lihat Tabel 4.13) daya dukung tanah akan dibandingkan dengan nilai gaya tekan yang terjadi melalui perhitungan sebagai berikut:

$$SF \text{ bearing capacity} = 3$$

$$P_{pile} \times SF = 200,22 \text{ ton} \times 3$$

= 600,66 ton

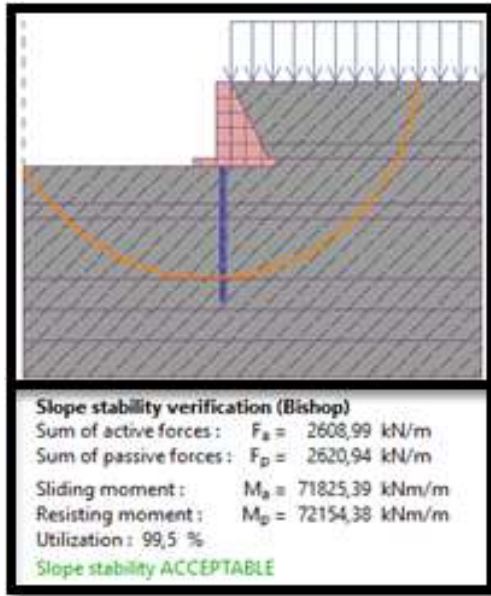
Dipakai tiang pancang kedalaman 16 m dengan nilai daya dukung sebesar 631,98 ton (lihat Tabel 4.13).

Kontrol ketiga yang diperlukan adalah berdasarkan *slope stability* di mana tiang yang dipasang harus memotong bidang longsor. *Slope stability* dicek dengan program GEO5 dengan input *pile* (lihat Gambar 4.17) pada jarak 3,5 m dari ujung kiri dasar DPT dengan nilai kedalaman dicoba-coba hingga didapat nilai *slope stability* aman. Hasil cek *slope stability* dapat dilihat pada Gambar 4.18, dimana nilai SF adalah 1,005 atau *utilitation* = 99,5 % dan kedalaman tiang pancang yang dibutuhkan adalah 18 m.

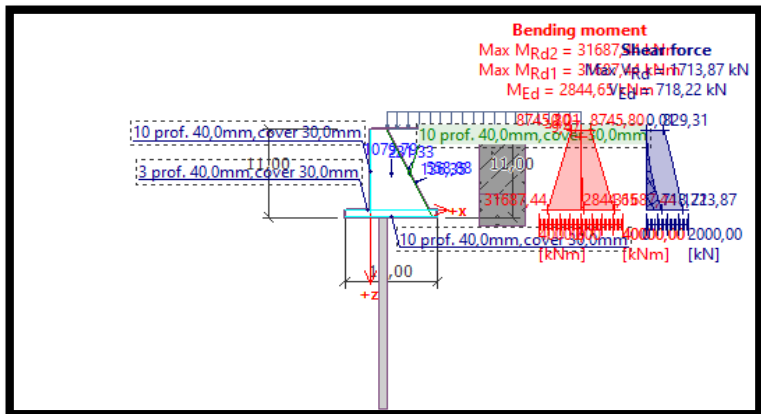
Dari berbagai kontrol disimpulkan untuk memakai tiang WIKA D80 *class C* dengan kedalaman 18 m. Kemudian penulangan dari dinding penahan tanah dipakai kebutuhan minimum seperti pada Gambar 4.19.



Gambar 4.17 Input data tiang rencana untuk cek *slope stability* potongan A



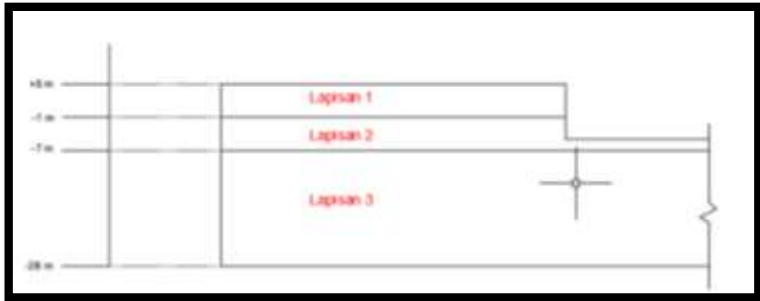
Gambar 4.18 Hasil cek *slope stability* potongan A



Gambar 4.19 Penulangan DPT potongan A

B. Potongan B

Perencanaan *retaining wall* pada potongan B menggunakan pembebanan dan dimensi DPT yang sama dengan potongan A, dengan menggunakan lapisan tanah BH1 (lihat Gambar 4.20 dan Tabel 4.14).

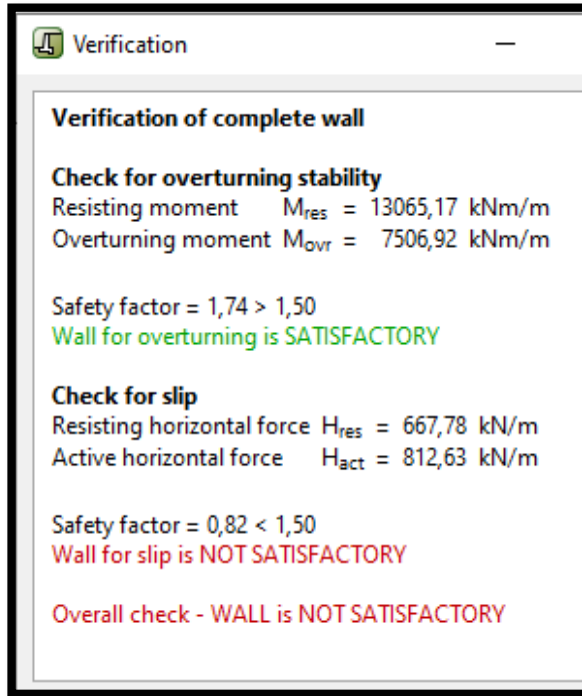


Gambar 4.20 Lapisan tanah potongan B

Tabel 4.14 Parameter lapisan tanah potongan B

Lapisan	ELEVASI (mLWS)	TYPE	N SPT	ϕ	γ_{sat} (ton/m ³)	γ' (ton/m ³)	c' (t/m ²)
1	(+5) - (-1)	sandy silt	4	10,70	1,43	0,43	0,85
2	(-1) - (-7)	silty sand	13	26,64	1,45	0,45	0,00
3	(-7) - (-28)	sandy silt	80	15,96	2,04	1,04	3,40

Perhitungan tekanan horizontal serta cek *overturning* dan *sliding* menggunakan program bantu GEO5 dan didapatkan hasil cek *overturning* dan *sliding* pada potongan B seperti pada Gambar 4.21.



Gambar 4.21 Hasil perhitungan SF potongan B

Kontrol pertama tiang pancang adalah kontrol bahan tiang pancang dengan membandingkan nilai momen *crack* bahan dengan momen yang terjadi serta *allowable compression* yang terjadi dengan gaya tekan yang terjadi pada tiang pancang. Nilai gaya tekan dan momen yang terjadi tiap satu meter panjang DPT dapat dilihat pada Gambar 4.22 (*pile* dipasang pada 3,5 meter dari ujung paling kiri dasar DPT), sedangkan untuk kekuatan bahan dapat dilihat di brosur WIKA *spun piles* pada Tabel 4.15.

Bearing cap.			
Design load acting at the pile head			
No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	-227,32	1307,52	796,95
Service load acting at the pile head			
No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	-227,32	1307,52	796,95

Gambar 4.22 Momen yang terjadi pada titik eksentrisitas potongan B

Tabel 4.15 WIKA *pre-tension spun piles* diameter 600-800 mm untuk potongan B

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Gross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
800	120	2,583.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24

Untuk membandingkan dengan kekuatan bahan momen dan gaya tekan yang terjadi dikalikan dengan jarak tiang pancang yang akan dipasang sebagai berikut:

jarak tiang pancang DPT = 1,5 m

$$\begin{aligned}
 M_{\text{pile}} &= 1,5 \times 227,32 \\
 &= 340,5 \text{ kN.m} \\
 &= 38,3 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{pile}} &= 1,5 \times 1307,52 \\
 &= 1961,28 \text{ kN} \\
 &= 196,8 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Dipakai tiang pancang D80 *class C* dengan nilai kuat bahan sebagai berikut:

$$M_{crack} = 65 \text{ ton.m}$$

$$P_{all} = 368,17 \text{ ton}$$

Tabel 4.16 Daya dukung tiang D80 (BH1)

		D80
Elev (mLWS)	Depth (m)	Q _L (ton)
-5	0	373,03
-6	1	526,18
-7	2	673,22
-8	3	704,89
-9	4	895,76
-10	5	1084,45
-11	6	1270,35
-12	7	1411,91
-13	8	1508,94
-14	9	1579,29
-15	10	1622,90
-16	11	1666,64
-17	12	1710,48
-18	13	1754,39
-19	14	1798,37
-20	15	1842,40

Kontrol kedua adalah berdasarkan daya dukung tanah yang telah dihitung berdasarkan N SPT dengan metode Luciano Decourt (lihat Tabel 4.16) daya dukung tanah akan dibandingkan dengan nilai gaya tekan yang terjadi melalui perhitungan sebagai berikut:

$$SF \text{ bearing capacity} = 3$$

$$P_{pile} \times SF = 196,8 \text{ ton} \times 3$$

= 590,4 ton

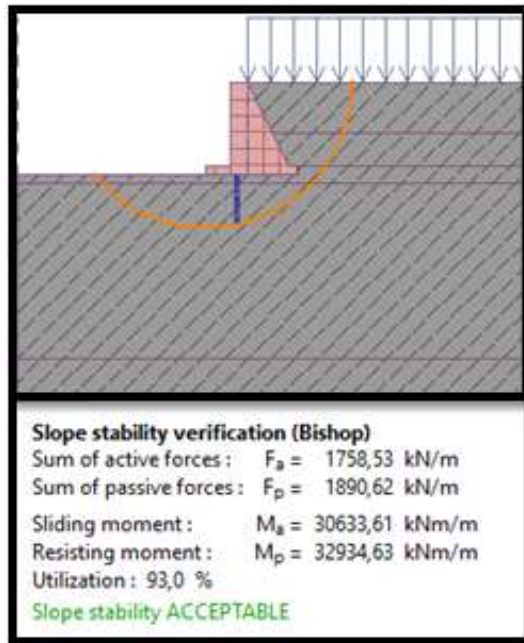
Dipakai tiang pancang kedalaman 2 m dengan nilai daya dukung sebesar 673,22 ton (lihat Tabel 4.16).

Kontrol ketiga yang diperlukan adalah berdasarkan *slope stability* dimana tiang yang dipasang harus memotong bidang longsor. *Slope stability* dicek menggunakan program GEO5 dengan *input pile* (lihat Gambar 4.23) pada jarak 3,5 m dari ujung kiri dasar DPT dengan nilai kedalaman dicoba-coba hingga didapatkan nilai *slope stability* yang aman. Hasil cek *slope stability* dapat dilihat pada Gambar 4.24, di mana nilai SF adalah 1,075 atau *utilitation* = 93 % dan kedalaman tiang pancang yang dibutuhkan adalah 6 m.

Dari berbagai kontrol disimpulkan dipakai tiang dari WIKA D80 class C dengan kedalaman 6 m. Penulangan dari dinding penahan tanah potongan B sama seperti penulangan pada potongan A dipakai kebutuhan minimum seperti pada Gambar 4.19.



Gambar 4.23 *Input* data tiang rencana untuk cek *slope stability* potongan B



Gambar 4.24 Hasil cek *slope stability* potongan B

4.3.1.2 Geotekstil Sebagai Dinding Penahan Tanah

A. Potongan A

Perencanaan geotekstil sebagai dinding penahan tanah dengan lapisan dan parameter tanah seperti pada Gambar 4.25. Tinggi muka air tanah dianggap setinggi dinding penahan tanah. Beban terpusat untuk beban manusia sebesar 0,1 ton dengan jarak 1 meter dari ujung *graving dock*, beban merata sebesar 3 ton/m² akibat beban di atas pelat lantai galangan kapal. Geotekstil yang dipakai geotekstil dari GEOTRST jenis *woven* dengan tipe SWG520, dan kuat bahan geotekstil 120 kN/m (lihat Tabel 4.17). Faktor keamanan untuk mencari nilai kekuatan ijin geotekstil bisa dilihat pada Tabel 4.18. Perhitungan kebutuhan panjang geotekstil dikontrol berdasarkan putus dan cabut bahan geotekstil terhadap

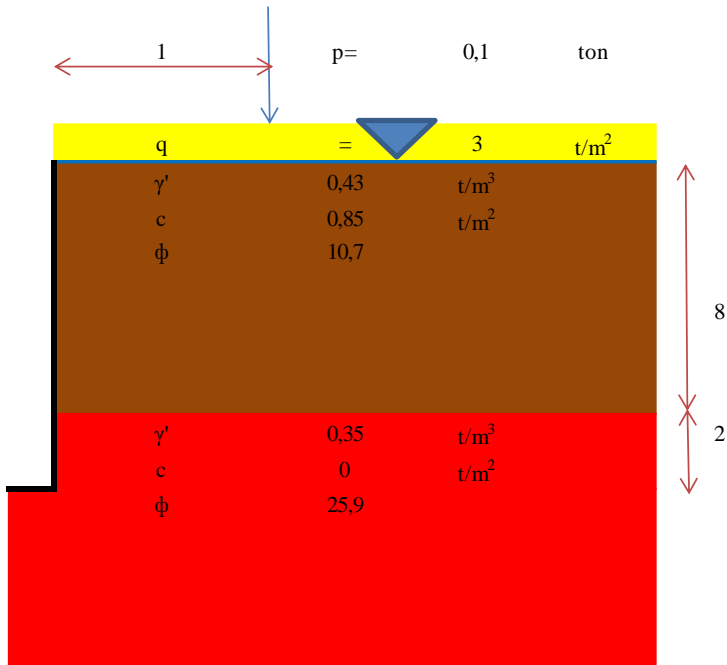
beban-beban yang terjadi, kemudian didapatkan panjang geotekstil yang dibutuhkan tiap kedalaman (dihitung tiap 0,5 m). Perhitungan selanjutnya adalah menghitung *slope stability* dari timbunan yang kemudian akan diperkuat dengan *micropile* menggunakan program bantu GEO5.

Tabel 4.17 Spesifikasi geotekstil (*woven*)

Property	Test Method	Units	SW6100	SW6100	SW6100	SW6120	SW6100	SW6400	SW6120
Wale Width Tensile Strength									
HD @ Ultimate	ASTM D4959	kN/m	1200/m	1200/m	1200/m	4000/m	6200/m	7000/m	12000/m
SD @ Ultimate	ASTM D4959	kN/m	1800/m	2800/m	3200/m	4000/m	6200/m	7000/m	12000/m
Grid Tensile Strength									
HD @ Ultimate	ASTM D4959	kn/m	120000	200000	250000	320000	400000	512000	672000
SD @ Ultimate	ASTM D4959	kn/m	120000	200000	250000	320000	400000	512000	672000
Perforated @ Ultimate	ASTM D4959	N	33	33	33	33	33	33	33
GM Function	ASTM D-6343	%	1000	2700	3200	4000	6000	7000	8000
Proprietary Test	ASTM D-4959	kn	50	75	80	120	120	160	160
UV Resistance % Retained at 500 hrs	ASTM D-4959	Met 500hr	90						
Apparent Opening Size (AOS)	ASTM D-4751	mm	0.07-0.5						
Permeability	ASTM D-4462	cm/s	0.05	0.07	0.05	0.05	0.04	0.04	0.04
Water Flow Rate	ASTM D-4461	liters/m ²	25	25	25	25	25	25	25
Packaging									
Roll width		ft/m	12.5-20.0 (3.81-6.10)	12.5-20.0 (3.81-6.10)	12.5-20.0 (3.81-6.10)	12.5-20.0 (3.81-6.10)	12.5-20.0 (3.81-6.10)	12.5-20.0 (3.81-6.10)	12.5-20.0 (3.81-6.10)
Roll length		ft/m	300-600 (91.4-182.8)	300-600 (91.4-182.8)	300-600 (91.4-182.8)	300-600 (91.4-182.8)	328 (100)	328 (100)	328 (100)

Tabel 4.18 Faktor keamanan untuk kekuatan bahan geotekstil

Tipe Area Aplikasi	Variasi Faktor Parsial			
	Kerusakan Instalasi	Rangkak	Degradasi Kimia	Degradasi Biologi
Seperation	1,1-2,5	1,5-2,5	1,0-1,5	1,0-1,2
Cushioning	1,1-2,0	1,2-1,5	1,0-2,0	1,0-1,2
Unpaved roads	1,1-2,0	1,5-2,5	1,0-1,5	1,0-1,2
Walls	1,1-2,0	2,0-4,0	1,0-1,5	1,0-1,3
Embankment	1,1-2,0	2,0-3,5	1,0-1,5	1,0-1,3
Bearing capacity	1,1-2,0	2,0-4,0	1,0-1,5	1,0-1,3
Slope stabilization	1,1-1,5	2,0-3,0	1,0-1,5	1,0-1,3
Pavement overlays	1,1-1,5	1,0-2,0	1,0-1,5	1,0-1,1
Rail roads	1,5-3,0	1,0-1,5	1,0-2,0	1,0-1,2
Flexible forms	1,1-1,5	1,5-3,0	1,0-1,5	1,0-1,1
Silt fences	1,1-1,5	1,5-2,5	1,0-1,5	1,0-1,1



Gambar 4.25 Lapisan dan parameter tanah potongan A

Contoh perencanaan kebutuhan panjang geotekstil sebagai dinding penahan tanah pada kedalaman 5 meter (elevasi 0 mLWS) dengan kontrol terhadap putus bahan, dengan $SF = 1,3$ akan didapat jarak vertikal pemasangan antar geotekstil (S_v) sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \sigma'_{hs} &= \sigma'_v \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \\
 &= \gamma' \cdot H \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \\
 &= 0,43 \times 5 \times \tan^2 \left(45 - \frac{10,7}{2} \right) - 2 \times 0,85 \times \tan \left(45 - \frac{10,7}{2} \right) \\
 &= 0,07 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{hq} &= K_a \cdot q \\
 &= 0,687 \times 3 \\
 &= 2,081 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

