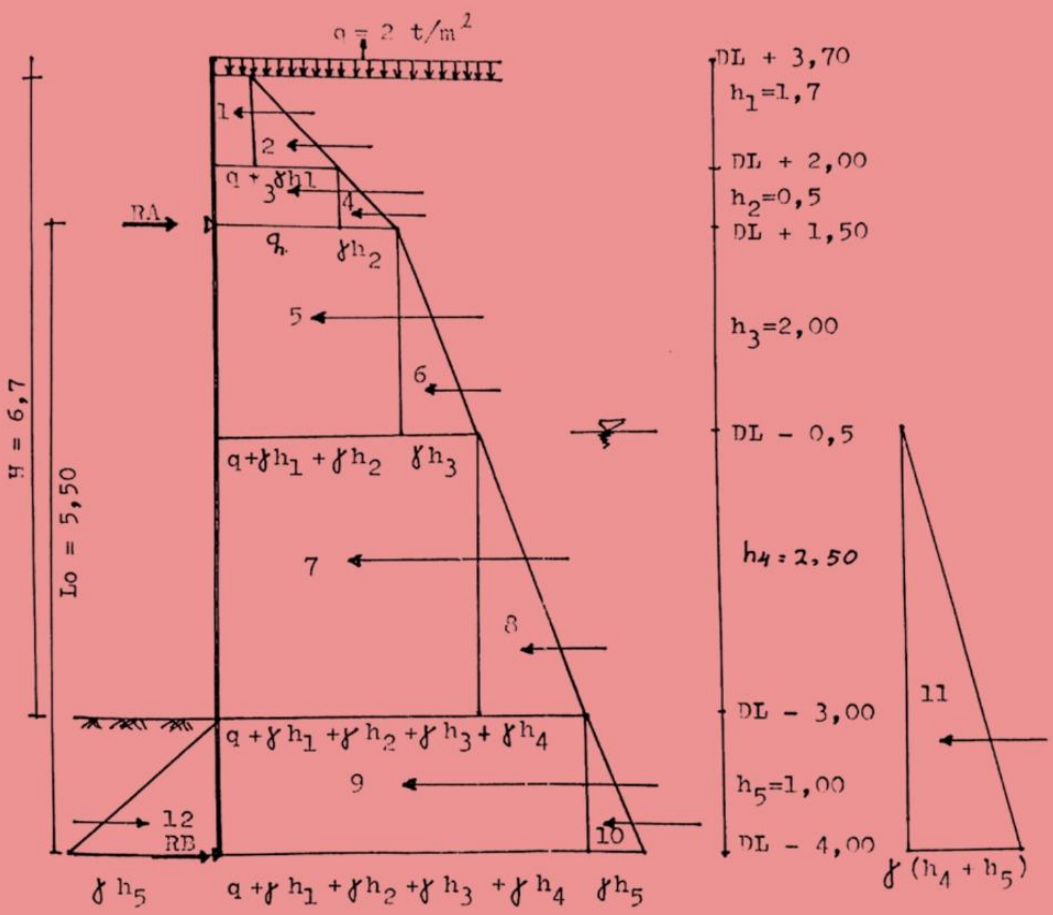
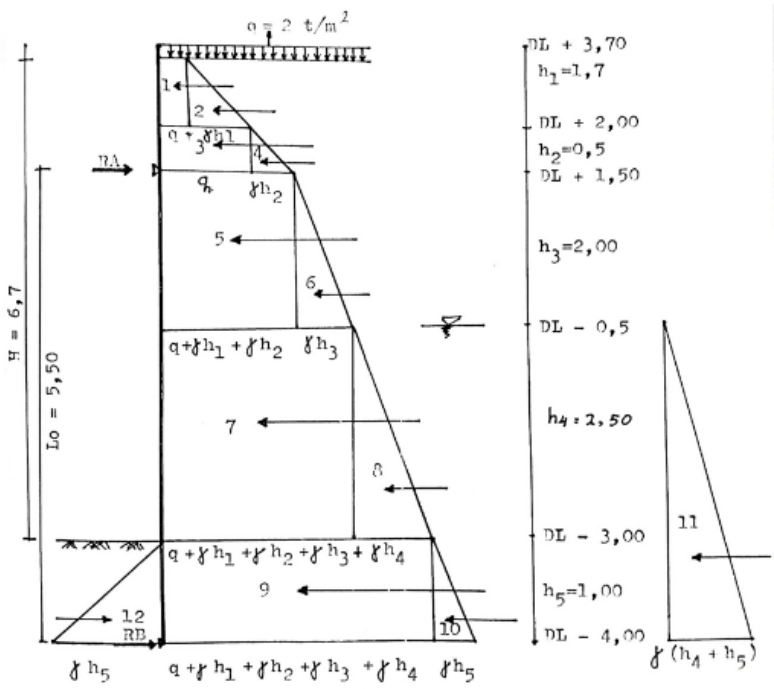
TEKANAN TANAH PADA SHEET PILE DI COFFERDAM

DR IR LIES KURNIAWATI WULANDARI,MT



TEKANAN TANAH PADA *SHEET PILE* DI COFFERDAM

Dr Ir Lies Kurniawati Wulandari,MT



April 2026

ITN Press

Judul : **TEKANAN TANAH PADA *SHEET PILE***

DI COFFERDAM

Penulis: Dr Ir Lies Kurniawati Wulandari,MT
Editor : Aditya Endra Sayekti
Desain : Handoyo Eka Prasetya
Uk. : X + 138hlm (15,5 x 23)
Diterbitkan oleh

ITN Press

Jl. Sigura - Gura No.2, Sumbersari,

Kec. Lowokwaru,

Kota Malang, Jawa Timur

Email: press@itn.ac.id

E-ISBN : 978-634-05-0216-9

Anggota Ikapi
No. 420/ Anggota Luar Biasa/JTI/2024

Cetakan , Tahun 2025

Dicetak oleh : ITN Press

Hak Cipta Dilindungi Undang-Undang Dilarang keras memperbanyak, memfotocopy sebagian Atau seluruh isi buku ini, serta memperjual belikannya Tanpa mendapat izin tertulis dari Penerbit

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa atas limpahan rahmat dan karunia-Nya, sehingga buku yang berjudul **"Tekanan Tanah pada *Sheet Pile* dalam Cofferdam"** ini dapat diselesaikan dengan baik.

Buku ini disusun sebagai salah satu bentuk kontribusi dalam pengembangan ilmu pengetahuan, khususnya di bidang teknik sipil dan geoteknik. Pembahasan dalam buku ini mencakup konsep dasar tekanan tanah, karakteristik dan parameter tanah, serta penerapan tekanan tanah pada struktur *sheet pile* dalam cofferdam. Materi disajikan secara sistematis dengan pendekatan yang lebih aplikatif, sehingga diharapkan dapat memberikan pemahaman yang komprehensif bagi pembaca, baik dari kalangan akademisi, mahasiswa, maupun praktisi.

Akhir kata, penulis berharap semoga buku ini dapat memberikan manfaat dan menjadi referensi yang berguna dalam pengembangan ilmu pengetahuan dan praktik konstruksi, khususnya yang berkaitan dengan tekanan tanah dan penggunaan cofferdam.

Malang, April 2026

Lies Kurniawati Wulandari

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR iii
DAFTAR ISI v
DAFTAR TABEL vii
DAFTAR GAMBAR viii
BAB I PERAN COVERDAM 1
1.1 Peran Coverdam 1
1.2. Gambaran Umum Cofferdam 4
BAB II COFFERDAM DAN *SHEET PILES* 9
2.1 Cofferdam 9
2.2 Komponen Cofferdam 31
2.3 *Sheet Pile* 41
BAB III SIFAT DAN PARAMETER TANAH 53
3.1 *Boring Test* dan Standard Penetration Test 53
3.2 Parameter sifat tanah 57
3.3 Analisis tanah 62
3.4 Desain Struktur Kontruksi 73
BAB IV TEKANAN TANAH 81
4.1 Tekanan Tanah Lateral 81
4.2 Tekanan Tanah Aktif 86
4.3 Tekanan Tanah Pasif 91
4.4 Tekanan Tanah Diam 96
BAB V TEKANAN TANAH AKTIF DAN PASIF PADA COFFERDAM 99
5.1 Penurunan Tanah Urug 99

5.2 Tanah Lunak DiTurap Cofferdam 101
5.3 Perencanaan Turap Cofferdam.....102
5.4 Mengurangi Beban Tanah Aktif 104
5.4 Mengurangi / Memompa Air di dalam Cofferdam 105
5.5 Memasang Pelindung Tible Terhadap Kemungkinan Penurunan.....107
5.6 Desain awal air tanah ada pada DL -0,50109
5.7 Keadaan air tanah ada pada DL + 1,50..113
5.8 Kapasitas Kerja *Back-hoe*.....126
DAFTAR PUSTAKA.....137
GLOSARIUM.....139
BIODATA PENULIS.....145