Cek m:

$$\begin{aligned} m &= x/H \\ &= 1/10 \\ &= 0,1 < 0,4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{hp} &= 0,28 \cdot P \cdot n^2 / H^2 \cdot (0,16 + n^2)^3 \\ &= \frac{0,28 \times 0,1 \times \left(\frac{5}{10}\right)^2}{10^2 \times (0,16 + \left(\frac{5}{10}\right)^2)} \\ &= 0,0010 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{hw} &= \gamma \cdot H \\ &= 1 \times 5 \\ &= 5 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{h_{total}} &= \sigma'_{hs} + \sigma_{hq} + \sigma_{hp} + \sigma_{hw} \\ \sigma_{h_{total}} &= 0,07 + 2,06 + 0,0010 + 5 \\ &= 7,13 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$Sv = \frac{T_{all}}{\sigma_{htotal} \times SF \times 1} \quad (\text{kontrol terhadap putus } SF = 1,3)$$

$$\begin{aligned} T_{all} &= T_{ult} / (FS_{ID} \cdot FS_{CR} \cdot FS_{CD} \cdot FS_{BD}) \quad (\text{lihat Tabel 4.19 dan 4.21}) \\ &= 120 / 1,2 \times 2,5 \times 1,2 \times 1,2 \\ &= 27,78 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Sv &= 27,78 / (7,13 \times 1,3 \times 1) \\ &= 0,31 \text{ m} \end{aligned}$$

Dipakai:

$$Sv \text{ use} = 0,2 \text{ m}$$

Berikutnya dilakukan perhitungan terhadap kontrol cabut (SF =1,3) bahan dan didapatkan panjang geotekstil di belakang bidang longsor (L_e , minimal 1 m), dan panjang lipatan diujung geotekstil ($L_o = \frac{1}{2} L_e$):

$$\begin{aligned} L_e &= \frac{Sv \times Ka \times SF}{2 \tan \phi} \\ &= \frac{0,31 \times 0,687 \times 1,3}{2 \tan 10,7} \\ &= 1,27 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_o &= \frac{1}{2} L_e \\ &= 0,63 \text{ m} \end{aligned}$$

Berikutnya perhitungan panjang geotekstil di depan bidang longsor (L_R) berdasarkan sudut geser dari tanah di dasar dinding geotekstil:

$$\begin{aligned} L_R &= \frac{H-z}{\tan(45^\circ + \frac{\phi_b}{2})} \\ &= \frac{10 - 5}{\tan(45^\circ + \frac{25,9}{2})} \\ &= 3,13 \text{ m} \end{aligned}$$

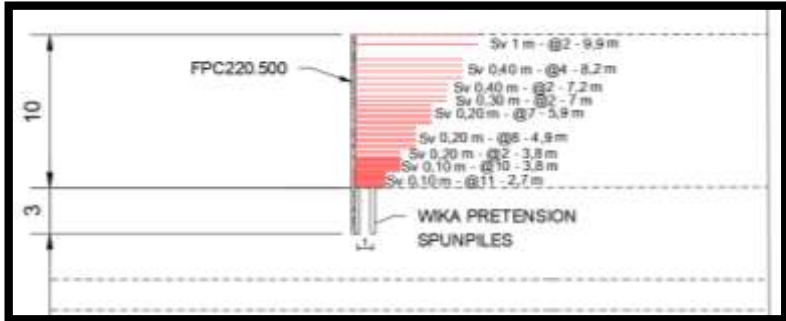
$$\begin{aligned} L_R + L_E &= 3,13 + 1,27 \\ &= 4,4 \text{ m (use 5 m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_{total} &= L_R + L_E + L_o + Sv \text{ use} \\ &= 5 + 0,63 + 0,2 \\ &= 5,83 \text{ m (use 5,9 m)} \end{aligned}$$

Untuk mempermudah pemasangan dan penyesuaian dengan geotekstil yang ada dikedalaman berikutnya atau sebelumnya dipasang $L_E + L_R = 5$ m dengan $Sv = 0,2$ m dan $L_{total} = 5,9$ m. Panjang geotekstil yang dibutuhkan tiap kedalaman dapat dilihat pada Tabel 4.19 dan Gambar 4.26.

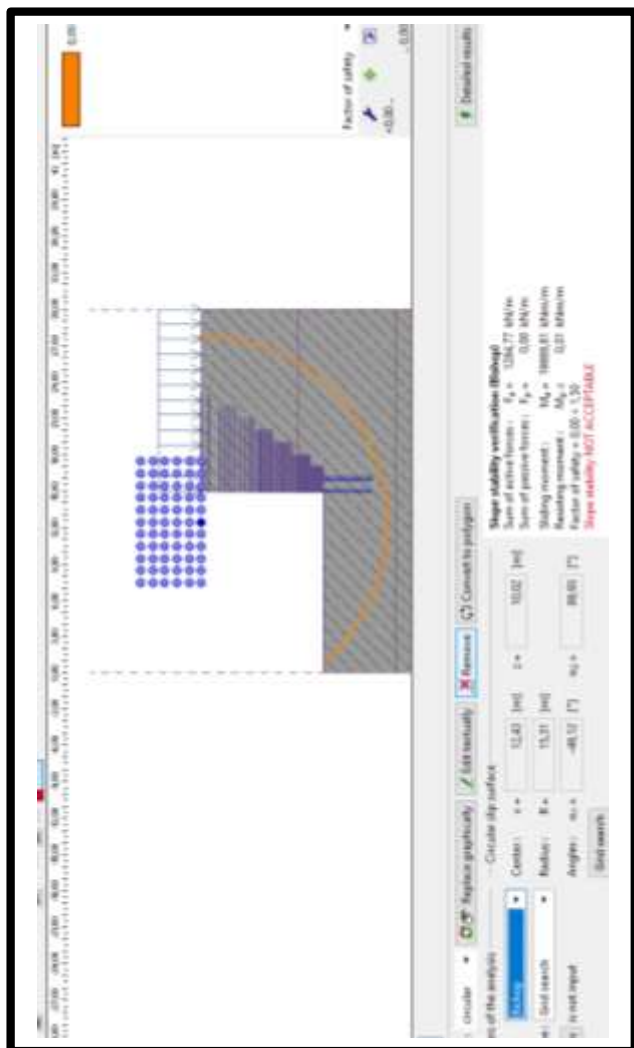
Tabel 4.19 Panjang dan jarak pemasangan geotekstil

Titik	Depth (m)	Sv use (m)	L_R+L_E	Ltotal (m)
0	0	1	8,00	9,90
0,5	0,5	1	8,00	9,90
1	1	1	8,00	9,90
1,5	1,5	0,4	7,00	8,20
2	2	0,4	7,00	8,20
2,5	2,5	0,4	7,00	8,20
3	3	0,4	6,00	7,20
3,5	3,5	0,4	6,00	7,20
4	4	0,3	6,00	7,00
4,5	4,5	0,2	5,00	5,90
5	5	0,2	5,00	5,90
5,5	5,5	0,2	5,00	6,00
6	6	0,2	4,00	4,90
6,5	6,5	0,2	4,00	4,90
7	7	0,2	4,00	4,90
7,5	7,5	0,2	3,00	3,80
8a	8	0,1	3,00	3,80
8b				
8,5	8,5	0,1	3,00	3,80
9	9	0,1	2,00	2,70
9,5	9,5	0,1	2,00	2,70
10	10	0,1	2,00	2,70



Gambar 4.26 Sketsa pemasangan geotekstil potongan A

Slope stability dihitung dengan GEO5 dengan *input* data tanah sesuai dengan perhitungan daya dukung pada Tabel 4.5 (BH2), hasil *slope stability* dari program GEO5 geotekstil sebagai dinding penahan tanah dengan percobaan di 66 titik dengan hasil SF paling kecil dan bidang longsor terdalam dapat dilihat pada Gambar 4.27. Kemudian direncanakan penambahan *micropile* dengan spesifikasi *micropile* dari WKA *pre-tension spun piles* seperti pada Tabel 4.20. Dipakai 5 *micropiles* dengan spesifikasi D35 class A1 dengan *allowable compression* 93,1 ton kedalaman 6 m dan di-*input* dalam program GEO5 seperti pada Gambar 4.28, hasil *input micropile* menunjukkan perubahan *slope stability* dengan nilai SF menjadi 1,6 (lihat Gambar 4.29).



Gambar 4.27 Percobaan slope stability potongan A

Tabel 4.20 WIKA *pre-tension spun piles* diameter 300 mm untuk potongan A

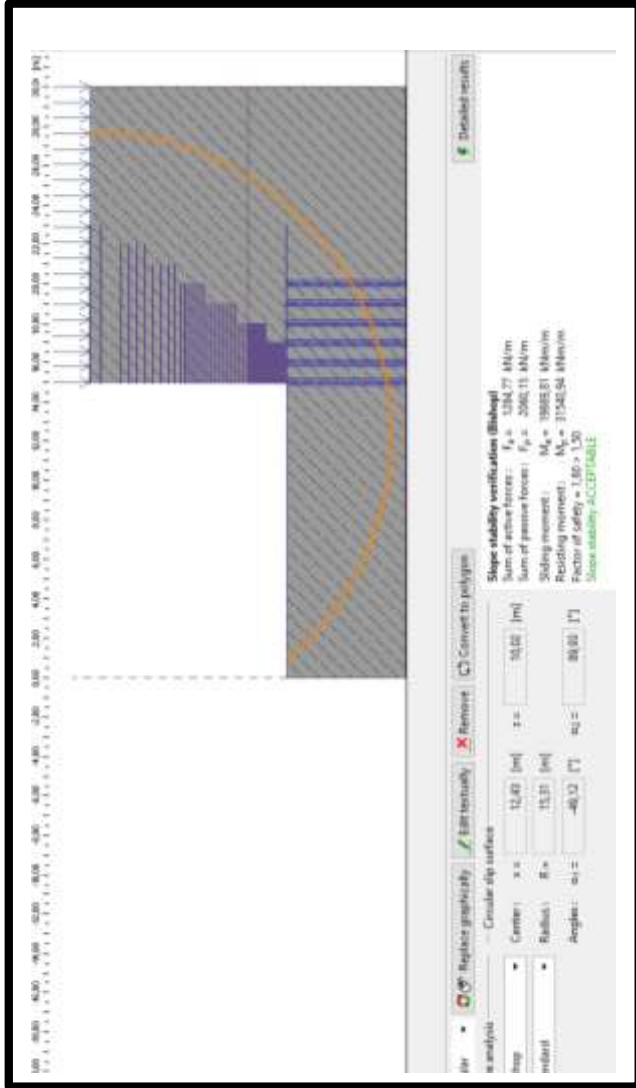
PRESTRESSED CONCRETE PRETENSION SPUN PILES SPECIFICATION										
Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)										
Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17

The image shows a software dialog box titled "Add pile properties". It is divided into several sections:

- Pile location:**
 - Point: x = 10.00 [m], z = 0.00 [m]
 - Length: l = 6.00 [m]
 - Locate to the tension:
- Pile cross section:**
 - Cross section type: circular
 - Pile diameter: d = 0.35 [m]
- Pile parameters:**
 - Distribution along the pile: linear
 - Max. bearing capacity: $Y_u = 1000$ [kN]
 - Gradient: K = 1.00 [1]
 - Positive force direction: perpendicular to pile

At the bottom, there are buttons for "OK", "Apply", and "Cancel".

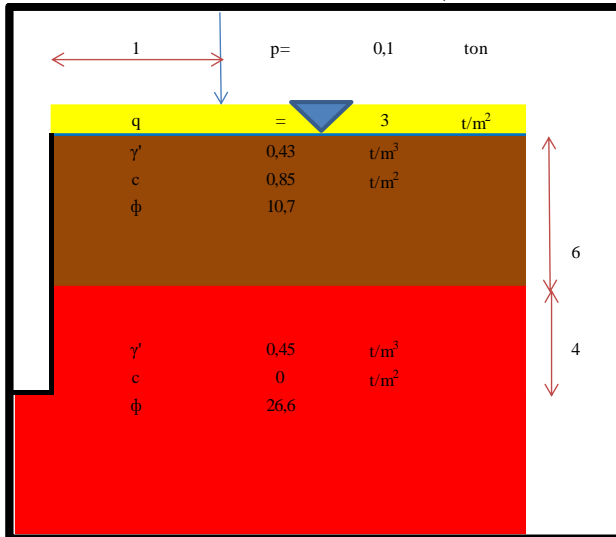
Gambar 4.28 *Input micropile* pada geotekstil sebagai DPT potongan A



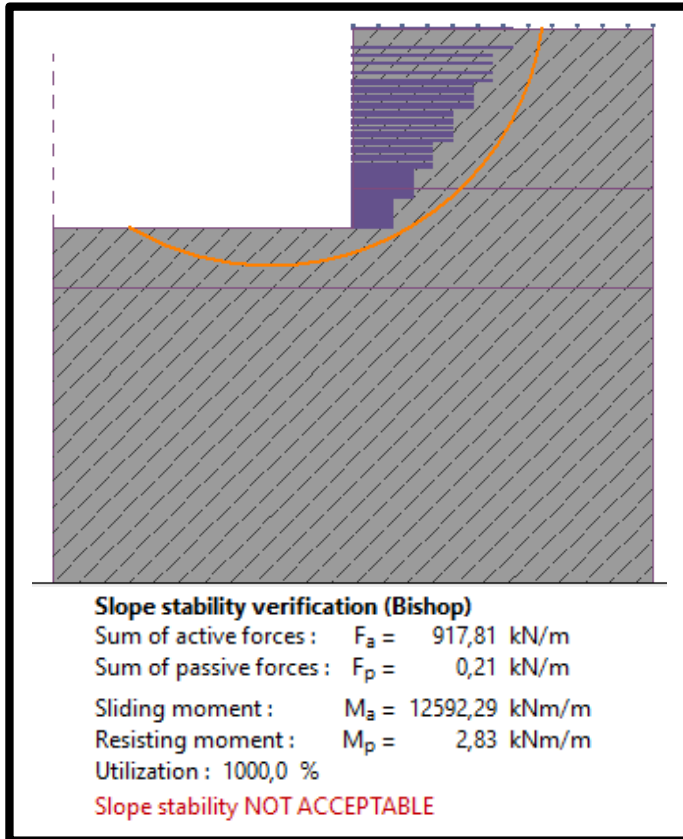
Gambar 4.29 Hasil input micropile potongan A

B. Potongan B

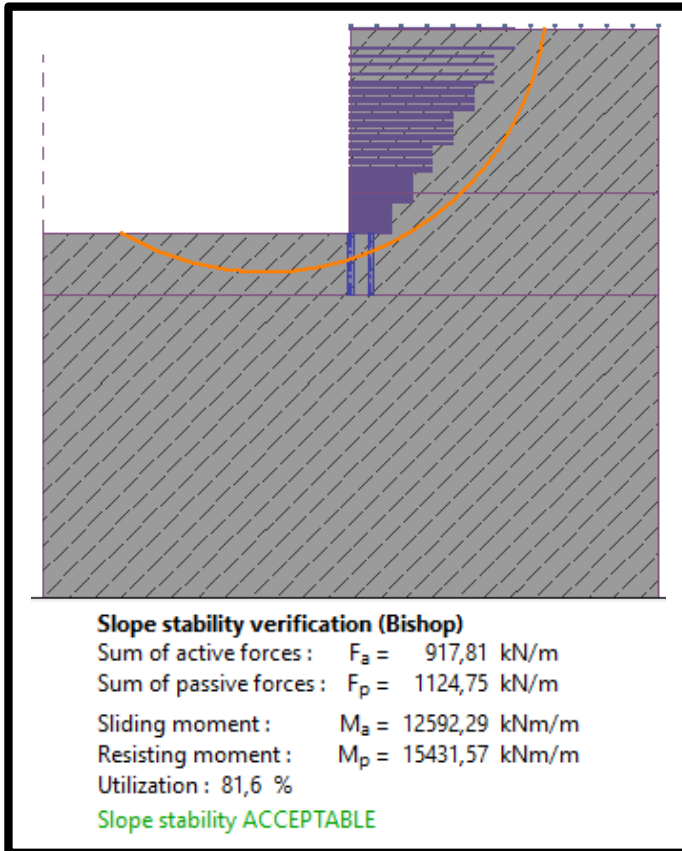
Perencanaan geotekstil sebagai dinding penahan tanah dengan lapisan dan parameter tanah seperti pada Gambar 4.30. Tinggi muka air tanah, pembebanan dan tipe geotekstil yang digunakan sama seperti pada potongan A. Panjang geotekstil yang dibutuhkan tiap kedalaman sama seperti pada potongan A (lihat pada Tabel 4.22 dan Gambar 4.26) karena jenis tanah yang hampir sama dan beban dominan yang berasal dari air tanah. Hasil perhitungan *slope stability* dengan 66 titik percobaan dapat dilihat pada Gambar 4.31. Penambahan 2 *micropile* D30 class C dengan nilai SF = 1,23 dan kedalaman 3 m (lihat Gambar 4.32).



Gambar 4.30 Lapisan dan parameter tanah potongan B



Gambar 4.31 Percobaan *slope stability* potongan B



Gambar 4.32 Hasil *input micropile* potongan B

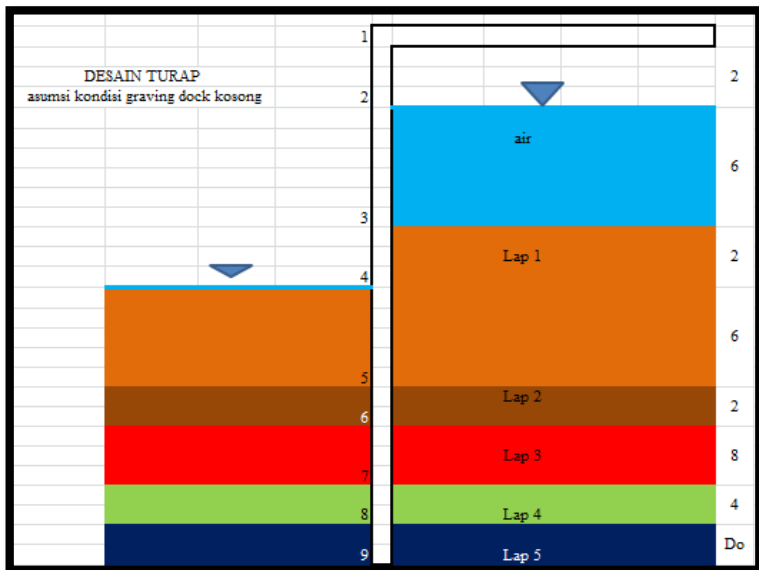
4.3.2 Perencanaan Dinding Penahan Tanah Sisi Laut

Perencanaan dinding penahan tanah pada sisi laut (lihat Gambar 4.4) akan direncanakan dengan 2 alternatif berupa turap dan *soldier pile*. Perencanaan di sisi laut diwakilkan dengan potongan C untuk penggunaan tanah BH2 dan potongan D untuk penggunaan data tanah BH1, *layout* potongan C dan D dapat dilihat pada Gambar 4.6 dan Gambar 4.7.

4.3.2.1 Turap

A. Potongan C

Perencanaan turap pada potongan C memerlukan data parameter lapisan tanah BH2 (lihat Tabel 4.21) sesuai elevasi seperti pada Tabel 4.15. Sisi di depan turap (sisi dalam *graving dock*) diasumsikan dalam kondisi tidak terisi air, sedangkan sisi di belakang turap dianggap sesuai seperti kondisi tanah asli di lapangan sehingga ada bagian pelat lantai dari galangan kapal yang ‘melayang’ dan bagian yang diisi dengan air hingga elevasi HWS (*high water springs*) yaitu +3 mLWS.



Gambar 4.33 Lapisan tanah potongan C

Tabel 4.21 Parameter tanah potongan C

LAPISAN	ELEVASI	TYPE	γ_{sat} (ton/m ³)	γ' (ton/m ³)	c' (ton/m ²)	ϕ
1	(-3) - (-11)	sand	1,35	0,35	0,00	25,93
2	(-11) - (-13)	silty sand	1,34	0,34	0,00	25,81
3	(-13) - (-21)	clayey silt	1,64	0,64	1,74	12,54
4	(-21) - (-25)	sandy silt	2,04	1,04	3,40	15,96
5	(-25) - (-28)	silty sand	2,35	1,35	0,00	33,00

Kedalaman dari turap (D_o) belum diketahui dengan perhitungan tegangan horizontal, perhitungan gaya dan kesetimbangan momen maka akan didapat kedalaman yang diperlukan. Contoh perhitungan tekanan horizontal pada titik 9 sebagai berikut:

1. Akibat tanah di belakang dinding penahan tanah (aktif)

$$\sigma'_{hs} = \sigma'_v \cdot K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2(45 - \phi/2) \\ &= \tan^2(45 - 33/2) \\ &= 0,29 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma'_v &= \sum \gamma'_i \cdot H_i \\ &= \gamma' \cdot H \text{ (lapisan 1)} + \gamma' \cdot H \text{ (lapisan 2)} + \gamma' \cdot H \text{ (lapisan 3)} + \\ &\quad \gamma' \cdot H \text{ (lapisan 4)} + \gamma' \cdot H \text{ (lapisan 5)} \\ &= 0,35 \times 8 + 0,34 \times 2 + 0,64 \times 8 + 1,04 \times 4 + 1,35 \times D_o \\ &= 2,8 + 0,68 + 5,12 + 4,16 + 1,35 \cdot D_o \text{ ton/m}^2 \\ &= 12,76 + 1,35 \cdot D_o \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma'_{hs} &= (12,76 + 1,35 \cdot D_o) \times 0,29 - 2 \times 0 \times \sqrt{0,29} \\ &= 3,7 + 0,392 \cdot D_o \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

2. Akibat tanah di depan dinding penahan tanah (pasif)

$$\sigma'_{hp} = \sigma'_v \cdot K_p + 2c' \sqrt{K_p}$$

$$\begin{aligned} K_p &= \tan^2(45 + \phi/2) \\ &= \tan^2(45 + 33/2) \\ &= 3,39 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma'v &= \Sigma \gamma'_i \cdot H_i \\ &= \gamma' \cdot H \text{ (lapisan 1)} + \gamma' \cdot H \text{ (lapisan 2)} + \gamma' \cdot H \text{ (lapisan 3)} + \\ &\quad \gamma' \cdot H \text{ (lapisan 4)} + \gamma' \cdot H \text{ (lapisan 5)} \\ &= 0,35 \times 6 + 0,34 \times 2 + 0,64 \times 8 + 1,04 \times 4 + 1,35 \times D_o \\ &= 2,1 + 0,68 + 5,12 + 4,16 + 1,35 \cdot D_o \text{ ton/m}^2 \\ &= 12,06 + 1,35 \cdot D_o \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma'hp &= (12,06 + 1,35 \cdot D_o) \times 3,39 + 2 \times 0 \times \sqrt{3,45} \\ &= 40,99 + 4,58 \cdot D_o \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

3. Akibat air tanah (resultan σ_{hwa} dan σ_{hwp})

$$\begin{aligned} \gamma \text{ water} &= 1 \text{ t/m}^3 \\ H_a &= 28 + D_o \text{ m} \\ H_p &= 20 + D_o \text{ m} \\ \sigma_{hwa} &= \gamma \cdot H_a \\ &= 28 + D_o \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_p &= 20 + D_o \text{ m} \\ \sigma_{hwp} &= \gamma \cdot H_p \\ &= 20 + D_o \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{hwt} &= \sigma_{hwa} - \sigma_{hwp} \\ &= 8 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan tegangan horizontal pada setiap titik dapat dilihat pada Tabel 4.21 dan Gambar 4.34 (P1-P5 = gaya tekan tanah aktif, P6-P7 = gaya tekan akibat air tanah, P8-P14 = gaya tekan horizontal tanah pasif). Perhitungan gaya tekan adalah luas dari tegangan horizontal terhadap titik berat bidang, sedangkan momen kesetimbangan dicari terhadap titik di bagian paling bawah turap yaitu titik 9.

Contoh perhitungan P14 dan M14 adalah sebagai berikut:

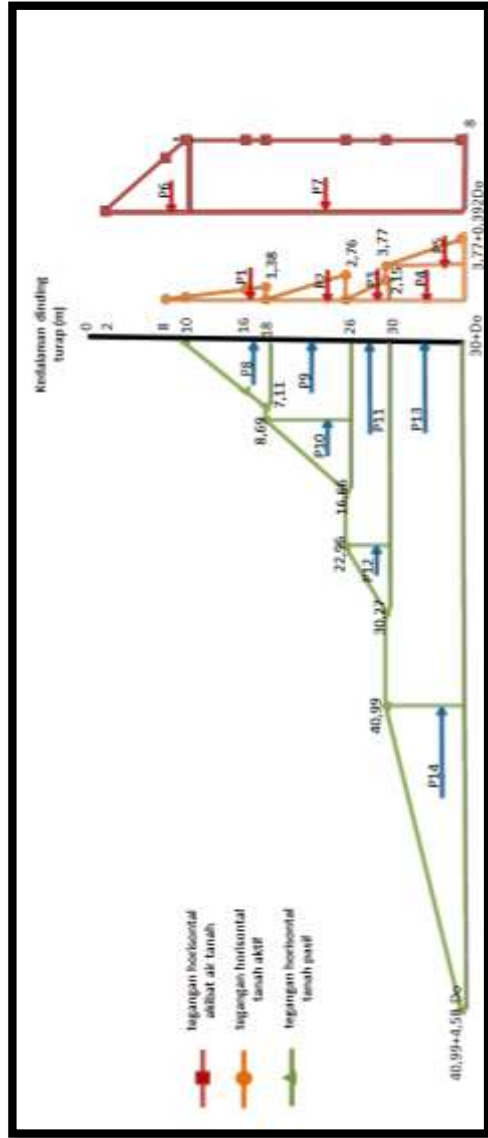
$$\begin{aligned} P14 &= 0,5 \times (40,99 + 4,58Do - 40,99) \times Do \\ &= 2,29 \cdot Do^2 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M14 &= 2,29 Do^2 \times Do/3 \\ &= 0,763 Do^3 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan P1 hingga P14 dan M1 hingga M14 dapat dilihat pada Tabel 4.23, dengan nilai P1 sampai dengan P7 adalah tekanan tanah aktif dan P8 sampai dengan P14 adalah tekanan tanah pasif.

Tabel 4.22 Tegangan horizontal pada turap potongan C

titik	γ' (ton/m ³)	c' (ton/m ²)	ϕ	σ'_{va} (t/m ²)	σ'_{hs} (t/m ²)	σ_{hwt} (t/m ²)	σ'_{vp} (t/m ²)	σ'_{hp} (t/m ²)
1								
2a								
2b						0		
3a						6		
3b	0,00	0,00	25,93	0,00	0,00	6		
4a	0,35	0,00	25,93	0,71	0,28	8		
4b	0,35	0,00	25,93		0,28	8	0,00	0,00
5a	0,35	0,00	25,93	2,83	1,11	8	2,12	5,42
5b	0,35	0,00	25,81		1,11	8		5,40
6a	0,34	0,00	25,81	3,50	1,38	8	2,80	7,11
6b	0,34	1,74	12,54		0,00	8		8,69
7a	0,64	1,74	12,54	8,63	2,76	8	7,93	16,66
7b	0,64	3,40	15,96		0,00	8		22,96
8a	1,04	3,40	15,96	12,79	2,15	8	12,09	30,27
8b	1,04	0,00	33,00		3,77	8		40,99
9a	1,35	0,00	33,00	12,76+1,35Do	3,7+0,392Do	8	12,06+1,35Do	40,99+4,58Do



Gambar 4.34 Diagram tegangan horizontal pada turap potongan C

Tabel 4.23 Gaya tekan aktif dan pasif turap potongan C

Nama Gaya	Gaya tekan (ton)	Jarak ke titik 9	Momen titik 9 (t.m)
P1	6,89	15,33+Do	105,63+6,89Do
P2	11,05	6,67+Do	75,593+11,05Do
P3	4,29	1,33+Do	5,72+4,29Do
P4	3,77Do	Do/2	1,89Do ²
P5	0,199Do ²	Do/3	0,0663Do ³
P6	32	22,67+Do	725,44+32Do
P7	192+8Do	10+Do/2	4Do ² +160Do+1600
	0,199Do ² +11,77Do+246,24		0,0663Do ³ +5,89Do ² +214,23Do+2510,38

P8	28,45	14,67+Do	417,36+28,45Do
P9	69,50	8+Do	556+69,5Do
P10	31,90	6,67+Do	212,77+31,9Do
P11	91,83	2+Do	183,66+91,83Do
P12	14,63	1,33+Do	19,46+13,63Do
P13	40,99Do	Do/2	20,5Do ²
P14	2,29Do ²	Do/3	0,763Do ³
	2,29Do ² +40,99Do+236,31		0,763Do ³ +20,5Do ² +235,31Do+1389,252

Variabel Do dicari dengan kesetimbangan momen dengan mencari resultan momen aktif terhadap pasif = 0 sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \Sigma M &= 0 \\ M_p - M_a &= 0 \\ (0,763Do^3 + 20,5Do^2 + 235,31Do + 1389,252) - (0,0663Do^3 + 5,89Do^2 + 214,23Do + 2510,38) &= 0 \\ 0,697Do^3 + 14,61Do^2 + 21,08Do - 1121,128 &= 0 \\ Do &= 7,04 \text{ m} \end{aligned}$$

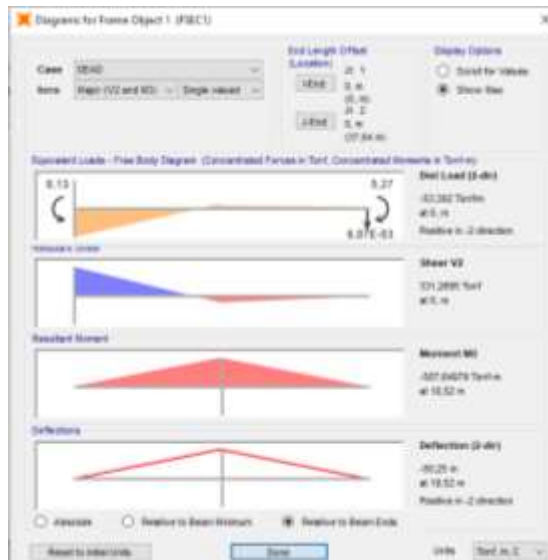
Karena D_o merupakan kedalaman teoretis maka kedalaman D yang dipakai adalah $1,2 \times D_o = 8,448 \text{ m} \approx 8,5 \text{ m}$. Kedalaman total turap adalah $1,2D_o + 30 = 38,5 \text{ m}$. Setelah didapat nilai D_o dilakukan cek terhadap resultan P_a dan P_p

$$\begin{aligned} P_a &= 0,199D_o^2 + 11,77D_o + 246,24 \\ &= 0,199 \cdot 7,04^2 + 11,77 \cdot 7,04 + 246,24 \\ &= 338,964 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_p &= 2,29D_o^2 + 40,99D_o + 236,31 \\ &= 2,29 \cdot 7,04^2 + 40,99 \cdot 7,04 + 236,31 \\ &= 638,4 \text{ ton} \end{aligned}$$

$P_p > P_a$ (OK)

Setelah didapatkan nilai D_o maka dicari momen maksimum yang terjadi pada turap dengan memasukan seluruh nilai tegangan horizontal dalam program SAP2000 dan didapat hasil seperti pada Gambar 4.35.



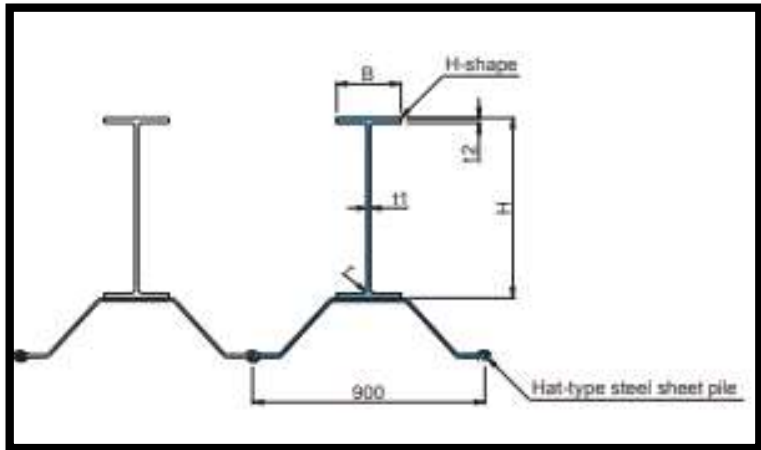
Gambar 4.35 Mmax turap potongan C pada SAP2000 (Moment M3)

Dari hasil *input* pada SAP didapat *output* nilai Mmax 587,65 ton.m. Untuk mendapat profil turap diperlukan dicari nilai *section modulus* menggunakan baja dari Nippon Steel yang memiliki tegangan ijin 390 MPa dan profil seperti pada Gambar 4.36 (untuk melihat brosur profil turap lihat Lampiran 7). Demikian perhitungan *section modulus* (Z_x):

$$M_{\max} = 587,65 \text{ ton.m}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{ijin}} &= 390 \text{ MPa} \\ &= 39769 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_x &= M_{\max} / \sigma_{\text{ijin}} \\ &= 0,0147 \text{ m}^3 \\ &= 14700 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$



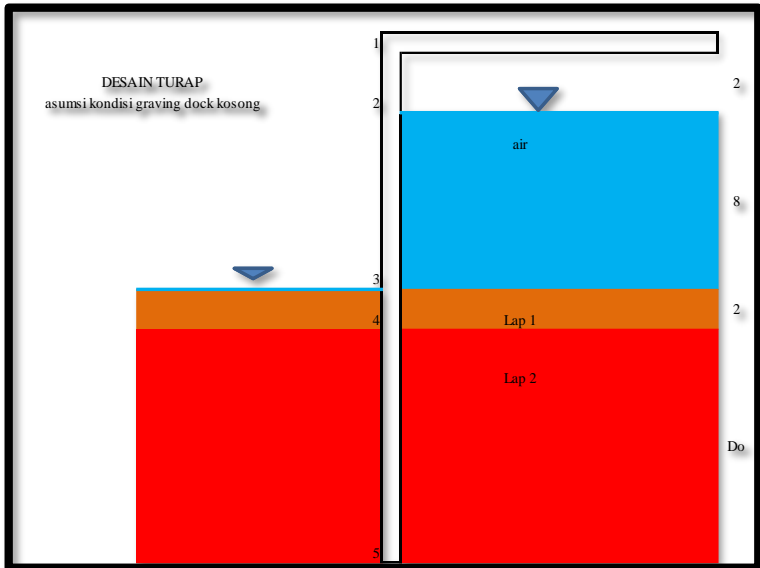
Gambar 4.366 Penampang profil turap

Dari hasil perhitungan section modulus maka dipakai turap dengan profil:

NS-SP-25H+HY dengan $H \times B \times t1 \times t2 \times r = 1000 \times 300 \times 16 \times 28 \times 18$ yang memiliki section modulus sebesar 15180 cm^3

B. Potongan D

Perencanaan turap pada potongan D dengan parameter tanah BH1 seperti pada Tabel 4.24 dan lapisan tanah seperti pada Gambar 4.37.