DAFTAR TABEL

TABEL 1. 1 TIBLE (KABEL JANGKAR) 7
TEBLE 2. 1 KOEFISIEN GESER.....30
TABEL 2. 2 BATAS MAKSIMUM DEFORMASI LATERAL DINDING 40
TABEL 3. 2HUBUNGAN NILAI N-SPT DAN KONSOSTENSI TANAH 56
TABEL 3. 3 KORELASI ANTARA N-SPT DENGAN SUDUT GESER DALAM.....58
TABEL 3. 4 KORELASI ANTARA MODULUS ELASTISITAS DENGAN N-SPT 59
TABEL 3. 5 NILAI *POISSON RATIO* BERDASARKAN JENIS TANAH 60
TABEL 3. 6 KORELASI ANTARA JENIS TANAH DENGAN BERAT ISI TANA 62
TABEL 5. 1 TEKANAN TANAH AKTIF 110
TABEL 5. 2 KEKUATAN REAKSI 111
TABEL 5. 3 TEKANAN TANAH AKTIF 113
TABEL 5. 4 KEKUATAN REAKSI 114
TABEL 5. 5 TEKANAN TANAH AKTIF 120
TABEL 5. 6 KEKUATAN REAKSI 120
TABEL 5. 7 ASUMSI ALTERNATIF.....122
TABEL 5. 8 TEKANAN TANAH AKTIF 123
TABEL 5. 9 KEKUATAN REAKSI 124
TABEL 5. 10 MEMOMPA AIR TANAH PADA DL 2,3 M ...135

DAFTAR GAMBAR

GAMBAR 1. 1 *EPOCH-MAKING NEW TIPE TIE-ROD* 8
GAMBAR 2. 1 TIPE *COFFERDAM* CELLULER..... 13
GAMBAR 2. 2 SKEMA COFFERDAM YANG TIPIS 14
GAMBAR 2. 3TEKANAN HIDROSTATIS PADA KEDALAMAN H. 14
GAMBAR 2. 4 JENIS TEKANAN TANAH BERDASARKAN ARAH PERGERAKAN DINDING. 16
GAMBAR 2. 5 TEKANAN TANAH AKTIF 18
GAMBAR 2. 6 LINGKARAN MOHR TEKANAN AKTIF 19
GAMBAR 2. 7 TOTAL TEKANAN TANAH YANG BEKERJA DIRUMUSKAN MENGIKUTI..... 20
GAMBAR 2. 8 CONTOH DINDING PENAHAN TANAH DENGAN PERMUKAAN ATAS YANG MENINGKAT ELEVASINYA..... 22
GAMBAR 2. 9 TEKANAN TANAH PASIF)..... 23
GAMBAR 2. 10 LINGKARAN MOHR TEKANAN PASIF ... 23
GAMBAR 2. 11 RESULTAN TEKANAN TANAH PASIF 25
GAMBAR 2. 12 TOTAL TEKANAN TANAH 26
GAMBAR 2. 13 ARUS MENGALIR DI SEPANJANG TUMPUKAN LEMBAR 27
GAMBAR 2. 14 TATA LETAK COFFERDAM TIPIS DI DUKUNG INTERNALLY SUPPORT DENGAN SISI LURUS)..... 32
GAMBAR 2. 15 INTERNAL SUPPORT UNTUK COFFERDAM DENGAN SISI LURUS 33
GAMBAR 2. 16 COFFERDAM KHAS TANPA SEGEL ATAU TUMPUKAN 34
GAMBAR 2. 17 TRADISIONAL *SHEET PILE* PIPIH DAN TIPE DARI *INTERLOCK*S..... 36
GAMBAR 2. 18 COFFERDAM CONSTRUCTION SEQUENCE ... 37
GAMBAR 2. 19 COFFERDAM SEKUEN KONSTRUKSI..... 38
GAMBAR 2. 20 URUTAN KONSTRUKSI COFFERDAM..... 39
GAMBAR 2. 21 DINDING KANTILEVER SAAT KONSTRUKSI .. 44
GAMBAR 2. 22 *SHEET PILE* ANGKUR TIE ROD AND DEAD MAN 45
GAMBAR 2. 23 *SHEET PILE* ANGKUR TIE ROD AND ANCHOR WALL 46
GAMBAR 2. 24 *SHEET PILE* ANGKUR TIEBACKS WITH GROU46
GAMBAR 2. 25 *SHEET PILE* ANGKUR TIE ROD AND A-FRAME47

GAMBAR 2. 26 *SHEET PILE* ANGKUR STEEL H-PILE TENSION47
GAMBAR 2. 27 *SHEET PILE* ANGKUR STEEL H-PILE 48
GAMBAR 2. 28 FREE EARTH SUPPORT DEFLECTION) 51
GAMBAR 2. 29 DEFLECTION AND MOMENT FROM FREE EARTH SUPPORT METHOD 51
GAMBAR 2. 30 DEFLECTION AND MOMENT FROM *FIXED EARTH SUPPORT* METHOD 52
GAMBAR 3. 1 RANGKAIAN ALAT MESIN BOR ROTARI 54
GAMBAR 3. 2 ALAT PENETRASI DENGAN SPT 56
GAMBAR 3. 3 GRAFIK KORELASI ANTARA N-SPT DENGAN KOHESI 61
GAMBAR 3. 4 IDE DASAR DARI SUATU MODEL ELASTIS PLASTIS-SEMPURNA 66
GAMBAR 3. 5 BIDANG LELEH MOHR-COULOMB DALAM RUANG TEGANGAN UTAMA (C = 0)..... 67
GAMBAR 3. 6 LOKASI TOPAN KETIKA PERHITUNGAN..... 70
GAMBAR 3. 7 (A) LOKASI DAN *PLAN VIEW* DARI PENELITIAN DAN (B) FINITE ELEMENT MESH DARI LITIAN..... 72
GAMBAR 3. 8 TURAP TIPE GRAVITASI 78
GAMBAR 3. 9 TURAP TIPE KANTILEVER(..... 79
GAMBAR 3. 10 TURAP TIPE KONTRAFORT)..... 80
GAMBAR 4. 1 DIAGRAM TEKANAN TANAH AKTIF) 89
GAMBAR 4. 2 DIAGRAM TEKANAN TANAH PASIF 94
GAMBAR 4. 3 TEKANAN TANAH DIAM 98
GAMBAR 5. 1 KABEL JANGKAR PADA COFFERDAM 104
GAMBAR 5. 2 TIMBUNAN TANAH PADA COFFERDAM..... 108
GAMBAR 5. 3 PELINDUNG KABEL JANGKAR PADA COFFERDAM108
GAMBAR 5. 4 PELINDUNG KABEL JANGKAR SECARA DETAIL109
GAMBAR 5. 5 DISTRIBUSI GAYA PADA KABEL JANGKAR ... 116

BAB I PERAN COVERDAM

1.1 Peran Coverdam

Negara Republik Indonesia berbentuk kepulauan dengan daerah yang sangat luas, dimana antara pulau yang satu dengan yang lainnya dihubungkan oleh laut dan selat. Sehingga sangat dirasakan kebutuhan akan adanya angkutan yang efektif, dalam arti aman, murah, lancar, cepat, teratur dan nyaman. Setiap tahap pembangunan sangat memerlukan angkutan yang efisien sebagai salah satu prasyarat guna kelangsungan dan terjaminnya pelaksanaan pembangunan tersebut. Adapun pendukung salah satu angkutan ini adalah sarana angkutan laut.

Faktor ekonomis yang dikehendaki untuk mewujudkan angkutan laut ini dapat dikenal dengan beberapa persyaratan antara lain: univestasi muatan, bentuk kapan yang sesuai dengan jenis muatan yang diangkut, perlengkapan peralatan bongkat muat yang memadai dan sangat diperlukan pengadaan kapal-kapal dalam jumlah yang memadai setra sebagai akibat semakin meningkatnya kebutuhan akan kapal-kapal itu sendiri.karena selama ini pengadaan kapal-kapal yang beroperasi di perairan Indonesia sebagian besar

berasal dari produk luar negeri yang sudah barang tentu akan mengurangi pendapatan devisa negara.

Dalam kaitannya dengan perhubungan laut ini dan disertai dengan kemajuan teknologi industri di Indonesia (khususnya di bidang industri perkapalan), maka pemerintah berusaha untuk memenuhi pengadaan industri perkapalan sendiri yang nantinya akan memproduksi kapal-kapal untuk keperluan dalam negeri maupun kebutuhan luar negeri untuk masa-masa yang akan datang. Industri kapal ini tidak hanya meliputi kapal-kapal niaga saja, akan tetapi nantinya diharapkan dapat memproduksi kapal-kapal perang untuk memperkuat armada angkatan laut Republik Indonesia.

Sehubungan dengan tujuan tersebut di atas dan atas persetujuan pemerintah, maka di Surabaya dibentuk suatu perusahaan yang bergerak di bidang industri perkapalan yang diberi nama PT. Pabrik Kapal Indonesia (PT. PAL Indonesia – Surabaya). Dimana PT. PAL Indonesia diharapkan menjadi tulang punggung industri perkapalan di Indonesia. Saat ini pengembangan PT. PAL terus dilakukan, baik dalam hal penambahan fasilitas kerja, pengadaan mesin, perluasan bangunan-bangunan dan penunjang

lainnya. Hal ini nantinya diharapkan dapat meningkatkan kemampuan kerja PT. PAL.