Gambar 4.377 Lapisan tanah potongan D

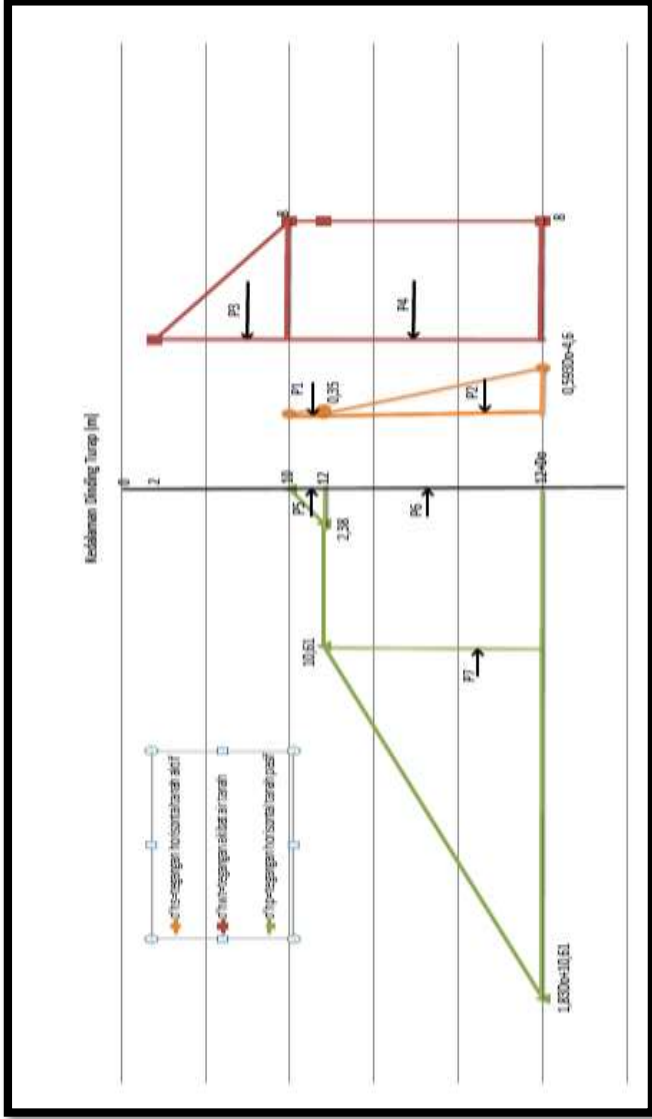
Tabel 4.24 Parameter tanah potongan D

lapisan	ELEVASI (mLWS)	TYPE	γ_{sat} (ton/m ³)	γ' (ton/m ³)	c' (ton/m ²)	ϕ
1	(-1) - (-7)	silty sand	1,45	0,45	0,00	26,64
2	(-7) - (-29)	sandy silt	2,04	1,04	3,40	15,96

Hasil perhitungan tegangan horisontal pada potongan D dapat dilihat pada Tabel 4.25, kemudian hasil dari tegangan horizontal dicari masing-masing gaya tekannya berupa P1 hingga P7 dengan P1-P2 merupakan tekanan tanah aktif, P3-P4 merupakan tekanan akibat air dalam tanah dan P5-P7 merupakan tekanan tanah pasif (lihat Gambar 4.38).

Tabel 4.25 Tegangan horizontal tanah turap potongan D

titik	γ (ton/m ³)	c' (ton/m ²)	ϕ	σ'_{va} (t/m ²)	σ'_{hs} (t/m ²)	σ'_{hwt} (t/m ²)	σ'_{vp} (t/m ²)	σ'_{hp} (t/m ²)
1								
2a								
2b								
3a						0		
3b	0,00	0,00	26,64	0,00	0,00	8	0,00	0,00
4a	0,45	0,00	26,64	0,91	0,35	8	0,91	2,38
4b	0,45	3,40	15,96		0,00	8		10,61
5a	1,04	3,40	15,96	0,91+1,04Do	0,593Do-4,6	8	0,91+1,04Do	1,83Do+10,61



Gambar 4.38 Diagram tegangan horizontal tanah turap potongan D

Tabel 4.26 Gaya tekan aktif dan pasif turap potongan D

Nama Gaya	Gaya tekan (ton)	Jarak ke titik 9	Momen dititik 9 (t.m)
P1	0,35	0,67+Do	0,1155+0,35Do
P2	$0,297Do^2-2,3Do$	Do/3	$0,099Do^3-0,77Do^2$
P3	32,00	4,67+Do	149,44+32Do
P4	$8Do+16$	$1+Do/2$	$4Do^2+16Do+16$
	$0,297Do^2+5,7Do+48,35$		$0,099Do^3+3,23Do^2+48,35Do+165,56$
P5	2,38	0,67+Do	1,595+2,38Do
P6	10,61Do	Do/2	$5,305Do^2$
P7	$0,915Do^2$	Do/3	$0,305Do^3$
	$0,915Do^2+10,61Do+2,38$		$0,305Do^3+5,305Do^2+2,38Do+1,595$

Dari resultan momen aktif dan pasif = 0 (lihat Tabel 4.26), didapat nilai Do = 13 m maka,

$$\begin{aligned}
 D &= 1,2 \times Do \\
 &= 1,2 \times 13 \\
 &= 15,6 \text{ m} \approx 16 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang turap total} &= 16+12 \\
 &= 28 \text{ m}
 \end{aligned}$$

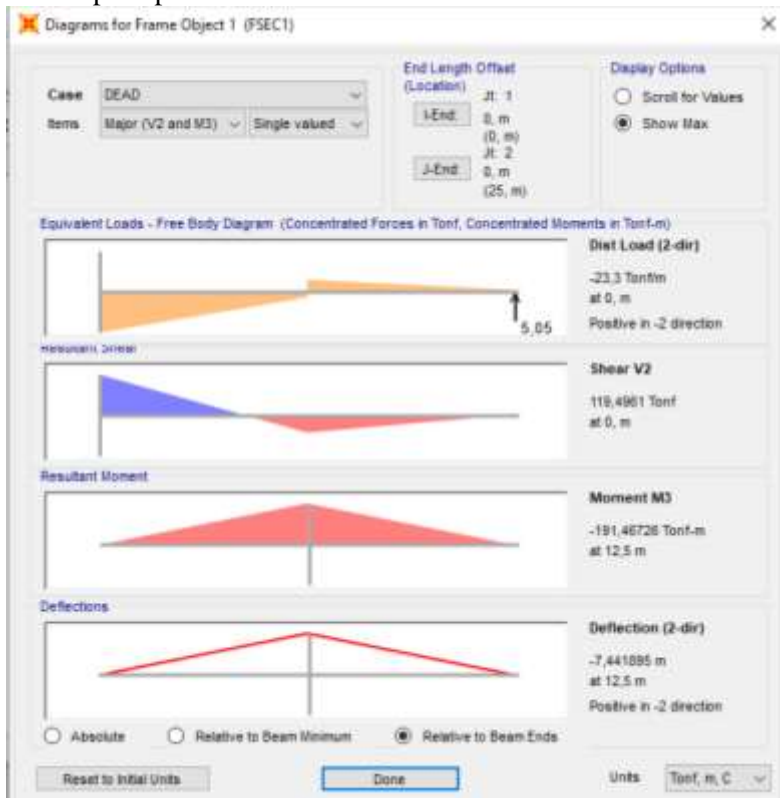
Setelah didapat nilai Do dilakukan cek terhadap resultan Pa dan Pp

$$\begin{aligned}
 Pa &= 0,297Do^2+5,7 Do+48,35 \\
 &= 0,297 \cdot 13^2+5,7 \cdot 13+48,35 \\
 &= 172,65 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_p &= 0,915D_o^2 + 10,61D_o + 2,38 \\
 &= 0,915 \cdot 13^2 + 10,61 \cdot 13 + 2,38 \\
 &= 294,95 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$P_p > P_a$ (OK)

Setelah didapatkan nilai D_o maka dicari momen maksimum yang terjadi pada turap dengan memasukan seluruh nilai tegangan horizontal dalam program SAP2000 dan didapat hasil seperti pada Gambar 4.39.



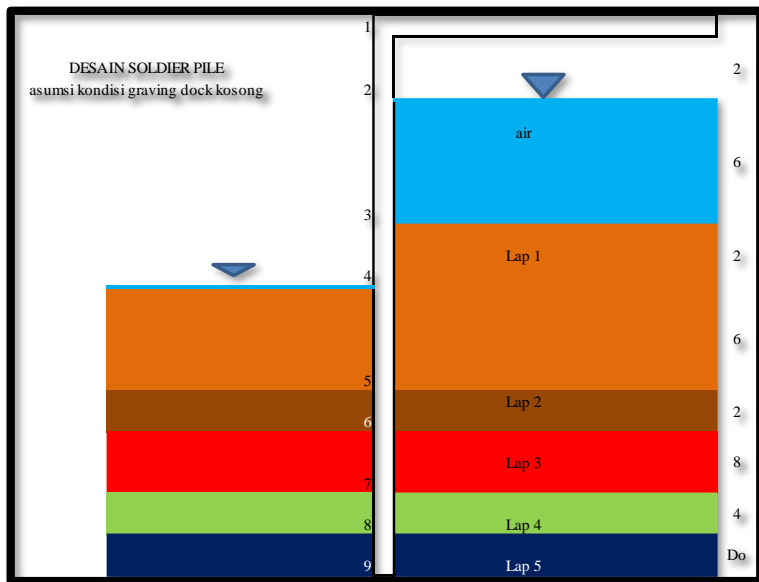
Gambar 4.39 Mmax turap potongan D pada SAP2000 (Moment M3)

Dari hasil input pada SAP didapat *output* nilai M_{max} 191,5 ton.m. Untuk mendapat profil turap diperlukan dicari nilai *section modulus* menggunakan baja dari Nippon Steel yang memiliki tegangan ijin 390 MPa diperlukan *section modulus* sebesar 4814,55 cm³. Maka tipe turap sejenis, dengan profil turap yang digunakan adalah NS-SP-10H+HY dengan H x B x t1 x t2 x r = 600 x 200 x 12 x 22 x 13 (lihat brosur profil turap pada Lampiran 7) yang memiliki *section modulus* sebesar 5010 cm³.

4.3.2.2 *Soldier Pile*

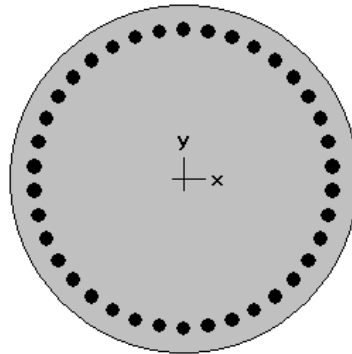
Perencanaan *soldier pile* menggunakan metode yang sama dengan perencanaan turap dengan mencari kedalaman *soldier pile* yang dibutuhkan dan mencari nilai momen maks yang terjadi sepanjang *soldier pile*. Kualitas beton dan tulangan yang akan digunakan dalam perencanaan *soldier pile* adalah $f'_c = 30$ Mpa dan $f_y = 420$ Mpa.

A. Potongan C



Gambar 4.40 Layout tanah desain *soldier pile* potongan C

Kedalaman Do (lihat Gambar 4.40) pada perencanaan *soldier pile* sama seperti pada perencanaan turap dengan nilai $Do = 7,04$ m, kedalaman di lapangan yang dipakai adalah $1,2 \times Do = 8,448$ m $\approx 8,5$ m dan kedalaman total turap adalah $1,2Do + 30 = 38,5$ m. Nilai momen maksimum sama seperti pada perencanaan turap potongan C dengan nilai momen maks = 587,65 ton.m. Setelah didapatkan nilai Do dan momen maksimum yang terjadi maka desain *soldier pile* selanjutnya adalah desain penulangannya dengan menggunakan program bantu SPCOLUMN. Soldier pile yang dipakai berpenampang lingkaran dengan diameter 1000 mm dengan penulangan utama 38D43, penampang dapat dilihat pada Gambar 4.41. Hasil desain dengan SPCOLUMN dapat dilihat pada Gambar 4.42.



1000 mm diam.
7.03% reinf.

Gambar 4.41 Penampang penulangan *soldier pile* potongan C

```

Material Properties:
=====
f'c = 30 MPa                      fy = 420 MPa
Ec = 25743 MPa                   Es = 200000 MPa
Ultimate strain = 0.005 mm/mm
Beta1 = 0.85248

Section:
-----
Circular:   Diameter = 1000 mm

Gross section area, Ag = 786896 mm^2
Ix = 4.90974e+010 mm^4          Iy = 4.90974e+010 mm^4
cx = 250 mm                    cy = 250 mm
Cx = 0 mm                      Cy = 0 mm

Reinforcement:
=====
Bar Set: ASTM A615H
-----
Size Diam (mm) Area (mm^2)   Size Diam (mm) Area (mm^2)   Size Diam (mm) Area (mm^2)
-----
# 10          10          71   # 13          13          129   # 16          16          156
# 13          13          204   # 22          22          387   # 18          18          226
# 13          13          442   # 32          32          819   # 24          24          550
# 43          43          1432  # 37          37          1201

Confinement: Tied #10 ties with #43 bars, #10 with larger bars.
phi1c = 0.9, phi1s = 0.9, phi1c = 0.65

Layout: Circular
Detail: All Sides Equal (Cover to longitudinal reinforcement)
Total steel area: As = 88174 mm^2 at rho = 7.03%
Minimum clear spacing = 28 mm

30 #43 Cover = 50 mm

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:
=====

```

No.	Pu kN	Mu kNm	PhiPn kN	PhiMn kNm	EA depth mm	Dc depth mm	eps_c	Phi
1	1000.00	8769.00	6061.69	1.017	956	555	0.00403	0.816

Gambar 4.42 Hasil desain *soldier pile* potongan C pada SPCOLUMN

Hasil perhitungan menunjukkan $\Phi M_n/M_u = 1,017$ yang berarti nilai kapasitas momen yang mampu ditahan oleh *soldier pile* lebih besar dari pada momen yang terjadi.

Perencanaan selanjutnya adalah perencanaan tulangan gesernya dengan $V_u = 331,27$ ton (lihat Gambar 4.35) sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot A \\ &= 1/6 \times \sqrt{30} \times 1/4 \times 3,14 \times 1000^2 \\ &= 716603,68 \text{ N} \\ &= 80,55 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot V_c &= 0,75 \times 80,55 \text{ ton} \\ &= 60,42 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot V_c + 2/3 \sqrt{f'c} \cdot A &= 60,42 + 322,2 \\ &= 382,62 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$V_u < \emptyset \cdot V_c + 2/3 \sqrt{f'c} \cdot A$$

diperlukan tulangan sebesar V_s

$$\begin{aligned} V_s &= V_u / \emptyset - V_c \\ &= 331,27 / 0,75 - 80,55 \\ &= 361,19 \text{ ton} \\ &= 3539694,67 \text{ N} \end{aligned}$$

Dipakai D25

$$\begin{aligned} A_v &= 1/4 \times 3,14 \times 25 \times 25 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= A_v \times f_y \times d / V_s \\ &= 490,625 \times 420 \times 945 / 3539694,67 \\ &= 55,012 \text{ mm} \end{aligned}$$

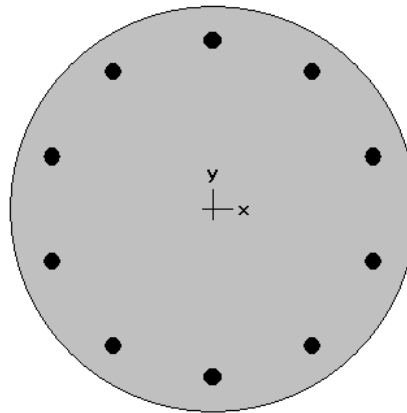
Dipakai tulangan geser D25-50 mm

B. Potongan D



Gambar 4.43 Layout tanah desain *soldier pile* potongan D

Kedalaman D_o (lihat Gambar 4.43) pada perencanaan *soldier pile* sama seperti pada perencanaan turap dengan nilai $D_o=13$ m, kedalaman di lapangan yang dipakai adalah $1,2 \times D_o = 15,6 \text{ m} \approx 16 \text{ m}$ dan kedalaman total turap adalah $1,2D_o + 16 = 28 \text{ m}$. Nilai momen maksimum sama seperti pada perencanaan turap potongan D dengan nilai momen maks = 191,5 ton.m. Setelah didapatkan nilai D_o dan momen maksimum yang terjadi maka desain *soldier pile* selanjutnya adalah desain penulangannya dengan menggunakan program bantu SPCOLUMN. *Soldier pile* yang dipakai berpenampang lingkaran dengan diameter 1000 mm dengan penulangan utama 10D43, penampang dapat dilihat pada Gambar 4.44. Hasil desain dengan SPCOLUMN dapat dilihat pada Tabel 4.27.



1000 mm diam.
1.85% reinf.

Gambar 4.44 Penampang penulangan *soldier pile* potongan D

Tabel 4.27 Hasil desain *soldier pile* potongan D pada SPCOLUMN

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities				
NOTE: Design/Required ratio $\phi M_n/M_u \geq 1.00$				
No	P_u	M_{ux}	ϕM_n	$\phi M_n/M_u$
	kN	kNm	kNm	
1	1000.00	1878.00	2231.49	1.188

Hasil perhitungan menunjukkan $\Phi M_n/M_u = 1,188$ yang berarti nilai kapasitas momen yang mampu ditahan oleh *soldier pile* lebih besar dari pada momen yang terjadi.

Perencanaan selanjutnya adalah perencanaan tulangan gesernya dengan $V_u = 119,5$ ton (lihat Gambar 4.39) sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot A \\
 &= 1/6 \times \sqrt{30} \times 1/4 \times 3,14 \times 1000^2 \\
 &= 716603,68 \text{ N} \\
 &= 80,55 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\emptyset.V_c &= 0,75 \times 80,55 \text{ ton} \\ &= 60,42 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\emptyset.V_c + 2/3\sqrt{f'_c} .A &= 60,42 + 322,2 \\ &= 382,62 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$V_u < \emptyset.V_c + 2/3\sqrt{f'_c} .A$$

diperlukan tulangan sebesar V_s

$$\begin{aligned}V_s &= V_u/\emptyset - V_c \\ &= 119,5/0,75 - 80,55 \\ &= 78,78 \text{ ton} \\ &= 784965,2\text{N}\end{aligned}$$

Dipakai D25

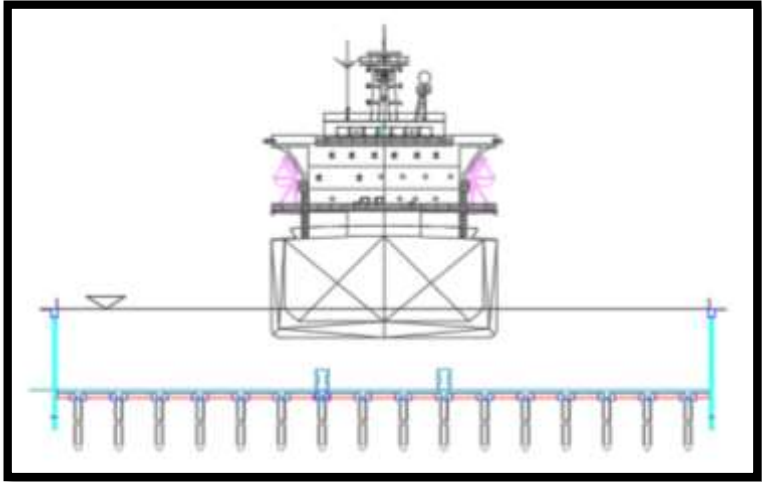
$$\begin{aligned}A_v &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 25 \times 25 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= A_v \times f_y \times d/V_s \\ &= 490,625 \times 420 \times 945 / 784965,2 \\ &= 248,07 \text{ mm}\end{aligned}$$

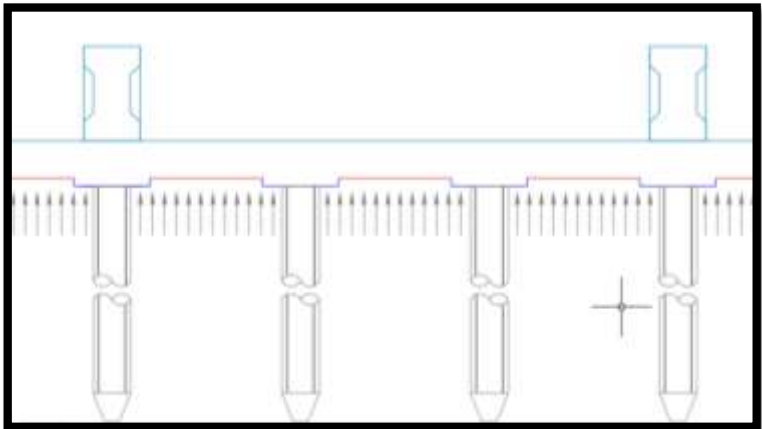
Dipakai tulangan geser D25-240 mm

4.4 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Pembebanan dibagi menjadi 2 kondisi, kondisi pertama pada saat kapal masuk ke *graving dock* dengan berat yang membebani tiang pancang adalah berat dari kapal kosong serta berat air (Lihat Gambar 4.45). Kondisi kedua adalah saat *graving dock* dalam kondisi kosong di mana tiang pancang akan menerima gaya *uplift* dari air tanah (Lihat Gambar 4.46). Perencanaan tiang pancang D100 pada BH2 dicoba pada kedalaman 17 m (lihat Lampiran 6). Berikut data yang diperlukan dalam menghitung beban yang akan diterima tiang pancang adalah sebagai berikut:



Gambar 4.45 Kondisi 1 pembebanan



Gambar 4.46 Kondisi 2 pembebanan

1. Dimensi *graving dock*
 Panjang : 410 meter
 Lebar : 80 meter
 Tinggi : 10 meter

2. Berat kapal kosong

$$D = DWT + LWT$$

di mana:

D : berat kapal penuh muatan

DWT : berat muatan kapal

LWT : berat kapal kosong (30%D)

$$\begin{aligned} D &= 17500 + LWT \\ 100/30 \times LWT &= 17500 + LWT \\ 70/30 \times LWT &= 17500 \\ LWT &= 30/70 \times 17500 \\ &= 7500 \text{ ton} \end{aligned}$$

(lihat Tabel 3.2)

$$\begin{aligned} \text{Luas kapal} &= LOA \times B \\ &= 124 \times 31,5 \\ &= 3906 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{kapal}} &= LWT/\text{Luas kapal} \\ &= 1,921 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

3. Berat *keel block*

Konfigurasi keel block adalah 2 di sisi pendek *graving dock* dan 27 di sisi memanjang *graving dock*. Dimensi dan berat keel block adalah:

$$\begin{aligned} \text{Lebar} &: 1,5 \text{ m} \\ \text{Panjang} &: 1,5 \text{ m} \\ \text{Tinggi} &: 2,5 \text{ m} \\ \text{Jarak antar keel block} &: 5 \text{ m} \\ \text{Berat jenis} &: 2,4 \text{ t/m}^3 \text{ (beton)} \end{aligned}$$

$$W_k = 2,4 \times 1,5 \times 1,5 \times 2,5$$

$$= 13,5 \text{ ton}$$

4. Berat air

$$\text{Berat jenis air} : 1 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Tinggi } \textit{graving dock} : 10 \text{ m}$$

$$q_{\text{air}} = 1 \times 10$$

$$= 10 \text{ ton/m}^2$$

5. Berat *pile cap*/pelat lantai *graving dock*

$$H \textit{ pile cap} : 1 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis beton} : 2,4 \text{ t/m}^3$$

$$q_{\text{pile cap}} = 2,4 \times 1$$

$$= 2,4 \text{ t/m}^2$$

6. Berat sendiri tiang pancang

Berat tiang D100 dari WIKA *spun piles*

$$W_{\text{tiang}} = 946 \text{ kg/m}$$

$$= 0,946 \text{ ton/m}$$

7. Beban total

$$P_u = \text{berat kapal} + \text{berat air} + \text{berat } \textit{keel block} + \text{berat } \textit{pile cap} + W_{\text{tiang}} \times \text{panjang tiang}$$

$$= 7500 + (10 \times 410 \times 80) + 13,5 \times 54 + (2,4 \times 410 \times 80) + 0,946 \times 17$$

$$= 7500 + 328000 + 729 + 78720 + 16,082$$

$$= 414.965,082 \text{ ton}$$

8. Konfigurasi tiang pancang

Konfigurasi jumlah dan jarak tiang akan dihitung berdasar beban yang terjadi dan daya dukung tiang rencana:

$$Q_L = 1217,31 \text{ ton (lihat Lampiran 6, D100 BH2 kedalaman 17 m)}$$

$$SF = 3$$

$$Q_L/SF = 405,77 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah minimal tiang} &= \frac{Pu}{Q_L/SF} \\ &= \frac{414965,082}{405,77} \\ &= 1022,66 \text{ tiang} \end{aligned}$$

Dipasang konfigurasi tiang sebagai berikut:

$$\begin{aligned} S1 &= 5 \text{ m} \\ S2 &= 2,5 \text{ m} \\ m &= 82 \\ n &= 16 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{jumlah tiang} &= m \times n \\ &= 1312 \text{ tiang} \end{aligned}$$

di mana:

- S1 : jarak antar tiang pancang (memanjang = memendek)
- S2 : jarak tiang pancang ke tepi *graving dock*
- m : jumlah tiang pancang arah memanjang *graving dock*
- n : jumlah tiang pancang arah memendek *graving dock*

4.4.1 Kontrol Tiang Pancang Kondisi 1

A. Kontrol Bahan

Beban yang diterima 1 tiang pancang dengan jarak antar tiang pancang 5 m sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A_{pilecap} &= 5 \times 5 \\ &= 25 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$P_{all} = 613,52 \text{ ton (lihat Lampiran 8, allowable compression tiang D100 class A1)}$$

$$\begin{aligned} P_{max} &= q_{kapal} \times A_{pile cap} + q_{air} \times A_{pile cap} + W_k + q_{pile cap} \times A_{pile cap} + \\ &W_{tiang} \times \text{panjang tiang} \\ &= 1,921 \times 25 + 10 \times 25 + 13,5 + 2,4 \times 25 + 0,946 \times 17 \\ &= 387,6 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$P_{max} < P_{all} \text{ (OK)}$$

B. Kontrol Momen

Beban yang ada di-*input* pada program SAP2000 untuk mendapatkan nilai momen maksimum yang terjadi pada tiang pancang di bagian tepi *graving dock* lihat Gambar 4.47. Sedangkan tiang pancang di bagian tengah *graving dock* terjadi momen seperti pada Gambar 4.48.



Gambar 4.47 Momen maksimum yang terjadi pada pondasi tiang pancang di bagian tepi *graving dock*



Gambar 4.48 Momen yang terjadi pada pondasi tiang pancang di bagian tengah *graving dock*

Momen yang terjadi pada tiang pancang bagian tengah *graving dock* adalah sebesar 171,05 ton.m, kemudian momen maksimum yang terjadi pada bagian tepi *graving dock* sebesar 225,45 ton.m. Momen yang terjadi tidak dapat dipikul oleh momen *crack* bahan tiang *pre-tension* D100, sehingga diganti spesifikasi tiang dengan menggunakan tiang *post-tension spun piles* seperti pada Tabel 4.28, digunakan tiang D120 class C untuk tiang pancang di bagian tengah dan tiang pancang D150 class B untuk tiang pancang dibagian tepi *graving dock*.

Tabel 4.28 WIKA *post-tension spun piles*

PRESTRESSED CONCRETE POST TENSION SPUN PILES (CYLINDER PILES) SPECIFICATION								
Concrete Compressive Strength $f'_c = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm ³)								
Size (mm)	Thickness Wall (t) (mm)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (ton/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)
						Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)	
800	120	2,563	1,527,869	0,64	A	40	65	410
					B	55	80	390
					C	65	120	370
					D	75	130	355
1000	140	3,782	3,589,571	0,96	A	75	110	600
					B	105	175	560
					C	120	220	550
					D	135	245	530
1200	150	4,948	6,958,136	1,24	A	120	140	800
					B	170	270	745
					C	200	310	710
					D	210	320	700
1500	170	7,103	15,962,533	1,78	A	220	265	1140
					B	300	440	1080
					C	340	520	1040

C. Kontrol Daya Dukung Tanah

Tabel 4.29 Daya dukung tiang D120 (BH2)

		120
Elev (mLWS)	Depth (m)	Q _L (ton)
-5	0	267,19
-6	1	314,86
-7	2	363,86
-8	3	423,99
-9	4	485,50
-10	5	539,03
-11	6	450,64
-12	7	474,11
-13	8	366,04
-14	9	370,05
-15	10	385,25
-16	11	421,88
-17	12	484,31
-18	13	607,49
-19	14	813,17
-20	15	1019,18
-21	16	1474,99

Beban akan ditahan oleh daya dukung tiang pancang D120 berdasar NSPT BH2 (lihat Tabel 4.29, kedalaman 16 m), perhitungan kontrol terhadap daya dukung sebagai berikut:

$$SF = 3$$

$$P_{\max} < Q_L / SF$$

$$387,6 < 1474,99/3$$

$$< 491,67 \text{ ton (OK)}$$

D. Kontrol Tebal Plat Terhadap Geser Ponds

Geser ponds dari pelat lantai dikontrol akibat beban yang ada pada keel block

$$\text{Dimensi keelblock} : 1,5 \times 1,5 \times 2,5$$

$$\text{Plat lantai} : 5 \times 5 \times 1 \text{ m}$$

$$P_{\max} : 387,6 \text{ ton}$$

$$\text{Pile diameter} : 100 \text{ cm}$$

$$P_{\text{all}} : 613,52 \text{ ton}$$

$$f'c \text{ plat} : 30 \text{ MPa}$$

$$P_u = 1,2 \times P_{\max}$$

$$= 1,2 \times 387,6$$

$$= 465,12 \text{ ton}$$

$$d = 1000 - \text{cover} - \text{Dtulangan}$$

$$= 1000 - 80 - 20$$

$$= 900 \text{ mm}$$

$$d/2 = 900/2$$

$$= 450 \text{ mm}$$

$$= 0,45 \text{ m}$$

Keliling geser ponds terkritis (lihat Gambar 4.49 dan 4.50)

$$U = 2 \times (\text{panjang keel block} + d/2 \times 2) + 2 \times (\text{lebar keel block} + d/2 \times 2)$$

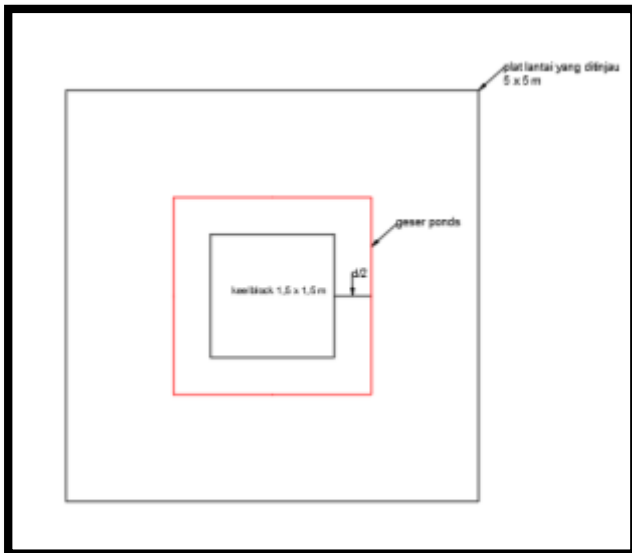
$$= 2 \times (1,5 + 0,45 \times 2) + 2 \times (1,5 + 0,45 \times 2)$$

$$= 9,6 \text{ m}$$

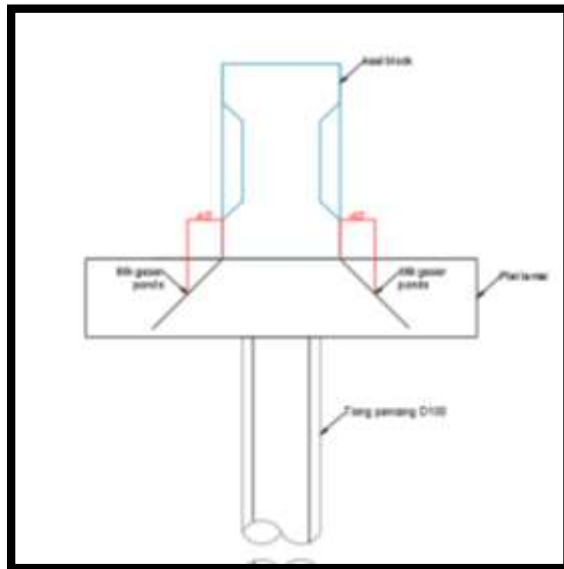
Kapasitas geser ponds pelat

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} U \cdot d \\
 &= 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \times 9600 \times 900 \\
 &= 15616665 \text{ N} \\
 &= 1755,3 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$V_c < P_u$ (ok)



Gambar 4.49 Keliling geser ponds terkritis pada pelat lantai



Gambar 4.50 Tampak samping geser ponds yang terjadi pada pelat lantai

4.4.2 Kontrol Tiang Pancang Kondisi 2

Kondisi 2 dikontrol berdasarkan dari gaya *uplift* yang terjadi dan ditahan oleh tahanan geser dari tiang pancang dan berat dari tiang pancang dan *pile cap*. Besar gaya *uplift* yang terjadi pada *graving dock* adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\sigma_{up} &= \gamma_w \times H_{dinding} \\ &= 1 \times 10 \\ &= 10 \text{ t/m}^2 \\ P_{up} &= \sigma_{up} \times A_{graving dock} \\ &= 10 \times 410 \times 80 \\ &= 328000 \text{ ton}\end{aligned}$$

Tahanan *uplift* pada *graving dock* sebagai berikut:
(Qs D120 tanah BH2 kedalaman 16 m)

$$\begin{aligned}
 Q_{up} &= W_{\text{tiang}} \times \text{panjang tiang} + q_{\text{pile cap}} \times \text{luas graving dock} + \\
 & \quad Q_s/SF \times \text{jumlah tiang} \\
 &= 0,946 \times 16 + 2,4 \times 410 \times 80 + 277,8/3 \times 1312 \\
 &= 15,136 + 78720 + 121491,2 \\
 &= 200226,34 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$Q_{up} < P_{up} \text{ (NOT OK)}$$

Karena tahanan *uplift* tidak memenuhi maka kedalaman tiang pancang diperdalam hingga kedalaman 21 m dengan $Q_s = 577,87$ ton, perhitungan tahanan *uplift* sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 Q_{up} &= W_{\text{tiang}} \times \text{panjang tiang} + q_{\text{pile cap}} \times \text{luas graving dock} + \\
 & \quad Q_s/SF \times \text{jumlah tiang} \\
 &= 0,946 \times 21 + 2,4 \times 410 \times 80 + 577,87/3 \times 1312 \\
 &= 19,866 + 78720 + 252721,82 \\
 &= 331461,69 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$Q_{up} > P_{up} \text{ (OK)}$$

4.5 Perhitungan Biaya Alternatif DPT

Perhitungan biaya masing-masing alternatif DPT dihitung dengan cara menghitung kebutuhan volume material yang dibutuhkan dikalikan dengan harga satuan yang didapat dari HSPK Surabaya 2018.