Masalah Tegangan *Tible* Cofferdam Lebih Tinggi Dari Perhitungan**.** Masalah pada struktur cofferdam sisi utara adalah sebagai berikut:

a. Pada bulan Juli 1988, pihak konsultan pelaksana melakukan *checking* tegangan tible (*cable* jangkar) pada cofferdam, dan didapatkan sejumlah tible mengalami tegangan yang lebih besar dari yang direncanakan (sekitar 25 ton rencana; 33,2 ton *allowable tensile load*, dan 50,4 ton *allowable tensile load* akibat *earth quake*). Beberapa tible di sisi utara tersebut memiliki tegangan tarik di atas 60 ton, mendekati batas elastisitasnya yaitu 75,6 ton.
b. Pengukuran tempat kedudukan dari puncak turap baja di kedua sisi cofferdam sebelah utara menunjukkan pergerakan kepala-kepala turap ke arah selatan, terhitung mulai cofferdam selesai diisi dengan tanah (*backfilled*) pertama kali. Pergerakan tersebut terus berlangsung pada bulan Juli meskipun dengan pertambahan yang lebih kecil.
c. Pihak konsultan pelaksana juga melakukan pengukuran dari kurvature turap arah vertikal (di sisi utara sebelah dalam). Pengukuran kurvature

menunjukkan bahwa turap di beberapa titik agak melengkung dan menggelembung ke dalam.

Hal ini sangat penting karena apabila tegangan *tible* meningkat hingga mencapai batas maksimum, maka secara langsung gaya-gaya *tible* tersebut disampaikan pada *tible* di sebelah kiri dan kanannya. Selain itu, apabila *tible* disekelilingnya juga tidak mampu menahan beban, maka struktur cofferdam tersebut dapat dikatakan gagal (*collapse*).

1.2. Gambaran Umum Cofferdam

Pekerjaan tersebut mempunyai tujuan membangun fasilitas baru dan merehab bangunan-bangunan yang ada. Untuk menunjang produksi, salah satu fasilitas baru yang dibangun PT. PAL Indonesia adalah fasilitas kapal niaga. Lokasi proyek fasilitas kapal niaga 30.000 DWT (*Dead Weight Tonage*) terletak pada ujung barat dari lokasi PT. PAL Indonesia yang sebelah barat berbatasan dengan sungai Kalimas, sebelah utara berbatasan dengan laut, dan sebelah timur berbatasan dengan kanal masuk ke Bandar barat.

Secara prinsip, jenis pekerjaan pada fasilitas ini dibagi menjadi 3 (tiga) kategori:

a. *Civil work*, yang meliputi:

- *Revetment*
- *Unloading quay* (Dermaga bongkar muat)
- *Nort quay* (Dermaga utara)
- *Out fitting quay* (Dermaga perlengkapan)
- *South quay* (Dermaga Selatan)
- *Temporary* cofferdam (Bendungan sementara)
- *Graving dock* (Dermaga/ galangan kapal)

b. *Building work*, yang meliputi pekerjaan-pekerjaan gedung untuk bengkel, kantor, gudang dan tempat-tempat terbuka untuk perakitan.
c. Utilitas, yang meliputi pekerjaan *mechanical* dan *electrical* serta sarana penunjangnya (trench kabel, pondasi, mesin, dan lain-lain).

Salah stau pekerjaan *civil work* di fasilitas kapal niaga 30.000 DWT adalah "*Graving Dock*". Karena lokasi *graving dock* di sebelah timur dan utara berbatasan dengan laut sedangkan pelaksanaannya harus dalam keadaan kering (tipe *graving dock* adalah *Reinforced concrete buttress wall*), maka diperlukan konstruksi pembantu berupa "Cofferdam".

Cofferdam adalah suatu konstruksi sementara yang dibuat untuk mencegah mengalirnya air ke lubang galian, sehingga memungkinkan pekerjaan dilakukan

dalam keadaan bebas dari gangguan air dan dibongkar setelah pembangunan *graving dock* selesai. Pada prinsipnya, konstruksi cofferdam terdiri dari:

1. Dua dinding *sheet pile* untuk menahan tanah.
2. *Gording* yang mempersatukan *sheet pile*.
3. Batang angker yang berfungsi untuk menghubungkan kedua dinding *sheet pile* tersebut (digunakan "tible" atau kabel jangkar).
4. Material pengisi (digunakan pasir laut).

Tible adalah tipe lain dari *tie-rod*, dimana batangnya terdiri dari beberapa baja "*strand*" yang dipilin menjadi satu. Baja atau kabel strand ini mempunyai kekuatan tinggi (tegangan putus = 190 kg/mm2) dan dibungkus dengan *polyethylene* resin untuk perlindungan terhadap karat. Beberapa pertimbangan digunakannya *tible* antara lain sebagai berikut:

Tabel 1. 1 Tible (kabel jangkar)

No.	**Tible (kabel jangkar)**	***Tie – Rod***
1.	Tidak perlu *turn-buckle* (memutar gesper).	Perlu *turn-buckle*.
2.	Lebih tahan terhadap korosi.	Kurang tahan terhadap korosi.
3.	Lebih ringan karena mutu baja lebih tinggi.	Lebih berat.
4.	Panjang tible tidak bisa dirubah di lapangan.	Mengubah panjang *tie-rod* di lapangan relatif mudah.

Ad.1. panjang *tible* bisa disesuaikan / diatur pada *anchor fitting* (jangkar yang sesuai) yang cukup panjang (untuk tipe F 130 T panjang *anchor fitting* nya 2x49 cm).

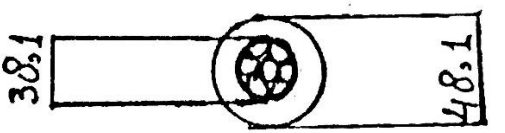
Ad.4. perubahan panjang yang sudah direncanakan bisa diatur dengan menggunakan 2 buah *tible* yang dihubungkan dengan "*coupler*".

Tible berfungsi sebagai angker (batang tarik), dimana kemampuan tariknya sesuai dengan tipe yang dipakai.

Pada konstruksi *temporary* cofferdam direncanakan dengan menggunakan *tible* tipe F 130 T dengan karakteristik sebagai berikut:

- *Composition* 7 x ø 12,7
- *Section area* 691,0 mm2
- *Weight of strand* 5,45 kg/m
- *Weight of tible* 6,54 kg/m
- *Breaking load* 126,0 ton
- *Yield point* 110,4 ton
- *Allowable tensile load at normal time* 33,2 ton
- *Allowable tensile load at earth quake time* 50,4 ton
- *Cross section*

(sumber: *Epoch-Making New Tipe Tie-Rod, Tible, New Structural Engineering, Ltd, Page 3*).



Gambar 1. 1 *Epoch-Making New Tipe Tie-Rod*

Informasi dari produsen *tible* menyatakan masih dalam kondisi elastis dan dapat digunakan lagi bila beban kerja tidak melebihi 75,6 ton.

BAB II COFFERDAM DAN *SHEET PILES*

2.1 Cofferdam

Sebuah cofferdam adalah struktur sementara yang dirancang untuk menjaga air dan / atau tanah keluar dari penggalian di mana dermaga, jembatan atau struktur lainnya dibangun. Ketika konstruksi harus dilakukan di bawah air, sebuah cofferdam dibangun untuk memberikan para pekerja lingkungan kerja yang kering. Tumpukan *sheetpile* akan didorong di sekitar lokasi kerja, segel beton ditempatkan ke bagian bawah untuk mencegah air merembes masuk dari bawah *sheet pile*, dan air dipompa keluar. Kata "cofferdam" berasal dari "*coffer*" yang berarti kotak, dengan kata lain bendungan dalam bentuk kotak.

Cofferdam merupakan selungkup sementara untuk mencegah air dan tanah sehingga memungkinkan pengeringan dan pembangunan fasilitas permanen (struktur) di tempat kering. Sebuah cofferdam melibatkan interaksi antara struktur, tanah, dan air. Beban yang dikenakan termasuk gaya hidrostatik air, serta gaya dinamis akibat arus .

Beban yang dikenakan pada struktur cofferdam oleh peralatan konstruksi dan operasi harus dipertimbangkan, baik selama pemasangan cofferdam dan selama konstruksi struktur itu sendiri. Pelepasan cofferdam harus direncanakan dan dilaksanakan dengan tingkat perawatan yang sama seperti pemasangannya, pada tahap demi tahap. Efek pelepasan pada permanen struktur juga harus dipertimbangkan. Untuk alasan ini, *sheetpile* memanjang di bawah struktur permanen sering terputus dan dibiarkan di tempat, karena pemindahannya dapat merusak tanah pondasi berdekatan dengan struktur.

2.1.1 Jenis Jenis Cofferdam

Cofferdams dapat dibagi dalam tiga jenis utama Tergantung pada tata letak dan metode konstruksi.

a. Diafragma Cells

Dalam konstruksi sel tipe diafragma, sejumlah sel dibentuk dengan menghubungkan serangkaian dinding lurus atau busur lingkaran dalam kasus terakhir bagian melengkung memiliki jari-jari yang sama dengan lebar sel untuk mempertahankan tegangan yang sama dalam sambungan *Sheet Pile*. Bagian melengkung terhubung ke dinding silang

pada sudut 120 derajat. sel-sel dalam kasus ini tidak dapat diisi dan digali secara independen secara berurutan karena tingkat diferensial (selama penggalian dan pengisian) tidak boleh melebihi 1,5 m selama konstruksi untuk menghindari *defleksi* berlebihan *sheet pile* (USACE 1989).