4.5.1 Perhitungan Biaya Alternatif *Gravity Wall*

Panjang *layout gravity wall* pot A = 326 m

Panjang *layout gravity wall* pot B = 406 m

1. Beton 30 MPa

$$\begin{aligned}
 \text{Luas } \textit{gravity wall} &= 11 \times 1 + 2 \times 10 + \frac{1}{2} \times 10 \times 5 \\
 \text{(lihat Gambar 4.14)} &= 56 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Volume } \textit{gravity wall} \text{ pot A} &= 56 \times 326 \\
 &= 18256 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Volume gravity wall pot B} &= 56 \times 406 \\ &= 22736 \text{ m}^3\end{aligned}$$

2. Tulangan D40

Perencanaan panjang kebutuhan tulangan berdasarkan pada Gambar 4.19 hingga didapat berat total dari kebutuhan tulangan yang akan dipakai pada *gravity wall* dapat dilihat Tabel 4.30.

Tabel 4.30 Kebutuhan tulangan alternatif *gravity wall*

KEBUTUHAN TULANGAN GRAVITY WALL POT A				
panjang (m)	jumlah	jenis tulangan	berat (kg/m)	total berat (kg)
11	10	D40	9,87	1085,7
11	3	D40	9,87	325,71
12,53	10	D40	9,87	1236,7
10	10	D40	9,87	987,0
				3635,121

3. Tiang pancang beton D800 class C WIKA beton *spun piles*

$$\begin{aligned}\text{Jarak antar tiang pancang} &= 1,5 \text{ m} \\ \text{Kedalaman tiang pancang pot A} &= 18 \text{ m} \\ \text{Kedalaman tiang pancang pot B} &= 6 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jumlah tiang pancang pot A} &= 326/1,5 \\ &= 217,33 \approx 218 \text{ tiang}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jumlah tiang pancang pot B} &= 406/1,5 \\ &= 270,67 \approx 271 \text{ tiang}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Panjang total pot A} &= 18 \text{ m} \times 218 \text{ tiang} \\ &= 3924 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Panjang total pot B} &= 6 \text{ m} \times 271 \text{ tiang} \\ &= 1626 \text{ m}\end{aligned}$$

Hasil perhitungan biaya material alternatif *gravity wall* dapat dilihat pada Tabel 4.31.

Tabel 4.31 Perhitungan biaya alternatif *gravity wall*

Material	volume pot A		volume pot B		Harga Satuan	Biaya pot A	Biaya pot B	Total biaya
beton 30 Mpa	18256	m ³	22736	m ³	Rp916.404	Rp16.729.871.424	Rp20.835.361.344	Rp37.565.232.768
tulangan D40	3635,12	kg	3635,121	kg	Rp14.175	Rp51.527.840	Rp51.527.840	Rp103.055.680
tiang pancang D800 CLASS C	3924	m	1626	m	Rp900.000	Rp3.531.600.000	Rp1.463.400.000	Rp4.995.000.000
								Rp42.663.288.448

4.5.2 Perhitungan Biaya Alternatif Dinding Geotekstil

Perencanaan dinding geotekstil akan ditambah dengan turap FPC220.500 sebagai penutup dari dinding geotekstil (non-struktural).

Panjang *layout geotextile wall* pot A = 326 m

Panjang *layout geotextile wall* pot B = 406 m

1. Geotekstil (Lihat Gambar 4.26)

Panjang kebutuhan geotekstil potongan A dan B = 250,2 m

Luas geotekstil potongan A = 250,2 x 326
= 81565,2 m²

Luas geotekstil potongan B = 250,2 x 406
= 101581,2 m²

2. Tiang pancang D350 *class* A1 WIKA beton *spun piles*

Kedalaman tiang pancang = 6 m

Jumlah tiang = 5 tiang

Jarak antar tiang = 1 m

Jumlah tiang potongan A = 326/1 x 5
= 1630 tiang

Panjang total tiang potongan A = 1630 x 6 m
= 9780 m

3. Tiang pancang D300 *class* C WIKA beton *spun piles*

Kedalaman tiang pancang = 3 m

Jumlah tiang = 2 tiang
 Jarak antar tiang = 1 m

Jumlah tiang potongan B = $406/1 \times 2$
 = 812 tiang

Panjang total tiang potongan B = $812 \times 3\text{m}$
 = 2436 m

4. Turap FPC220.500

Lebar profil = 500 mm
 = 0,5 m

Jumlah turap potongan A = $326/0,5$
 = 652 turap

Jumlah turap potongan B = $406/0,5$
 = 812 turap

Panjang turap = 12 m

Panjang total turap potongan A = 12×652
 = 7824 m

Panjang total turap potongan B = 12×812
 = 9744 m

Hasil perhitungan biaya material alternatif dinding geotekstil dapat dilihat pada Tabel 4.32.

Tabel 4.32 Perhitungan biaya alternatif dinding geotekstil

Material	volume pot A		volume pot B		Harga Satuan	Biaya pot A	Biaya pot B	Total biaya
Geotekstil	81565,2	m ²	101581,2	m ²	Rp25.000	Rp2.039.130.000	Rp2.539.530.000	Rp4.578.660.000
tiang pancang D350 class A1	9780	m	-	-	Rp450.000	Rp4.401.000.000	0	Rp4.401.000.000
tiang pancang D300 class C	-	-	2436	m	Rp400.000	0	Rp974.400.000	Rp974.400.000
Turap FPC 220.500-12 m	7824	m	9744	m	Rp473.800	Rp3.707.011.200	Rp4.616.707.200	Rp8.323.718.400
								Rp18.277.778.400

4.5.3 Perhitungan Biaya Alternatif Dinding Turap

Panjang *layout* dinding turap potongan C = 84 m

Panjang *layout* dinding turap potongan D = 84 m

1. Turap

Lebar profil turap potongan C dan D = 900 mm
= 0,9 m

Jumlah turap potongan C dan D = $84/0,9$
= 94 turap

Kedalaman turap potongan C = 38,5 m

Kedalaman turap potongan D = 28 m

Total panjang turap potongan C = $38,5 \times 94$
= 3619 m

Total panjang turap potongan D = 28×94
= 2632 m

Hasil perhitungan biaya material alternatif dinding turap dapat dilihat pada Tabel 4.33 (harga satuan turap merupakan perkiraan berdasarkan turap baja yang diketahui harganya, dengan membandingkan nilai *section modulus*).

Tabel 4.33 Perhitungan biaya alternatif dinding turap

Material	volume pot C		volume pot D		Harga Satuan	Biaya pot C	Biaya pot D	Total biaya
turap baja	3619	m	2632	m	Rp4.000.000	Rp14.476.000.000	Rp10.528.000.000	Rp25.004.000.000
								Rp25.004.000.000

4.5.4 Perhitungan Biaya Alternatif Dinding *Soldier Pile*

Panjang *layout* dinding *soldier pile* potongan C = 84 m

Panjang *layout* dinding *soldier pile* potongan D = 84 m

1. Beton 30 MPa

Diameter *soldier pile* = 1000 mm

Kedalaman *soldier pile* potongan C = 38,5 m

Kedalaman *soldier pile* potongan D = 28 m

Jumlah *soldier pile* potongan C dan D = $84/1$
= 84 tiang

$$\begin{aligned} \text{Total volume } \textit{soldier pile} \text{ pot C} &= 84 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 1 \times 1 \times 38,5 \\ &= 2538,69 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total volume } \textit{soldier pile} \text{ pot D} &= 84 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 1 \times 1 \times 28 \\ &= 1846,32 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

2. Tulangan utaman D43

$$\begin{aligned} \text{Berat/m tulangan} &= 11,4 \text{ kg/m} \\ \text{Tulangan potongan C} &= 38 \text{ D43} \\ \text{Tulangan potongan D} &= 10 \text{ D43} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan potongan C} &= 84 \text{ tiang} \times 38 \\ &= 3192 \text{ tulangan} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan potongan D} &= 84 \text{ tiang} \times 10 \\ &= 840 \text{ tulangan} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang total tulangan potongan C} &= 3192 \times 38,5 \text{ m} \\ &= 122892 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang total tulangan potongan D} &= 840 \times 28 \text{ m} \\ &= 23520 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total tulangan potongan C} &= 11,4 \times 122892 \\ &= 1400969 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total tulangan potongan D} &= 11,4 \times 23520 \\ &= 268128 \text{ kg} \end{aligned}$$

3. Tulangan geser D25

$$\begin{aligned} \text{Berat/m tulangan} &= 3,98 \text{ kg/m} \\ \textit{Cover soldier pile} &= 50 \text{ mm} \\ \text{Panjang tulangan /sengkang} &= 3,14 \times (1000 - 2 \times 50) \\ &= 2,826 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Tulangan potongan C} = \text{D25-50}$$

$$\text{Tulangan potongan D} = \text{D25-240}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan potongan C} &= 84 \text{ tiang} \times (38,5/0,05 + 1) \\ &= 64764 \text{ tulangan} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan potongan D} &= 84 \text{ tiang} \times (28/0,24 + 1) \\ &= 9912 \text{ tulangan} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang total tulangan potongan C} &= 64764 \times 2,826 \\ &= 183023,06 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang total tulangan potongan D} &= 9912 \times 2,826 \text{ m} \\ &= 28011,3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total tulangan potongan C} &= 3,98 \times 183023,06 \\ &= 728431,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total tulangan potongan D} &= 3,98 \times 28011,3 \\ &= 111485,02 \text{ kg} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan biaya material alternatif dinding *soldier pile* dapat dilihat pada Tabel 4.34.

Tabel 4.34 Perhitungan biaya alternatif *soldier pile*

Material	volume pot C		volume pot D		Harga Satuan	Biaya pot C	Biaya pot D	Total biaya
beton 30 Mpa	2538,69	m ³	1846,32	m ³	Rp916.404	Rp2.326.465.671	Rp1.691.975.033	Rp4.018.440.704
tulangan D43	1400969	kg	268128	kg	Rp14.715	Rp20.615.255.892	Rp3.945.503.520	Rp24.560.759.412
tulangan D25	728431,79	kg	111485,02	kg	Rp14.715	Rp10.718.873.859	Rp1.640.502.095	Rp12.359.375.955
								Rp40.938.576.071

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis dan perhitungan pada BAB IV akan disimpulkan tentang pemilihan alternatif yang akan digunakan berdasarkan kriteria pemilihan alternatif yang paling ekonomis sebagai berikut:

1. Pondasi tiang pancang direncanakan WIKA *Post-tension spunpiles* dengan kedalaman masing-masing tiang 21 m dan 2 variasi diameter yang dipakai, yaitu pada sisi tepi *graving dock* sebanyak 192 tiang D150 dan pada sisi tengah *graving dock* sebanyak 1120 tiang D120. Tiang pancang dipasang dengan jarak antar tiang sebesar 5 m dan jarak tiang ke tepi *graving dock* sebesar 2,5 m.
2. *Gravity wall* direncanakan dengan tinggi dinding 11 m (pelat lantai *graving dock* pada elevasi -5 mLWS) dan lebar dasar 11 m. Penambahan 1 tiang pancang tiap 1,5 m (arah memanjang) diperlukan untuk memikul beban *bearing capacity* dan *antislidde pile* pada dasar *gravity wall*. Tiang yang digunakan adalah D80 WIKA *Post-tension spunpiles* dengan kedalaman 18 m pada sisi selatan dinding (panjang total dinding : 326 m) dan kedalaman 6 m pada sisi barat serta utara dinding (panjang total dinding : 406 m).
3. *Geotextile wall* direncanakan menggunakan geotekstil dari GEOTRST jenis *woven* dengan kuat tarik 120 kN/m. Luas Geotekstil kebutuhan untuk dinding setinggi 10 m adalah 183146,4 m². Di sisi selatan dinding (panjang total dinding : 326 m) diperlukan penambahan 5 tiang pancang ditiap 1 m (arah memanjang) dengan dimensi tiang pancang yang digunakan adalah D35 WIKA *pre-tension spunpile* serta kedalaman tiang 6 m. Di sisi utara dan barat dinding (panjang total dinding : 406 m) diperlukan penambahan 2 tiang pancang

ditiap 1 m (arah memanjang) dengan dimensi tiang pancang yang digunakan adalah D30 WIKA *pre-tension spunpile* serta kedalaman tiang 3 m.

4. Dinding turap yang direncanakan merupakan baja dari NIPPON STEEL. Di sisi selatan (panjang total dinding 84 m) turap yang digunakan adalah NS-SP-25H+HY 1000 x 300 x 16 x 28 x 18 dengan kedalaman turap 38,5 m. Di sisi utara dinding (panjang total dinding 84 m) adalah NS-SP-10H+HY 600 x 200 x 12 x 22 x 13 dengan kedalaman 28 m.
5. Dinding *Soldier pile* yang direncanakan di sisi selatan (panjang total dinding 84 m) dengan diameter 100 cm dan kedalaman 38,5 m, pemasangan tulangan utama 38D43 dan D25-50 sebagai tulangan geser. Dinding *Soldier pile* yang direncanakan di sisi utara (panjang total dinding 84 m) dengan diameter 100 cm dan kedalaman 28 m, pemasangan tulangan utama 10D43 dan D25-240 sebagai tulangan geser.
6. Total biaya material yang dibutuhkan untuk alternatif *gravity wall* adalah sebesar Rp42.663.288.448,-. Total biaya material yang dibutuhkan untuk alternatif *geotextile wall* adalah sebesar Rp16.855.178.400,-. Total biaya material yang dibutuhkan untuk alternatif dinding turap adalah sebesar Rp25.004.000.000,-. Total biaya material yang dibutuhkan untuk alternatif dinding *soldier pile* adalah sebesar Rp40.938.576.071,-. 2 Alternatif dinding di sisi darat yaitu *gravity wall* dan *geotextile wall* berdasarkan biaya dipilih menggunakan alternatif *geotextile wall*. 2 Alternatif dinding di sisi laut yaitu dinding turap dan dinding *soldier pile* berdasarkan biaya dipilih menggunakan alternatif dinding turap.

5.2 Saran

Berdasarkan analisa perencanaan maka disarankan sebagai berikut:

1. Perencanaan harus memperhatikan kondisi di lapangan karena titik hasil tes tanah yang didapat jumlahnya minimum (2 titik) dan banyak data hasil korelasi jadi kondisi dilapangan belum tentu sesuai dengan hasil analisa.
2. Karena sebagian besar gaya yang mengakibatkan keruntuhan pada dinding penahan tanah diakibatkan oleh air tanah, perencanaan subdrain akan sangat membantu mengurangi tekanan yang terjadi dan memungkinkan untuk mengurangi biaya material.

DAFTAR PUSTAKA

Das, B.M. 1995. **Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis), Jilid 1**. Diterjemahkan oleh Endah N. dan Mochtar I.B. Jakarta: Erlangga.

Das, B.M, 1995, **Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis), Jilid 2**. Diterjemahkan oleh Endah, N. dan Mochtar I.B. Jakarta: Erlangga.

Wahyudi, H. 2013. **Daya Dukung Pondasi Dalam, Edisi kesatu**. Surabaya: ITSpress.

Wahyudi, H. 2012. **Daya Dukung Pondasi Dangkal, Edisi kesatu**. Surabaya: ITSpress.

Hardiyatmo, H.C. 2008. **Teknik Fondasi 2, Cetakan keempat**. Jakarta.

LAMPIRAN 1: PETA PENGEBORAN TANAH

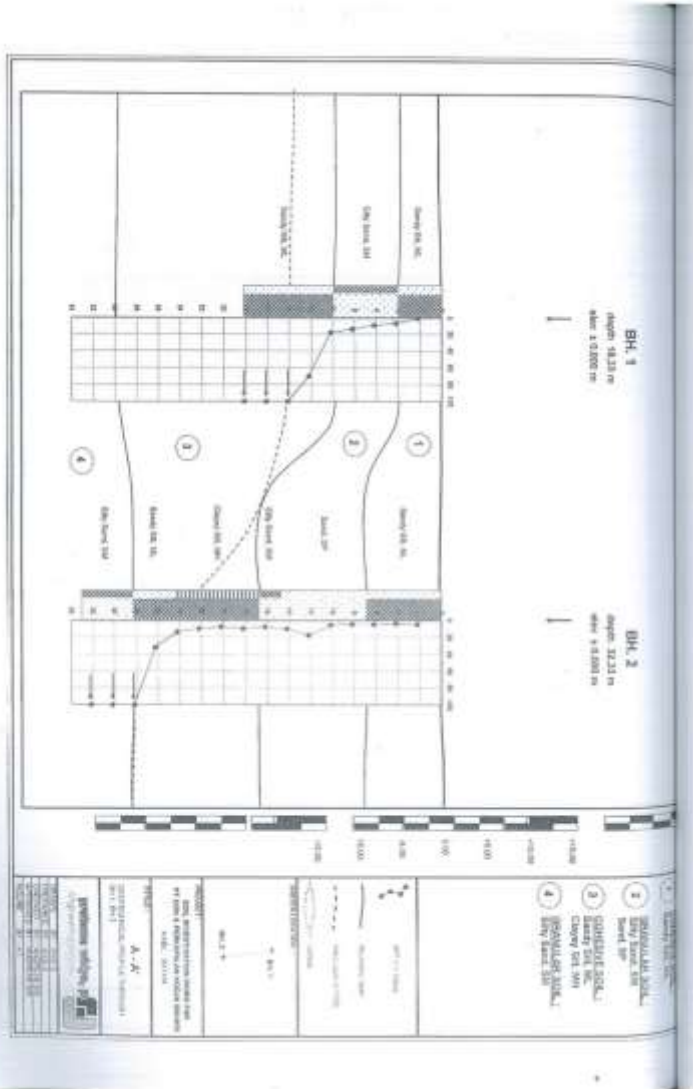
2.3. Data Analysis

The data obtained from field work and laboratory test are used as an evaluation basis for foundation design.