Sel-sel juga tergantung pada sel-sel yang berdekatan setelah bendungan dibangun, dan kegagalan satu sel dapat menyebabkan kegagalan seluruh cofferdam. jenis struktur pekerjaan sementara ini umumnya digunakan untuk ketinggian yang tidak terlalu tinggi dan di mana lebar cofferdam relatif kecil (tinggi terhadap lebar < 1)

b. Circular Cells

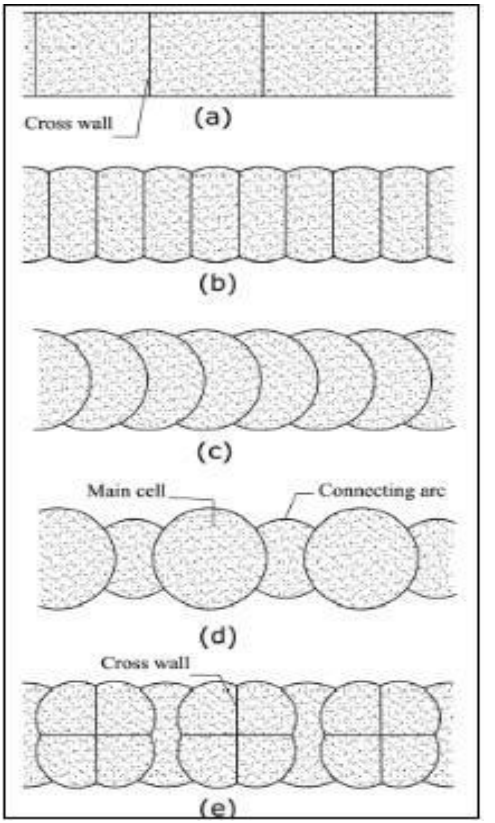
Circular Cofferdam Terdiri dari sejumlah setengah lingkaran atau Sel Circular Lengkap dihubungkan oleh bagian melengkung seperti yang ditunjukkan pada Bagian melengkung terhubung pada sudut antara 30 hingga 45 derajat ke sumbu cofferdam dalam kasus sel-sel yang benar-benar melingkar. sel-sel dapat dibangun, digali dan diisi secara independen, suatu sel bekerja secara independen dan kegagalan satu sel tidak akan mempengaruhi sel yang berdekatan. jenis konstruksi ini sering digunakan untuk lebar

sedang dan tinggi yang dipertahankan cofferdam (tinggi terhadap lebar rasio antara 1 dan 1,5)

c. Cloverleaf cells

Dalam tipe konfigurasi ini, setiap sel dibagi dalam empat kompartemen menggunakan dua bagian dinding lurus yang dihubungkan oleh empat dinding melengkung yang memotong diafragma pusat pada sudut 120 derajat Sel dihubungkan satu sama lain menggunakan busur membuat sudut 30 sampai 40 derajat dengan sumbu longitudinal dari cofferdam.

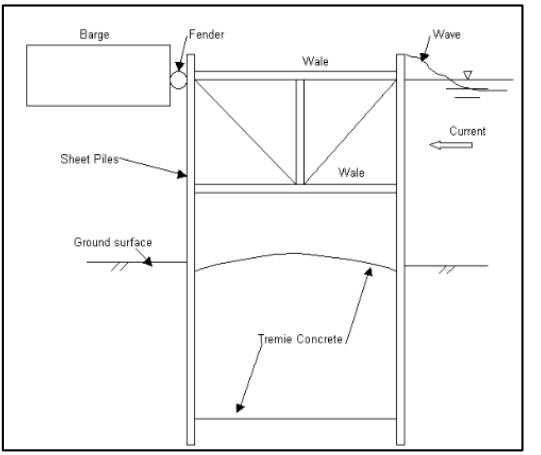
Tingkat diferensial antara sel yang berdekatan selama konstruksi terbatas kira-kira 1,5 m antara kompartemen dalam sel, tetapi sel dapat dibangun secara independen. Juga, sel-sel bereaksi secara independen dan kegagalan satu sel tidak akan mempengaruhi sel-sel lain, maka jenis konstruksi ini memiliki tegangan pengunci yang lebih rendah dibandingkan



Gambar 2. 1 Tipe cofferdam celluler (Iqbal, 2009)

2.1.2 Jenis-Jenis Beban Yang Diterapkan

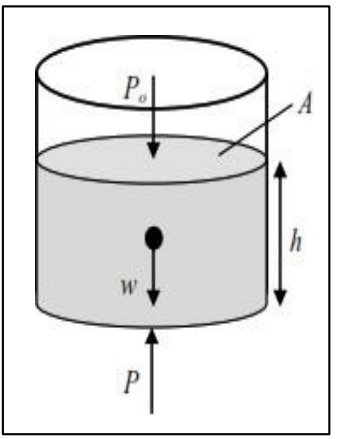
Sebuah cofferdam akan mengalami beberapa kondisi pembebanan saat sedang dibangun dan selama berbagai tahap konstruksi. Beban yang signifikan adalah tekanan hidrostatik, beban lateral tanah, gaya seret, menunjukkan skema cofferdam.



Gambar 2. 2 Skema Cofferdam yang tipis (Nemati, 2007)

a. Tekanan Hidrostatis

sebuah tabung berisi zat cair setinggi *h* yang massa jenisnya *ρ* dan luas penampang tabung *A* maka seluruh zat cair tersebut akan menekan bidang alas tabung. Dasar tabung mendapat gaya yang besarnya sama dengan berat zat cair di atas dasar tabung



Gambar 2. 3Tekanan Hidrostatis pada kedalaman h.

Persamaan tekanan hidrostatis sebagaiberikut

$$F = W = mg = \rho Vg = \rho g(Ah)($$

Dengan :

$$m = pV$$

$$V = Ah$$

Tekanan oleh zat cair disebut tekanan hidrostais (P_h)

$$P_h = \frac{F}{A} = \frac{pg(Ah)}{A} = pgh$$

Dengan

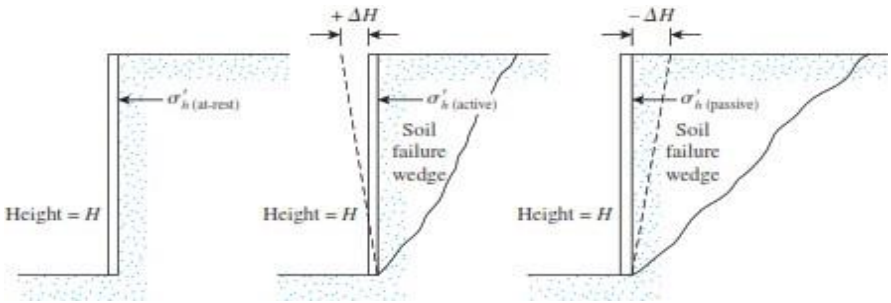
P_h = Tekanan Hidrostatis (N/m^2)
ρ = massa jenis zat cair (kg/m^3)
g = Percepatan gravitasi (N/s^2)
h = kedalaman zat cair pada titik pengamatan dari permukaan (m)

Tekanan hidrostatis pada suatu titik di dalam zat cair ditentukan oleh kedalaman zat cair yang diukur dari permukaan dan tidak bergantung pada luas serta bentuk penampang.

b. Tekanan Tanah Lateral

Tekanan lateral tanah adalah tekanan oleh tanah pada bidang horizontal. Contoh aplikasi teori tekanan lateral adalah untuk desain-desain seperti dinding penahan tanah, dinding basement, terowongan, dll. Tekanan lateral tanah dapat dibagi menjadi 3 kategori, sebagai berikut

- Jika dinding tidak bergerak K menjadi koefisien tekanan tanah diam (K0)
- Jika dinding bergerak menekan ke arah tanah hingga runtuh, koefisien K mencapai nilai maksimum yang dinamakan tekanan tanah pasif (Kp)
- Jika dinding menjauhi tanah, hingga terjadi keruntuhan, nilai K mencapai minimum yang dinamakan tekanan tanah aktif (Ka) Gambar berikut ini mendeskripsikan tentang arah pergerakan dinding menurut tekanan lateral yang bekerja



Gambar 2. 4 Jenis Tekanan Tanah Berdasarkan Arah Pergerakan Dinding. (Braja.M.Das)

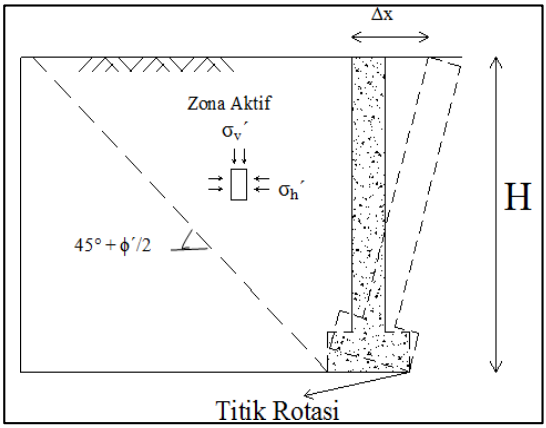
Beberapa teori tentang tekanan tanah aktif dan pasif, serta tekanan tanah diam adalah teori Rankine dan Coulomb. Pada bab ini hanya akan dibahas teori Rankine. Adapun penjelasan mengenai teori Rankine tersebut adalah sebagai berikut

- Tidak ada adhesi atau friksi antara dinding dengan tanah (friksi sangat kecil sehingga diabaikan).
- Tekanan lateral terbatas hanya untuk dinding vertikal 90°.
- Kelongsoran (pada urugan) terjadi sebagai akibat dari 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 pararel terhadap permukaan urugan.