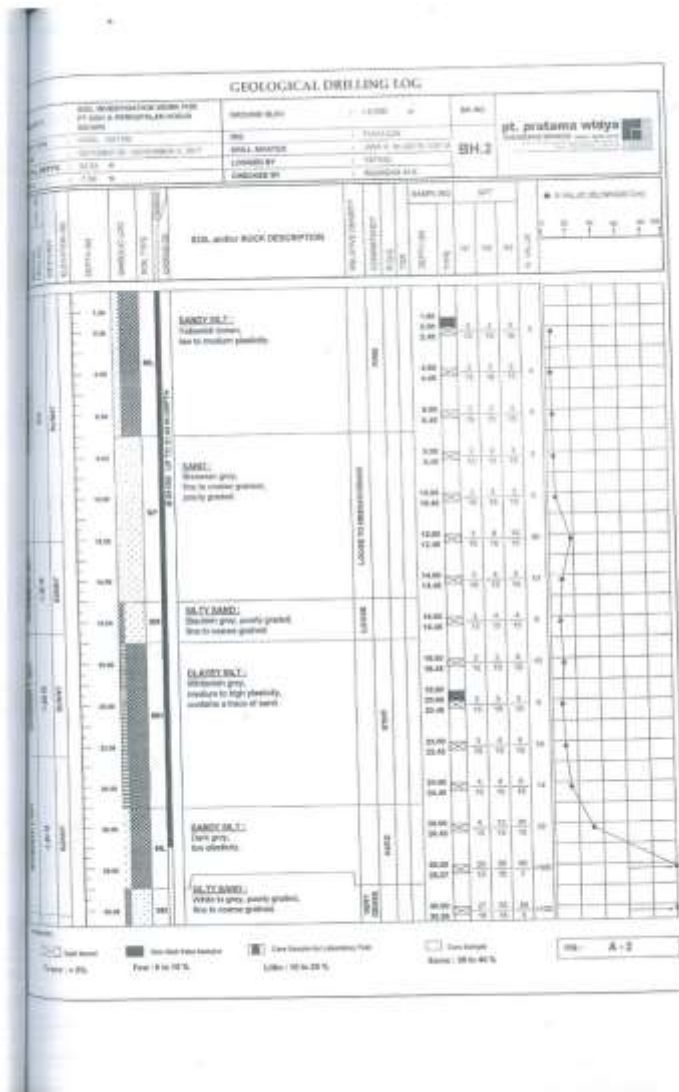


Figure 2.1. Location of Soil Investigation Work Bore Hole (BH), Sondir (CPT) and California Bearing Ratio (CBR)

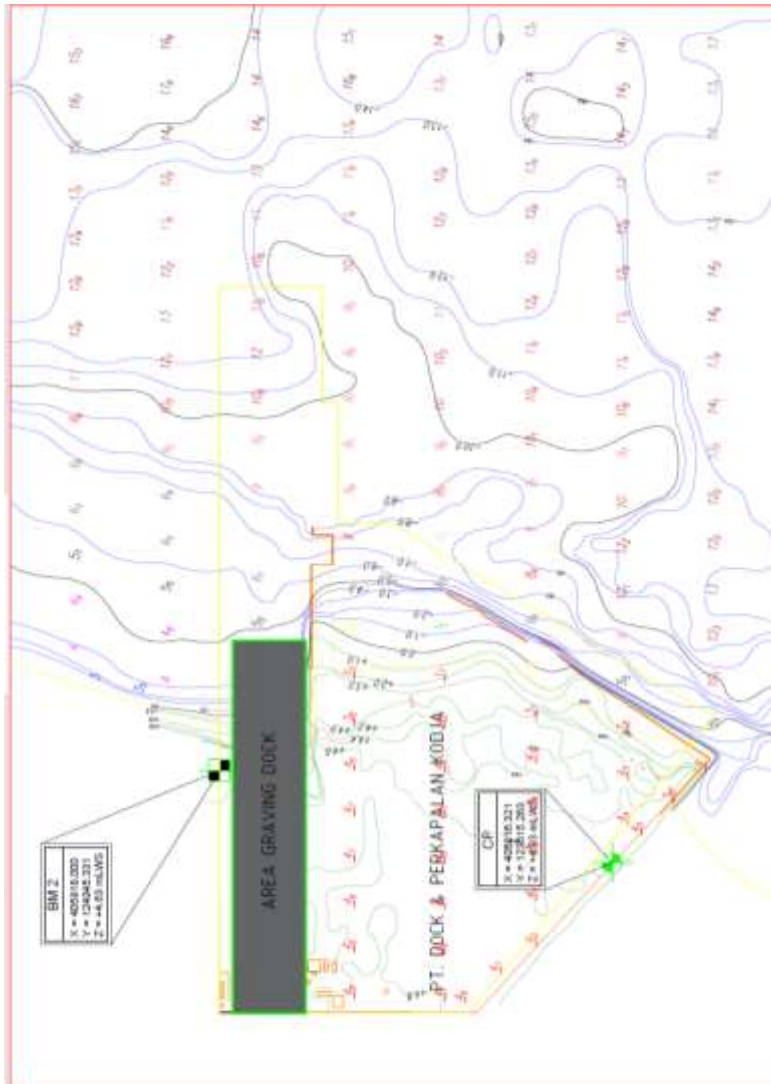
LAMPIRAN 2: DATA HASIL PENGEBORAN TANAH (BH1 DAN BH2)



LAMPIRAN 3: DETAIL HASIL PENGEBORAN BH2



GEOLOGICAL DRILLING LOG									
PROJECT: SOIL INVESTIGATION WORK FOR PC DDA & PERFORATED TISSUE APR/04			DRILLER/NO: 1 1922 04		SR NO: BH.2		pt. pratama widya		
LOCATION: TOTAL SURFACE			SITE: 10000000						
DATE: ACTIVATED BY SURVEYMENT/04/04			DRILL MASTER: ANNA K. M. LARSEN/04/04						
DEPTH CAPTY: 00 00 00			LOGGED BY: 10/04/04						
D.P.V: 1 00 04			DRAINAGE NO: 000000000000						
DEPTH (m)	SOIL TYPE	SOIL ANALYSIS	SOIL ANALYSIS ROCK DESCRIPTION	WATER LEVEL	TEMPERATURE	PH	RESISTIVITY	LOG NO.	DATE
00.00									
00.10									
00.20									
00.30									
00.40									
00.50									
01.00									
01.10									
01.20									
01.30									
01.40									
01.50									
02.00									
02.10									
02.20									
02.30									
02.40									
02.50									
03.00									
03.10									
03.20									
03.30									
03.40									
03.50									
04.00									
04.10									
04.20									
04.30									
04.40									
04.50									
05.00									
05.10									
05.20									
05.30									
05.40									
05.50									
06.00									
06.10									
06.20									
06.30									
06.40									
06.50									
07.00									
07.10									
07.20									
07.30									
07.40									
07.50									
08.00									
08.10									
08.20									
08.30									
08.40									
08.50									
09.00									
09.10									
09.20									
09.30									
09.40									
09.50									
10.00									
10.10									
10.20									
10.30									
10.40									
10.50									
11.00									
11.10									
11.20									
11.30									
11.40									
11.50									
12.00									
12.10									
12.20									
12.30									
12.40									
12.50									
13.00									
13.10									
13.20									
13.30									
13.40									
13.50									
14.00									
14.10									
14.20									
14.30									
14.40									
14.50									
15.00									
15.10									
15.20									
15.30									
15.40									
15.50									
16.00									
16.10									
16.20									
16.30									
16.40									
16.50									
17.00									
17.10									
17.20									
17.30									
17.40									
17.50									
18.00									
18.10									
18.20									
18.30									
18.40									
18.50									
19.00									
19.10									
19.20									
19.30									
19.40									
19.50									
20.00									
20.10									
20.20									
20.30									
20.40									
20.50									
21.00									
21.10									
21.20									
21.30									
21.40									
21.50									
22.00									
22.10									
22.20									
22.30									
22.40									
22.50									
23.00									
23.10									
23.20									
23.30									
23.40									
23.50									
24.00									
24.10									
24.20									
24.30									
24.40									
24.50									
25.00									
25.10									
25.20									
25.30									
25.40									
25.50									
26.00									
26.10									
26.20									
26.30									
26.40									
26.50									
27.00									
27.10									
27.20									
27.30									
27.40									
27.50									
28.00									
28.10									
28.20									
28.30									
28.40									
28.50									
29.00									
29.10									
29.20									
29.30									
29.40									
29.50									
30.00									
30.10									
30.20									
30.30									
30.40									
30.50									
31.00									
31.10									

LAMPIRAN 4: PETA TOPOGRAFI DAN BATIMETRI

LAMPIRAN 5: PERHITUNGAN DAYA DUKUNG BH1

Elev (mLWS)	Depth (m)	soil type	C _r /S	α	β	k (t/m ²)	N _s (BH1)	N _p (BH1)	Q _p (ton)	D60			D80			D100			
										Q _s (ton)	Q _t (ton)	N _p	Q _p (ton)	Q _s (ton)	Q _t (ton)	N _p (BH1)	Q _p (ton)	Q _s (ton)	Q _t (ton)
-5	0	stilly sand	1	1	1	30	0	0	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
-6	1	sandy silt	1	1	1	25	6	42	296,73	5,65	302,38	44	7,54	7,54	560,18	4	863,50	9,42	872,92
-7	2	sandy silt	1	1	1	25	9	57	402,71	15,07	417,78	55	20,10	20,10	710,90	5	1079,38	25,12	1104,50
-8	3	sandy silt	1	1	1	25	12	71	501,62	28,26	529,88	66	37,68	37,68	866,64	6	1295,25	47,10	1342,35
-9	4	sandy silt	1	1	1	25	15	85	600,53	45,22	645,74	77	60,29	60,29	1037,41	77	1511,13	75,36	1586,49
-10	5	sandy silt	1	1	1	25	17	93	657,05	62,80	719,85	88	83,73	83,73	1189,01	88	1727,00	104,67	1831,67
-11	6	sandy silt	1	1	1	25	19	97	683,31	82,90	766,20	95	110,53	110,53	1303,73	95	1864,38	138,16	2002,54
-12	7	sandy silt	1	1	1	25	21	100	706,50	105,50	812,00	98	140,67	140,67	1371,55	98	1923,25	175,84	2099,09
-13	8	sandy silt	1	1	1	25	22	100	706,50	125,60	832,10	100	167,47	167,47	1423,47	100	1962,50	209,33	2171,83
-14	9	sandy silt	1	1	1	25	23	100	706,50	146,95	853,45	100	195,94	195,94	1451,94	100	1962,50	244,92	2207,42
-15	10	sandy silt	1	1	1	25	25	100	706,50	175,84	882,34	100	234,45	234,45	1480,45	100	1962,50	293,07	2255,57
-16	11	sandy silt	1	1	1	25	26	100	706,50	200,33	906,83	100	267,11	267,11	1523,11	100	1962,50	333,89	2296,39
-17	12	sandy silt	1	1	1	25	27	100	706,50	226,08	923,58	100	301,44	301,44	1557,44	100	1962,50	376,80	2339,30
-18	13	sandy silt	1	1	1	25	28	100	706,50	253,08	959,58	100	337,45	337,45	1593,45	100	1962,50	421,81	2384,31
-19	14	sandy silt	1	1	1	25	29	100	706,50	281,34	987,84	100	375,13	375,13	1631,13	100	1962,50	468,91	2431,41
-20	15	sandy silt	1	1	1	25	29	100	706,50	301,44	1007,94	100	401,92	401,92	1667,92	100	1962,50	502,40	2464,90
-21	16	sandy silt	1	1	1	25	30	100	706,50	331,58	1038,08	100	442,11	442,11	1698,11	100	1962,50	552,64	2515,14
-22	17	sandy silt	1	1	1	25	31	100	706,50	362,98	1069,48	100	483,98	483,98	1729,98	100	1962,50	604,97	2567,47
-23	18	sandy silt	1	1	1	25	32	100	706,50	396,64	1102,14	100	527,52	527,52	1763,52	100	1962,50	655,40	2621,90
-24	19	sandy silt	1	1	1	25	33	100	706,50	441,62	1124,12	100	556,83	556,83	1812,83	100	1962,50	696,03	2668,53
-25	20	sandy silt	1	1	1	25	33	100	706,50	452,16	1158,66	100	602,88	602,88	1858,88	100	1962,50	753,60	2716,10
-26	21	sandy silt	1	1	1	25	33	100	706,50	474,77	1181,27	100	633,02	633,02	1889,02	100	1962,50	797,28	2754
-27	22	sandy silt	1	1	1	25	34	100	706,50	511,19	1217,69	100	681,59	681,59	1937,59	100	1962,50	851,99	2814,49

LAMPIRAN 6: PERHITUNGAN DAYA DUKUNG BH2

Elev (mLWS)	Depth (m)	soil type	(C//S)	α	β	K (t/m ²)	Ns (BHZ)	D60				D80				D100			
								Qp (ton)	Qs (ton)	Q _u (ton)	Np (BHZ)	Op (ton)	Qs (ton)	Q _u (ton)	Np (BHZ)	Qp (ton)	Qs (ton)	Q _u (ton)	Np (BHZ)
-5	0	sand	S	1	1	40	0	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00	
-6	1	sand	S	1	1	40	3	79,13	3,77	82,90	7	140,67	5,02	145,70	7	219,80	6,28	226,08	
-7	2	sand	S	1	1	40	4	101,74	8,79	110,53	9	180,86	11,72	192,59	9	282,60	14,65	297,25	
-8	3	sand	S	1	1	40	5	113,04	15,07	128,11	10	200,96	20,10	221,06	10	314,00	25,12	339,12	
-9	4	sand	S	1	1	40	5	112,34	20,10	144,44	11	221,06	26,79	247,85	11	345,40	33,49	378,89	
-10	5	silty sand	I	1	1	30	6	93,26	28,26	121,52	11	165,79	37,68	203,47	11	259,05	47,10	306,15	
-11	6	silty sand	I	1	1	30	6	76,30	33,91	110,21	9	135,65	45,22	180,86	9	211,95	56,52	268,47	
-12	7	clayey silt	I	1	1	20	6	50,87	39,56	90,43	9	90,43	52,75	143,18	9	141,30	65,94	207,24	
-13	8	clayey silt	I	1	1	20	6	45,22	45,22	90,43	8	80,38	60,29	140,67	8	125,60	75,36	200,96	
-14	9	clayey silt	I	1	1	20	6	50,87	50,87	101,74	9	90,43	67,82	158,26	9	141,30	84,78	226,08	
-15	10	clayey silt	I	1	1	20	6	56,52	62,17	118,69	10	100,48	82,90	183,38	10	157,00	94,20	235,50	
-16	11	clayey silt	I	1	1	20	6	62,17	67,82	130,00	11	110,53	90,43	200,96	11	172,70	113,04	285,74	
-17	12	clayey silt	I	1	1	20	7	84,78	81,64	166,42	15	150,72	108,85	259,57	15	235,50	136,07	371,57	
-18	13	clayey silt	I	1	1	20	7	124,34	87,92	212,26	22	221,06	117,23	338,28	22	345,40	146,53	491,93	
-19	14	clayey silt	I	1	1	20	7	247,28	94,20	341,48	35	439,60	125,60	565,20	35	686,88	157,00	843,88	
-20	15	sandy silt	I	1	1	25	8	339,12	110,53	449,65	48	602,88	147,37	750,25	48	942,00	184,21	1126,21	
-21	16	sandy silt	I	1	1	25	8	483,97	138,79	569,75	61	766,16	185,05	951,21	61	1197,13	231,31	1428,44	
-22	17	sandy silt	I	1	1	25	11	515,75	158,26	674,00	73	916,88	211,01	1127,89	73	1432,63	263,76	1696,39	
-23	18	sandy silt	I	1	1	30	12	712,15	178,88	891,13	84	1266,05	238,64	1504,69	84	1978,20	298,30	2276,50	
-24	19	silty sand	I	1	1	30	14	788,45	213,52	1001,97	93	1401,70	284,69	1686,39	93	2190,15	355,87	2546,02	
-25	20	silty sand	I	1	1	30	15	1007,85	237,38	1245,23	100	1507,20	316,51	1823,71	100	2355,00	395,64	2750,64	
-26	21	silty sand	I	1	1	30	15	1007,85	237,38	1245,23	100	1507,20	316,51	1823,71	100	2355,00	395,64	2750,64	
-27	22	silty sand	I	1	1	30	16	1007,85	262,50	1110,30	100	1507,20	350,01	1857,21	100	2355,00	437,51	2792,51	

LAMPIRAN 7: BROSUR TURAP NIPPON STEEL

Product Group																	
Product Group	Type	Section	Section	Weight	Pitch	Pitch											
						100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350	375
Hot Rolled Steel	S	S	S	S	S	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350	375
						100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350	375
						100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350	375
Hot Rolled Steel	S	S	S	S	S	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350	375
						100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350	375
						100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350	375
Hot Rolled Steel	S	S	S	S	S	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350	375
						100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350	375
						100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350	375

* Pitch 100 to 300 mm only available for S100, S125, S150, S175, S200, S225, S250, S275, S300, S325, S350, S375.