Teori tentang tekanan adalah sebagai berikut

1. Tekanan Tanah Aktif (Ka) Menurut Rankine

Disebut tekanan tanah aktif jika tekanan yang bekerja mengakibatkan dinding menjauhi tanah yang ditahan,.

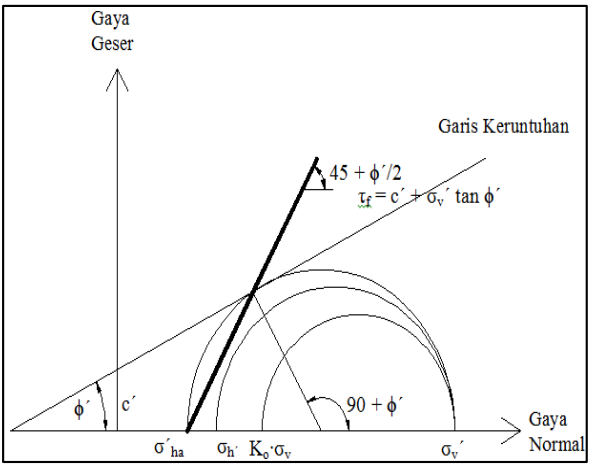


Gambar 2. 5 Tekanan Tanah Aktif (Rankine (1857))

Keruntuhan tanah mengikuti prinsip lingkaran mohr (Mohr-Coulomb). Jika pergerkan dinding membuat Δx semakin besar, maka pada akhirnya, lingkaran Mohr akan menyentuh garis keruntuhan (Menurut Rankine, sudut keruntuhan adalah sebesar $45 + \frac{\acute{\emptyset}}{2}$), sehingga keruntuhan akan terjadi mengikuti persamaan sebagi berikut

$$tf = \acute{C} + \sigma \acute{V} \tan \acute{\emptyset}$$

Dimana
tf : tahan geser
$\sigma \acute{V}$ Tekanan efektif tanah
Ć : Kohesi tanah
$\acute{\emptyset}$: Sudut geser tanah



Gambar 2. 6 Lingkaran Mohr tekanan Aktif (Rankine, 1857

Besar gaya-gaya yang bekerja mengikuti persamaan sebagai berikut:

σ v´ = σ ´1

σ h´ = σ ´3

σ_1' = σ_3' $\tan^2(45 + \frac{\emptyset}{2})$') + 2c' $\tan(45 + \frac{\emptyset}{2})$

σ_3' = σ_1' $\tan^2(45 + \frac{\emptyset}{2})$') + 2c' $\tan(45 + \frac{\emptyset}{2})$

Dimana

σ'_h = Tekanan Lateral Tanah

σ'_v = Tekanan efektif tanah

c'= kohesi Tanah

ϕ' = Sudut geser Tanah

K_a = Koefisien tekanan tanah aktif,

$K_a = \tan^2 (45 - \frac{\emptyset}{2})$

Karena $K_a = \tan^2(45 - \frac{\emptyset}{2})$, maka besar tekanan saat terjadinya keruntuhan menggunakan persamaan yang dikenal dengan nama Bell's Equation yakni

$$\sigma'_{ha} = \sigma'_y . ka - 2c'\sqrt{ka}$$

Diamana

σ'_{ha} = tekanan lateral aktif

σ'_v = tekanan efektif tanah

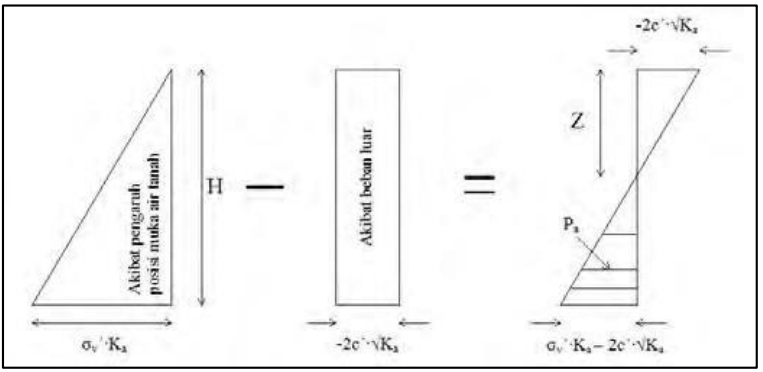
c'= kohesi Tanah

ϕ' = Sudut geser Tanah

K_a = Koefisien tekanan tanah aktif,

$K_a = \tan^2(45 - \frac{\emptyset}{2})$

Resultan tekanan aktif akibat beban luar dan pengaruh air dapat dideskripsikan



Gambar 2. 7 Total tekanan tanah yang bekerja dirumuskan mengikuti: (Rankine, 1857)

$$Pa = 0{,}5\gamma' \cdot H \cdot Ka - 2c' \cdot \sqrt{K_a}$$

Dimana :

Pa : total tekanan tanah aktif

σ'_v: tekanan efektif tanah

c´ : kohesi tanah

H : tinggi dinding penahan tanah

Ka : Koefisien tekanan tanah aktif

$K_a = \tan^2(45 - \frac{\emptyset}{2})$

Jika permukaan tanah yang ditahan, maka permukaan atas elevasinya meningkat maka rumus mencari Ka adalah sebagai berikut

$$K_a = \cos a \frac{\cos a - \sqrt{cos^2 a - cos^2 \acute{\emptyset}}}{cosa + \sqrt{cos^2 a - cos^2 \acute{\emptyset}}}$$

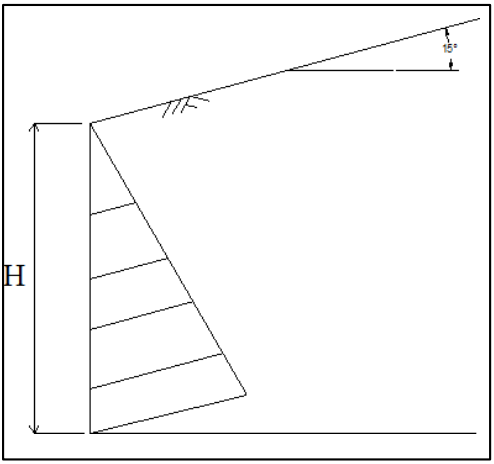
dimana :

ϕ' : Sudut geser tanah

a: elevasi tanah dipermukaan atas dinding

K_a = Koefisien tekanan tanah pasif

$Ka = \tan^2(45 - \frac{\emptyset}{2})$



Gambar 2. 8 Contoh dinding penahan tanah dengan permukaan atas yang meningkat elevasinya (Rankine, 1857)

Total tekanan tanah yang bekerja dirumuskan mengikuti sebagi berikut.

$$Pp = 0{,}5\gamma \cdot H^2 \cdot Ka$$

Dimana :

Pa : total tekanan tanah pasif

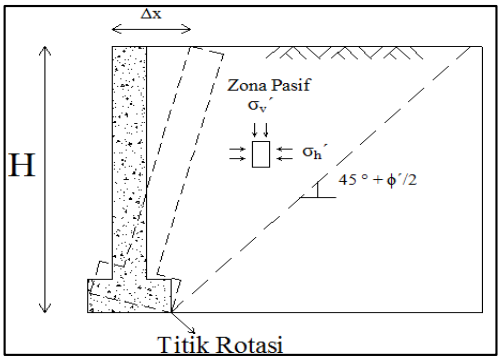
a : sudut elevasi tanah di permukaan atas dinding

K_p = Koefisien tekanan tanah pasif

$K_p = \tan^2 (45 - \frac{\emptyset}{2})$

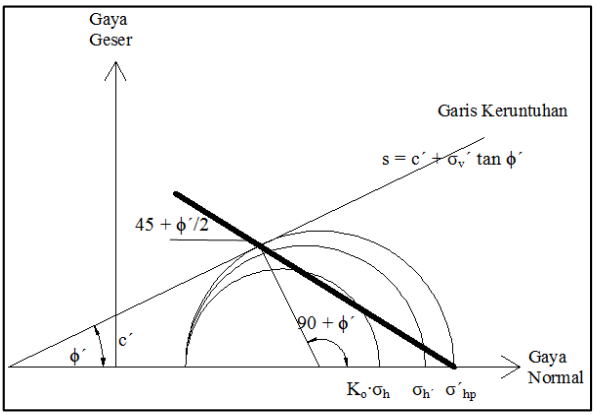
2. Tekanan Tanah pasif (Kp) Menurut Rankine

Disebut tekanan tanah pasifjika tekanan yang berkerja mengakibatkan dinding mendekati tanah yang ditahan



Gambar 2. 9 tekanan tanah pasif (rankine,1857)

Keruntuhan tanah mengikuti prinsip lingkaran Mohr (Mohr-Coulomb). Jika pergerakan dinding membuat Δx semakin besar, maka pada akhirnya, lingkaran Mohr akan menyentuh garis keruntuhan



Gambar 2. 10 Lingkaran Mohr Tekanan pasif (Rankine 1857)

Besar gaya-gaya pada gambar diatas adalah sebagai berikut:

σ v´ = σ ´1

σ h´ = σ ´3

σ_1' = σ_3' $\tan^2(45 + \frac{\emptyset}{2})$') + 2c' $\tan(45 + \frac{\emptyset}{2})$

Dimana

σ'h: tekanan lateral tanah

σ'v: tekanan efektif tanah

c´: kohesi tanah

ϕ´ : sudut geser tanah

Kp : koefisien tekanan tanah aktif

$K_p = \tan^2 (45 - \frac{\emptyset}{2})$

Karena $K_p = \tan^2 (45 - \frac{\emptyset}{2})$, maka besar tekanan lateral saat terjadi keruntuhan menggikuti perasmaan sebagai berikut

$\sigma'_{ha} = \sigma'_v \cdot K_p - 2c' \sqrt{K_p}$

Dimana

σ'_{ha} = tekanan lateral aktif

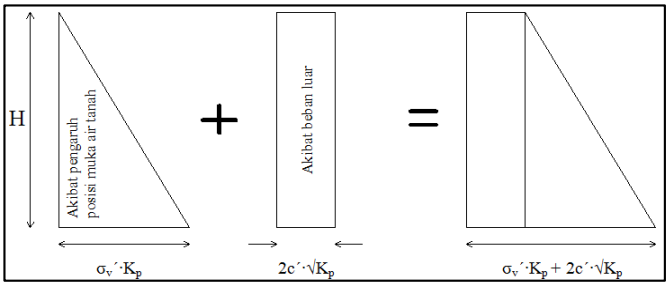
σ'_v = tekanan efektif tanah

c'= kohesi Tanah

ϕ' = Sudut geser Tanah

K_p = Koefisien tekanan tanah pasif, $K_p = \tan^2(45 - \frac{\emptyset}{2})$

Resultan tekanan pasif akibat beban luar dan pengaruh air dapat dideskripsikan



Gambar 2. 11 resultan tekanan tanah pasif (rankine,1857)

Total tekanan tanah yang bekerja dirumuskan sebagai berikut

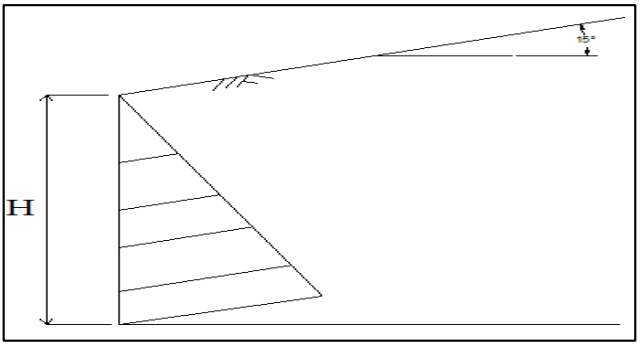
Pp = 0,5γ·H·Ka + 2c·vKa

Jika permukaan tanah yang ditahan, maka permukaan atas elevasinya meningkat, seperti ditunjukan rumus mencari Kp adalah sebagai berikut

$$K_a = \cos a \frac{\cos a - \sqrt{cos^2 a - cos^2 \acute{\emptyset}}}{cosa + \sqrt{cos^2 a - cos^2 \acute{\emptyset}}}$$

Dimana

ϕ' : Sudut geser tanah
a : elevasi tanah dipermukaan atas dinding
K_p = Koefisien tekanan tanah pasif
$K_p = \tan^2(45 - \frac{\emptyset}{2})$



Gambar 2. 12 total tekanan tanah(Rankine,1857)

$$Pp = 0{,}5\gamma \cdot H^2 \cdot Kp$$

Dimana

Pa : total tekanan tanah pasif

a : sudut elevasi tanah di permukaan atas dinding

K_p = Koefisien tekanan tanah pasif

$K_p = \tan^2(45 - \frac{\emptyset}{2})$

3. Tekanan tanag diam (K0)

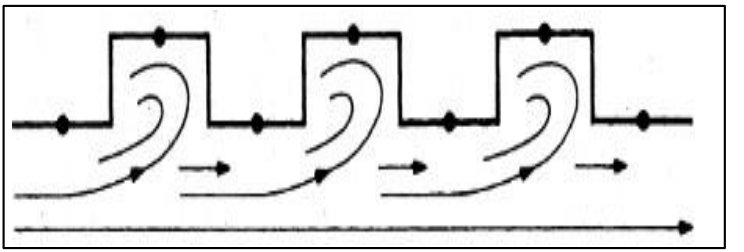
Untuk tanah berbutir, koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam dapat diwakili oleh hubungan empiris yang diperkenalkan oleh Jaky (1944).

$$K0 = 1 - \sin \emptyset$$

c. Gaya arus pada struktur

Cofferdam yang tipis, tidak hanya terdiri dari gaya yang bekerja pada proyeksi normal tetapi juga pada

gaya seret yang bekerja di sepanjang sisi. Dengan *sheet pile* datar, yang terakhir mungkin relatif kecil, sedangkan dengan Z-Piles mungkin substansial, karena akan membentuk pusaran di belakang setiap lekukan profil



Gambar 2. 13 Arus mengalir di sepanjang tumpukan lembar (Nemati, 2007)

Parameter saat ini yang akan digunakan dalam desain fasilitas pelabuhan adalah kecepatandan arahnya. Kondisi terparah harus ditetapkan, berdasarkan pengukuran lapangan di lokasi pemasangan fasilitas yang dipermasalahkan atau estimasi numerik. Untuk gaya saat ini, pertimbangan harus diberikan pada gaya geser yang tergantung pada jenis fasilitas yang dimaksud dan bentuk struktural. Untuk struktur yang terletak di tempat dengan arus kuat seperti arus pasang surut atau aliran sungai, diperlukan penyelidikan pada kecepatan terbesar dari arah paling kritis. Ketika gelombang aktif bersamaan dengan arus, perlu untuk menggunakan arus

kecepatan dan arah dalam keadaan koeksistensi. Jenis arus di wilayah laut meliputi arus laut, yang dijelaskan di bawah ini, bersama dengan arus kepadatan disebabkan oleh perbedaan kepadatan karena salinitas atau suhu air. Selain itu, di daerah pesisir, ada arus *longshore* dan arus *rip* yang disebabkan oleh gelombang, arus Dekat Pantai dizona berselancar, ada arus khusus yang disebut arus dekat pantai yang disebabkan oleh gelombang

Arus dekat pantai diinduksi dalam zona selancar, maka mengangkut sedimen tersuspensi dan menyebabkan topografi pergantian pantai. Akibatnya, pemahaman tentang pola arus dekat pantai mengarah ke yang lebih dalam persepsi perubahan topografi.

Ini harus menjadi standar untuk menghitung gaya seret dan angkat yang disebabkan oleh arus yang bekerja pada anggota atau struktur yang terendam atau dekat permukaan air menggunakan persamaan berikut:

(1) Gaya seret

$$F_D = \frac{1}{2} C_D P_0 A U^2$$

Dimana

FD : Gaya tarik yang bekerja pada objek ke arah arus (kN)
CD : Koefisien seret

ρ_0 : Kepadatan air (t / m^3)
A : area objek yang diproyeksikan ke arah arus m^2
U : kecepatan aliran (m / s)

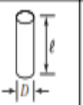
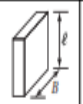
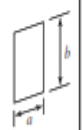
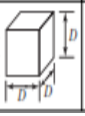
Gaya fluida akibat arus yang bekerja pada bagian struktur yang didukung tiang seperti dermaga, pipa saluran, atau unit *armor* sebanding dengan kuadrat dari kecepatan aliran. Ini dapat dibagi menjadi gaya tarik *acting* dalam arah arus dan gaya angkat yang bekerja dalam arah yang tegak lurus terhadap objek yang terendam karena arus dinyatakan sebagai jumlah dari resistansi permukaan karena gesekan dan bentuk seret karena perbedaan tekanan di sekitar objek.

Koefisien seret bervariasi sesuai dengan bentuk objek, kekasaran, arah arus, dan bilangan Reynolds, dan dengan demikian nilainya sesuai dengan kondisi yang dimaksud harus digunakan. Ketika bilangan Reynolds lebih besar dari 10 , nilai-nilai dapat digunakan sebagai nilai standar untuk koefisien seret.