TUGAS AKHIR - RC M... x 1-BROSURSET.pdf x Convert ton to kN - Co... x Fwd: Bro

nipponsteel.com/product/catalog_download/pdf/KD07en.pdf

General

Grade and tolerances

JIS A 5223 : 2012 Weldable hot-rolled steel sheet piles
 JIS A 5228 : 2012 Hot-rolled steel sheet piles

■ Chemical composition of the ladle analysis

Classification	Grade	Chemical composition (%)						Ceq (%) Ceq
		C	Si	Mn	P	S	N	
Weldable hot-rolled steel sheet piles	SYW322	0.18max	0.50max	1.50max	0.040max	0.040max	0.0030max	0.45max
	SYW320	—	—	—	—	—	—	0.45max
Hot-rolled steel sheet piles	SY325	—	—	—	0.040max	0.040max	—	—
	SY330	—	—	—	—	—	—	—

Note: Ceq=C+(Mn/6)+Si/24+P/12+S/12+N/0.0078

■ Mechanical properties

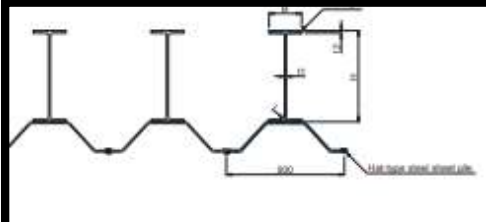
Standard	Classification symbol	Yield point (N/mm ²)	Tensile strength (N/mm ²)	Tensile ratio (%)	Charpy absorbed energy J			Type and direction of test piece
					Temp. (°C)	Standard test specimen (5 × 55mm)	Sub-size test specimen (5 × 25mm)	
Weldable hot-rolled steel sheet piles JIS A 5223	SYW322	295min	490min	No. 1A 18mm	0	40min	30min	20min
	SYW320	295min	490min	No. 14B 24mm				
				No. 14B 18mm				
Hot-rolled steel sheet piles JIS A 5228	SY325	295min	450min	No. 1A 18mm	—	—	—	—
				No. 14B 24mm				
				No. 1A 18mm				

Note: Chemical composition and mechanical properties conform to JIS A 5223:2012 or JIS A 5228:2012.
 N is shown in table in accordance with section 5. Note 3 of JIS A 5223:2012.

■ Tolerances

Items		JIS A 5223, JIS A 5228 straight type	JIS A 5223	JIS A 5228	JIS A 5228
			U-type	Flat-type	U-type
Width		± 4mm	± 1%	± 3mm	± 3mm
				+ 6mm - 2mm	- 5mm
Height		—	± 4%	—	± 2%
Thickness		+ 0.5mm - 0.7mm	+ 0.5mm	+ 0.5mm	+ 0.5mm
			- 0.2mm	- 0.2mm	- 0.2mm
			± 0.2mm	± 0.2mm	± 0.2mm
			± 0.2mm	± 0.2mm	± 0.2mm

Type here to search



Hat type sheet pile	NSHYPER BEAM™					Mass per m ² of wall kg/m ²	Sectional area cm ² /m	Section modulus cm ³ /m	Moment of inertia cm ⁴ /m
	H	B	t1	t2	r				
NS-SP-18H	700	250	14	25	18	287	365	7,580	383,000
	700	250	14	28	18	299	381	8,080	403,300
	750	250	12	19	18	256	326	6,770	378,300
	750	250	12	22	18	268	342	7,330	409,400
	750	250	12	25	18	281	358	7,890	428,100
	750	250	14	22	18	280	357	7,640	414,700
	750	250	14	25	18	293	373	8,200	438,900
	750	250	14	28	18	305	389	8,730	461,700
	750	250	16	28	18	317	404	9,000	470,800
	750	250	16	32	18	334	425	9,710	500,700
	800	250	12	22	18	273	348	7,900	458,700
	800	250	14	22	18	287	365	8,240	471,700
	800	250	14	25	18	299	381	8,820	498,400
	800	250	14	28	18	311	397	9,370	523,600
	800	250	16	22	18	300	382	8,570	484,200
	800	250	16	25	18	312	398	9,140	510,500
	800	250	16	28	18	324	413	9,690	536,400
	800	250	16	32	18	341	434	10,440	568,900
	850	250	14	22	18	293	373	8,840	532,300
	850	250	16	22	18	307	391	9,220	547,600
	850	250	16	25	18	319	406	9,810	576,400
	900	250	14	19	18	286	365	8,810	563,300
	900	250	16	19	18	302	384	9,240	582,000
	900	250	16	22	18	314	400	9,890	615,800
	900	250	16	25	18	326	415	10,520	648,000
	900	250	16	28	18	338	431	11,140	680,000
	1000	250	16	22	18	328	418	11,270	786,300
	1000	250	16	25	18	340	433	11,980	806,700
1000	250	18	25	18	365	465	12,680	838,900	
1000	250	19	28	18	377	480	13,360	877,300	
1000	250	16	22	18	358	456	12,340	892,400	
1000	250	16	25	18	370	471	12,980	935,900	
1000	250	19	25	18	395	503	13,770	973,700	
1000	250	19	28	18	407	518	14,470	1,014,600	
1000	300	16	22	18	377	480	13,420	982,300	
1000	300	16	25	18	390	500	14,140	1,023,000	
1000	300	16	28	18	407	518	15,000	1,064,500	
1000	300	19	28	18	431	549	15,940	1,099,800	
1000	300	19	32	18	451	574	17,060	1,164,000	
1000	300	19	36	18	471	599	18,180	1,225,200	

Hat type sheet pile	NSHYPER BEAM™					Mass per m ² of wall kg/m ²	Sectional area cm ² /m	Section modulus cm ³ /m	Moment of inertia cm ⁴ /m
	H	B	t1	t2	r				
NS-SP-10H	400	200	9	22	13	202	257	3,240	113,400
	400	200	12	22	13	211	269	3,410	117,100
	450	200	9	16	13	186	237	2,970	119,100
	450	200	9	19	13	196	250	3,280	128,300
	450	250	9	16	13	200	255	3,420	132,600
	450	250	9	19	13	212	271	3,790	143,500
	450	250	9	22	13	225	287	4,160	153,800
	450	250	12	25	13	248	316	4,700	167,700
	450	250	12	28	13	261	332	5,040	176,500
	500	200	9	16	13	190	242	3,270	142,000
	500	200	9	19	13	200	255	3,600	153,000
	500	200	9	22	13	210	267	3,920	163,400
	500	200	12	19	13	212	270	3,860	160,200
	500	200	12	22	13	222	282	4,170	170,100
	500	200	12	25	13	231	295	4,470	179,500
	500	250	9	16	13	204	260	3,750	158,100
	500	250	9	19	13	216	276	4,160	171,200
	500	250	9	22	13	229	292	4,560	183,600
	500	250	12	22	13	241	307	4,800	189,700
	500	250	12	25	13	253	323	5,180	201,000
	500	250	12	28	13	266	339	5,550	211,800
	600	200	12	16	13	212	271	4,270	208,200
	600	200	12	19	13	222	283	4,640	222,400
	600	200	12	22	13	232	296	5,010	236,000
	600	200	12	25	13	242	308	5,350	248,600
	600	200	12	28	13	252	321	5,720	261,900
	600	250	12	19	13	239	304	5,280	246,600

Compatibility

NS-SP-10H

NS-SP-25H

NS-SP-45H

NS-SP-50H

Sectional properties

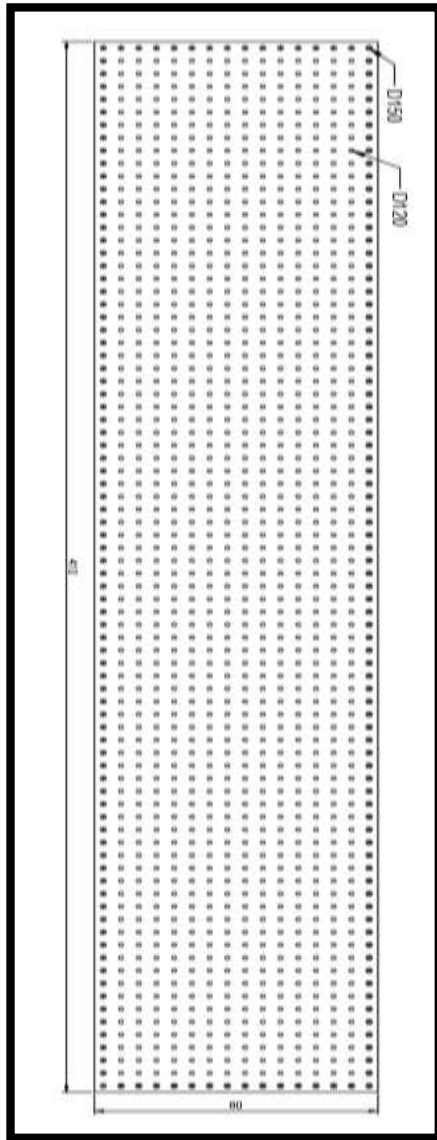


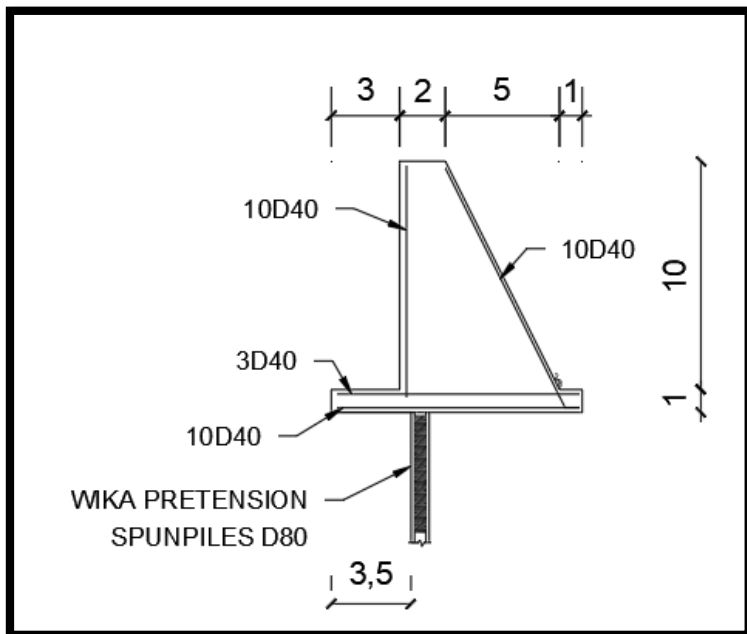
Type	Dimension			Per pile			Per 1 m of pile wall width				
	Effective width W mm	Effective height H mm	Thickness t mm	Sectional area cm ²	Moment of inertia cm ⁴	Section modulus cm ³	Unit mass kg/m	Sectional area cm ² /m	Moment of inertia cm ⁴ /m	Section modulus cm ³ /m	Unit mass kg/m ²
NS-SP-10H	900	230	10.8	110.0	9,430	812	86.4	122.2	10,500	902	96.0
NS-SP-25H	900	300	13.2	144.4	22,000	1,450	113	160.4	24,400	1,610	126
NS-SP-45H	900	368	15.0	187.0	40,500	2,200	147	207.8	45,000	2,450	163
NS-SP-50H	900	370	17.0	212.7	46,000	2,490	167	236.3	51,100	2,760	186

LAMPIRAN 8: BROSUR WIKA *SPUN PILES*

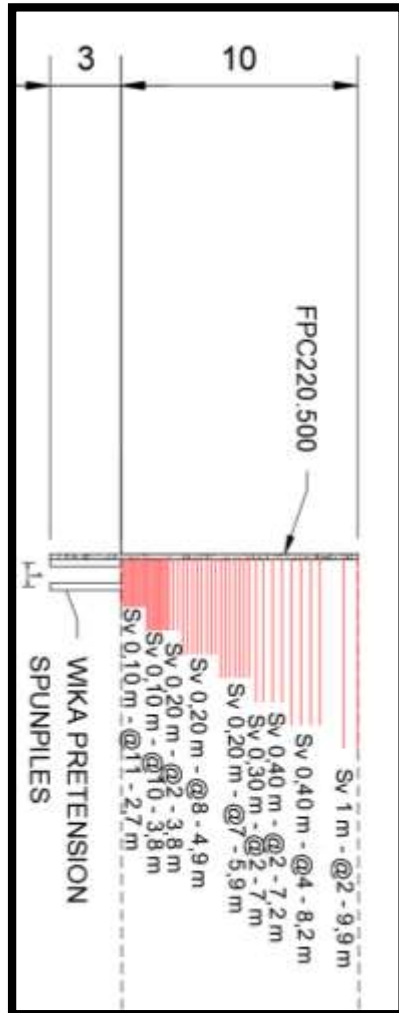
PRESTRESSED CONCRETE PRETENSION SPUN PILES SPECIFICATION										
Concrete Compressive Strength $f'_c = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm ³)										
Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile** (m)
						Crack* (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18					
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19					
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20					
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24					
1000***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24					

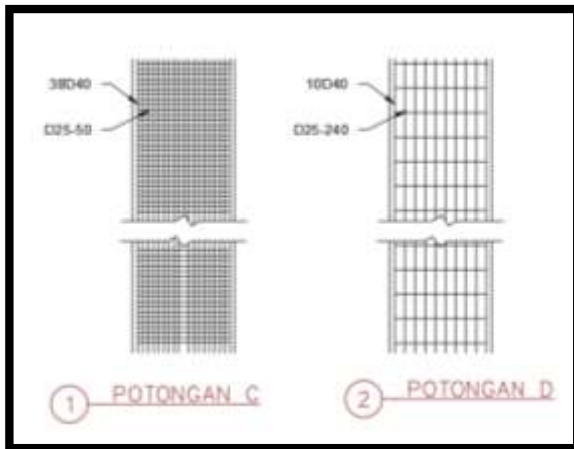
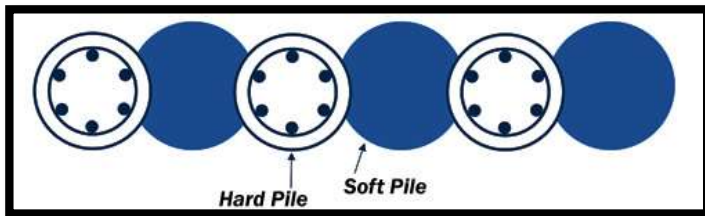
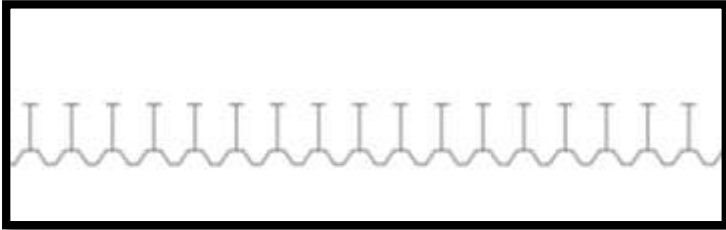
LAMPIRAN 9: DENAH TIANG PANCANG



LAMPIRAN 10: GRAVITY WALL

LAMPIRAN 10: GEOTEXTILE WALL



LAMPIRAN 11: TURAP DAN SOLDIER PILE

BIODATA PENULIS



Andreas Vernando Setiawan,
Lahir di Surabaya, 17 September
1996 telah menempuh pendidikan di
TK Setia Budi Gresik, SDN Bangilan
01 Tuban, SMPN 1 Jatirogo, SMA
Kr. Petra 2 Surabaya. Pada tahun
2014 penulis melanjutkan pendidikan
ke perguruan tinggi negeri, yaitu
Fakultas Teknik Sipil Lingkungan
dan Kebumian Institut Teknologi
Sepuluh Nopember dan terdaftar
dengan NRP 03111440000069.
Selama menempuh masa perkuliahan
penulis mengikuti berbagai kegiatan
seperti panitia pembinaan kerohanian mahasiswa baru kristen
2015/2016, panitia pekan olahraga mahasiswa ITS 2015, bridge
competition 2015 Universitas Kristen Petra sebagai juara 2,
inovation of high strength fiber concrete competition sebagai
juara 2, peserta International UTMBridge 2017 model
competition.

**INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIHAN
PROGRAM SARJANA (S1) DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSPK – ITS**

**BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN
TUGAS AKHIR**

Pada hari ini **Jum'at** tanggal **10 Juli 2020** jam **09.00 WIB** telah diselenggarakan **UJIAN TUGAS AKHIR** Program Sarjana (S1) Departemen Teknik Sipil FTSPK-ITS bagi mahasiswa:

NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
03111440000069	Andreas Vernando Setiawan	Alternatif Perencanaan Pondasi dan Dinding Penahan Tanah Graving Dock pada Proyek Galangan Kapal PT Dok dan Perkapalan Kodja Bahari, Batam

1. Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :
- BH-1, BH-2 dan BH-3 dilihat secara keseluruhan dan diplotkan jadi satu sehingga dapat dibuat stratigrapi dan diplotkan juga kedalam graving docknya; 2. Tambahkan gambar geometri sesuai cross section , sampaikan asumsi muka surut airnya.;3. Berikan keterangan yang jelas untuk diagram tegangan horisontalnya, Pa dan PP harus dituliskan dalam draft; 4. Cek ulang perhitungan pelat pada keel blok (lebar balok seperti menghitung geser ponds saat menerima P sebesar keel); 5. Khusus untuk tiang pada keel pakai group; 5. Gambar design dilengkapi; 6. Abstrak : buang paragraph 1, benerin abstrak sesuai isi yaitu latar belakang, permasalahan , metodologi dan hasil; 7. Susun lagi report supaya tidak banyak halaman kosong; 8. Pada sub 1.4.3 Gambar 1.3 lengkapi notasi kunging dan merah lebih baik ganti dengan arisan ; 9. Gambar 1.5 dan 1.6 dijadikan satu; 10. Perencanaan Sv harus sesuai tebal pematatan; 11. Slope stability dicoba2 mana yang paling kecil SF dan paling dalam longornya; 12. Revisi kesimpulan supaya lebih jelas, lengkapi dimensi2 yang disebut di kesimpulan; 13. Soldier pile lebih ditetailkan
 - Rentang nilai dari hasil diskusi Tim Penguji Tugas Akhir adalah : $A / AB / B / BC / C / D / E$
 - Dengan hasil ujian (wajib dibacakan oleh Ketua Sidang di depan Peserta Ujian dan Penguji) :
 - Lulus Tanpa Perbaikan Mengulang Ujian Seminar dan Lisan
 - Lulus Dengan Perbaikan Mengulang Ujian Lisan

Tim Penguji (Anggota)

- Ir. Suwarno, M. Eng (Pembimbing 1)
- Dr. Yudhi Lastiasih, ST, MT (Pembimbing 2)
- Prof. Ir. Noor Endah, MSc, PhD
- Dr. Trihanyndio Rendy S., ST, MT



Surabaya, 10 Juli 2020

Ketua Sidang



(.....)
Prof. Ir. Noor Endah, MSc, PhD