Pada silinder bundar atau bola dengan permukaan yang halus, terjadi fenomena di mana nilai koefisien seret turun tiba-tiba ketika bilangan Reynolds 10, 3, 5. Namun, untuk silinder bundar dengan permukaan kasar, penurunan koefisien seret ini tidak terlalu besar, dan koefisien seret mengendap ke nilai konstan yang

tergantung pada kekasaran relatif. Nilai koefisien seret untuk bentuk prisma atau bagian berbentuk L diorientasikan secara relative terhadap saat ini. Data untuk kubus telah diperoleh dari percobaan kekuatan gelombang yang dilakukan oleh Hamada, Mitsuyasu dan Hase

Teble 2. 1 Koefisien Geser

Shape	Projected area	Drag coefficient
Circular cylinder (rough surface) 	$D\ell$	$1.0(\ell > D)$
Rectangular prism 	$B\ell$	$2.0(\ell > B)$
Circular disc 	$\frac{\pi}{4}D^2$	1.2
Flat plate 	$a\,b$	$a/b=1 \rightarrow 1.12$ $a/b=2 \rightarrow 1.15$ $a/b=4 \rightarrow 1.19$ $a/b=10 \rightarrow 1.29$ $a/b=18 \rightarrow 1.40$ $a/b=\infty \rightarrow 2.01$
Sphere 	$\frac{\pi}{4}D^2$	0.5~0.2
Cube 	D^2	1.3~1.6

Kekuatan yang bekerja pada penanggulangan bagian yang terendam pada pembukaan pemecah gelombang perlindungan tsunami, Iwasaki et al. telah

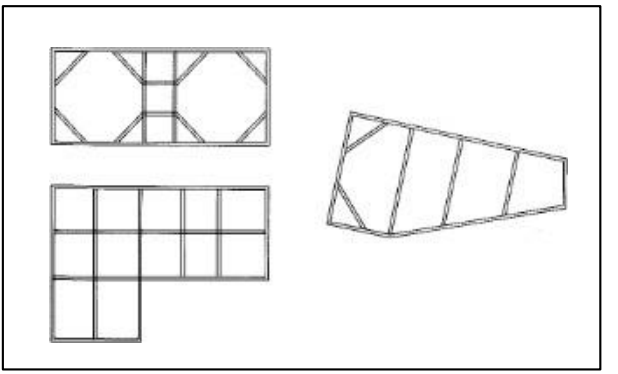
mengukur tekanan pada koping karena arus. Mereka memperoleh nilai 0,94 untuk koefisien seret dan 0,48 untuk koefisien gaya angkat. Tanimoto et al. telah melakukan pengukuran serupa, memperoleh nilai 1,0 hingga 1,5 untuk koefisien seret dan 0,5 hingga 0,8 untuk koefisien gaya angkat. Mereka juga punya menunjukkan, bahwa ketika kecepatan aliran dalam breakwater besar, keberadaan air gradien permukaan menyebabkan nilai koefisien meningkat

2.2 Komponen Cofferdam

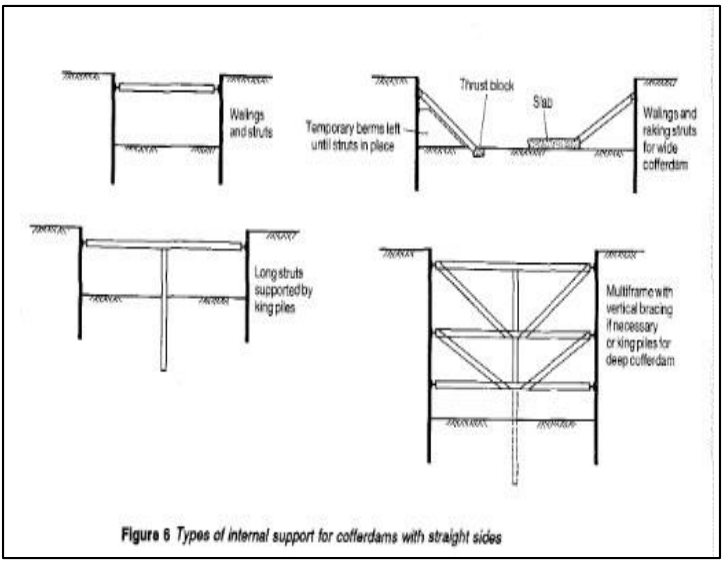
Cofferdam adalah produk konstruksi yang diproduksi denganpenyambungan mekanis "*Interlock*" di kedua ujung bagian. Koneksi mekanis ini saling terkait satu sama lain untuk membentuk dinding terpal yang terus menerus. Aplikasi *sheet pile* biasanya dirancang untuk membuat penghalang yang kaku untuk tanah dan air, sambil menahan tekanan lateral dari kekuatan lentur tersebut. Bentuk atau geometri suatu bagian cocok dengan struktur kekuatan. Selain itu, tanah di mana bagian didorong memiliki banyak property mekanis yang dapat mempengaruhi kinerja.

2.2.1 *Bracing Frame*

Pengaturan dan lokasi lateral ke *sheet pile* adalah faktor yang paling penting ketika merancang cofferdarn. Sementara integritas struktural harus menjadi prioritas pertama, tata ruang support harus kompatibel dengan konstruksi pekerjaan permanen dan menyebabkan penghambatan paling sedikit pada penggalian dan akses material. Ketinggian dari *internal support/ bracing fram* harus diatur agar pengecoran dapat diselesaikan sebelum melepas *frame* yang diperlukan. Susunan layout *frame* harus menciptakan ruang yang jelas antara rangka sebanyak mungkin tanpa jalan lain untuk ukuran rangka yang terlalu besa



Gambar 2. 14 Tata letak cofferdam tipis di dukung internally support dengan sisi lurus (B.P Williams,1993)



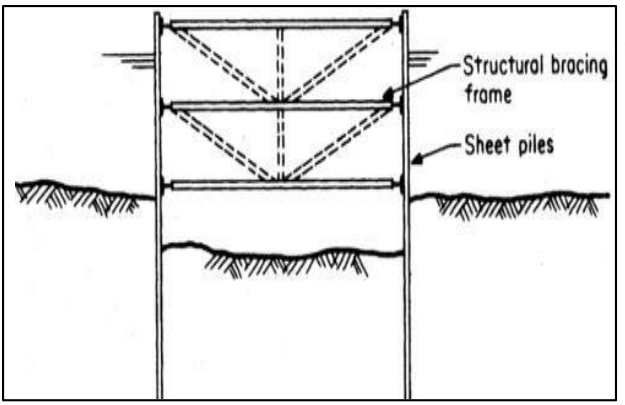
Gambar 2. 15 Internal support untuk cofferdam dengan sisi lurus (B.P Williams,1993)

Rangka harus dirinci sehingga panjang potongan individual dari frame yang lebih rendah dapat dipasang dan dimasukan melalui frame dibagian atasnya atas yang sebelumnya didirikan. Atau, bingkai lengkap dapat dirakit di bagian atas dan diturunkan saat pekerjaan berlangsung. Ini sangat berguna jika bingkai harus dipasang di bawah air

2.2.2 Segel Beton

Cofferdam yang tipis, seperti dermaga jembatan, terdiri dari *sheet pile* yang dipasang di sekitar bracing bingkai dan didorong ke tanah cukup jauh untuk memberikan dukungan *vertikal* dan lateral dan

memotong aliran tanah dan dalam beberapa kasus aliran air



Gambar 2. 16 Cofferdam khas tanpa segel atau tumpukan (Nemati, 2007)

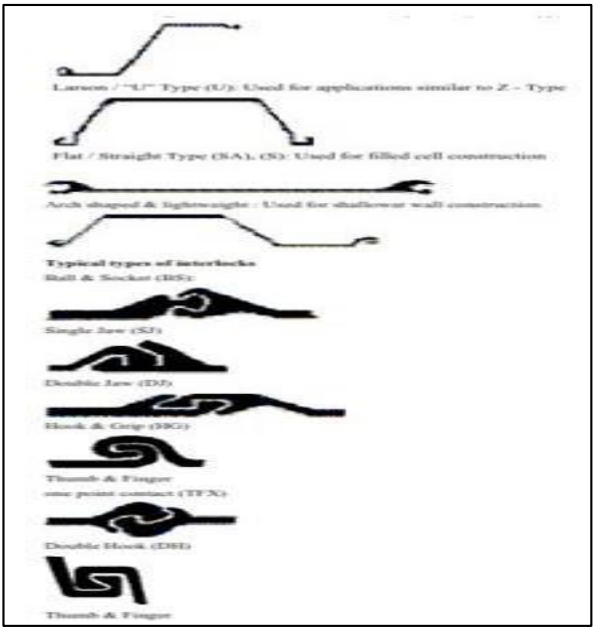
Struktur di dalamnya dapat didirikan langsung di atas batu atau tanah yang keras atau mungkin memerlukan tiang fondasi. Dalam kasus terakhir, ini umumnya meluas jauh di bawah cofferdam. Penggalian di dalam biasanya dilakukan menggunakan *clam shell* buckets. Untuk mengeringkannya cofferdam, bagian bawah harus stabil dan mampu menahan peningkatan hidrostatik. Penempatan suatu *concrete seal* di bawah laut adalah metode tercepat dan paling umum.

segel beton di bawah laut kemudian dapat ditempatkan sebelum pengeringan untuk menyegel

air, menahan tekanannya, dan juga bertindak sebagai lempengan untuk menahan ke dalam pergerakan *sheet piles* untuk memobilisasi resistensi ke gaya angkat di bawah tekanan hidrostatik

2.2.3 Bentuk *Sheet Piles* Tradisional

Tipe-Z (Z): Digunakan untuk konstruksi antara dinding dalam, bagian Z dianggap salah satu tumpukan paling efisien yang tersedia saat ini. Z - Piles umumnya digunakan untuk kantilever dan sistem penahan terikat-kembali. Aplikasi tambahan juga termasuk jembatan bantalan beban penyangga menunjukkan bentuk tumpukan lembar tradisional dan jenis *interlock* khusus



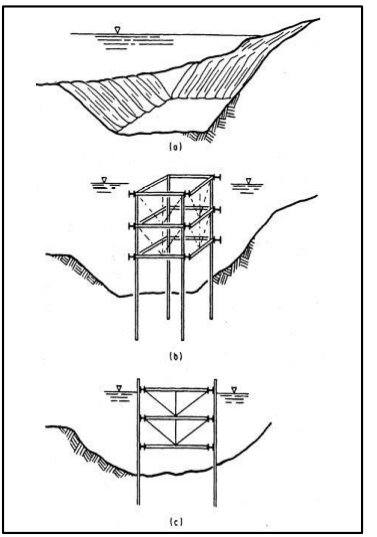
Gambar 2. 17 Tradisional *Sheet Pile* pipih dan tipe dari *interlock*s(Nemati, 2007)

2.2.4 Tahapan Cofferdam

Untuk cofferdam yang tipis, seperti untuk dermaga jembatan, prosedur konstruksi mengikuti pola sebagai berikut.

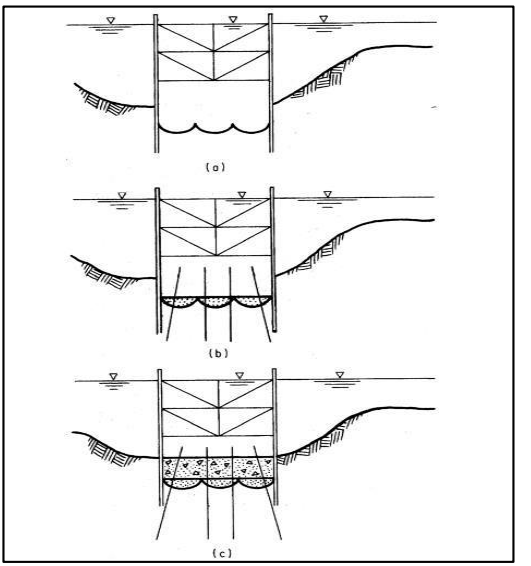
1. Pra-pengerukan untuk menghilangkan tanah atau sedimen lunak dan meratakan area cofferdam
2. memindahakan internal support seperti pada
3. Tegakkan sementara rangka menguatkan pada tiang penyangga .
4. Atur tumpukan lempengan baja, mulai dari keempat sudut dan bertemu di tengah setiap sisi
5. Dorong tumpukan pile ke grade Blok antara

bracing bingkai dan *sheet pile*, dan memberikan ikatan untuk *sheet pile* di bagian atas diperlukan



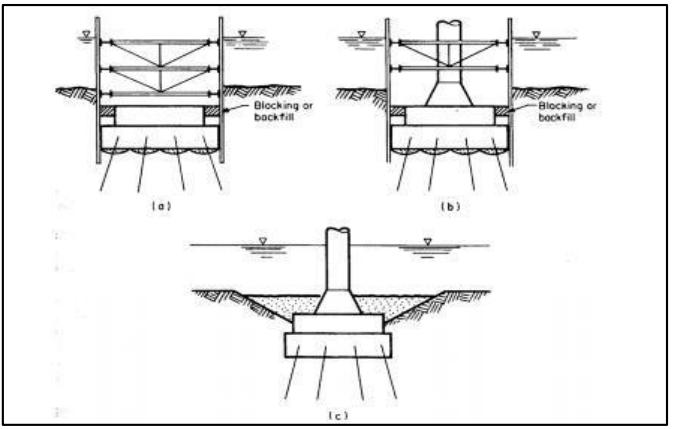
Gambar 2. 18 Cofferdam construction sequence(Nemati, 2007)

6. Menggali bagian dalam grade atau sedikit di bawah grade, sambil membiarkan offerdam penuh air
7. Drive pile bearing
8. Tempatkan isian batu sebagai leveling dan penyangga
9. Pasang segel beton tremie



Gambar 2. 19 Cofferdam sekuen konstruksi (Nemati, 2007)

10. Periksa pemblokiran antara bracing dan lempengan baja
11. *Dewatering*
12. Buat struktur baru
13. Banjiri Cofferdam
14. Lepaskan *sheet pile*s
15. Lepaskan bracing
16. biarkan air menggenangi struktur



Gambar 2. 20 Urutan konstruksi cofferdam (Nemati, 2007)

Batas Deformasi Lateral Dinding Penahan Tanah

Persyaratan perancangan yang ditetapkan di dalam pasal ini berlaku untuk bangunan gedung dan non-gedung sebagaimana yang tercantum di dalam SNI 1726-2012 ditambah dengan struktur keairan dan bendungan. Batasan deformasi lateral izin dinding penahan tanah dan/atau *embedded walls* ditentukan oleh kondisi tanah, kedalaman galian serta jarak dan kondisi gedung terdekat yang besarnya ditentukan dalam rumusan seperti yang tercantum dalam tabel dibawah ini

Tabel 2. 2 Batas maksimum deformasi lateral dinding

Batas maksimum deformasi lateral pada dinding Keterangan: x = jarak dari batas galian, H = Kedalaman galian, δw = defleksi dinding	Lokasi gedung dan infrastruktur eksisting terdekat			
			Zona 3(x/H > 2)	
	Zona 1 (x/H < 1)	Zona 2 (1≤ x/H ≤ 2)	Tanah Tipe A	Tanah Tipe B
Batas izin maksimum deformasi (δw/H)	0,5%	0,7%	0,7%	1,0%

(SNI tentang Persyaratan PerancanganGeoteknik)
Keterangan:
a) Tanah Tipe A meliputi: tanah lempung dan lanau *overconsolidated* (*over-consolidated stiff clays dan silts*), tanah residual (*residual soils*), dan tanah pasir dengan kepadatan sedang sampai dengan padat (*medium to dense sands*).
b) Tipe Tanah B meliputi: tanah lempung dan lanau lunak (*soft clays, silts*), tanah organik (*organic soils*) dan tanah timbunan tidak terpadatkan (*loose fills*).

Toleransi *defleksi* dinding sangat tergantung pada kepadatan lingkungan sekitar. Dengan demikian tidak ada suatu nilai *defleksi* maksimum yang berlaku secara umum. Jika lingkungan sekitar tidak mensyaratkan *defleksi* maksimum yang lebih ketat, *defleksi* maksimum 0,5% H harus dianggap sebagai batas toleransi *defleksi* dinding.

2.3 *Sheet Pile*

Sheet Pile merupakan konstruksi dinding vertikal yang relatif tipis, berbentuklembaran, pipih dan panjang serta berfungsi untuk menahan gaya horizontal/lateral yang bekerja dalam tanah. Konstruksi *sheet pile* ini membentuk formasi atau susunan menerus vertikal. *Sheet pile* terdiri dari bagian-bagian yang dicetak terlebih dahulu atau disebut juga dengan pre-cast. Penggunaan *sheet pile* biasanya digunakan untuk konstruksi-konstruksi

Water Front Construction, penggunaan *sheet pile* pada konstruksi yang berhadapan langsung dengan air ini berguna karena *sheet pile* merupakan salah satu konstruksi yang tidak membutuhkan *dewatering* atau pengeluaran air. *Sheet pile* dalam water front construction dianggap efektif untuk konstruksi tersebut.

Temporary Structure atau konstruksi sementara, penggunaan *sheet pile* sebagai temporary structure merupakan suatu keadaan di mana apabila suatu pembangunan fondasi tidak berada dalam elevasi yang memungkinkan untuk dikerjakan maka diperlukan galian untuk mencapai elevasi yang direncanakan. Penggunaan *sheet pile* dalam hal ini yaitu digunakan sebagai penahan galian dalam waktu sementara dalam

pembuatan fondasi. Sehingga, setelah salah satu pekerjaan fondasi selesai, *sheet pile* di keadaan ini dapat digunakan (reuse) untuk titik fondasi yang lain.

Konstruksi Ringan, *sheet pile* digunakan untuk konstruksi ringan seperti pekerjaan dinding penahan tanah yang mana tanah untuk pekerjaan dinding tersebut tidak kuat dalam menahan berat DPT yang memiliki dimensi besar. Hal ini memungkinkan *sheet pile* digunakan untuk menahan tekanan tanah lateral yang jenis tanahnya lunak.

2.3.1 Jenis *Sheet Pile*

Sheet pile terdapat beberapa jenis yang penggunaannya tergantung dari kondisi di lapangan serta kebutuhan konstruksi. Berikut ini merupakan jenis-jenis *sheet pile* berdasarkan konstruksi dan bahan.

a. Jenis *Sheet Pile* Berdasarkan Konstruksi

Sheet pile merupakan salah satu jenis konstruksi penahan tanah yang berbentuk lembaran tipis. Sama halnya dengan *retaining wall*, *sheet pile* sendiri terbagi atas *sheet pile* kantilever dan angkur. Berdasarkan metode konstruksi dari *sheet pile* terdapat dua metode yaitu, menempatkan *sheet pile* di dalam tanah terlebih dahulu, kemudian dilakukan urugan. Jenis tanah pada

pekerjaan urugan yang berada di belakang (backfill) ini biasanya didominasi oleh jenis tanah granular. Yang kedua adalah dilakukannya pemancangan *sheet pile* ke dalam tanah kemudian tanah bagian depan dilakukan penggalian. Jenis tanah pada garis galian (dredged line) biasanya adalah tanah pasir atau lempung. Penjelasan secara spesifik mengenai metode konstruksi pada *sheet pile* antara lain sebagai berikut.

1. Backfilled Structure, dimana langkah pekerjaan dari metode konstruksi *sheet pile* dengan tahap pertama adalah dilakukan penggalian tanah, yang kedua pancang *sheet pile* ke dalam tanah, yang ketiga lakukan urugan di belakang *sheet pile*.
2. Dredged Structure, dengan langkah pengerjaan yaitu pancang *sheet pile* ke dalam tanah kemudian lakukan penggalian. Salah satu jenis cantilever merupakan dinding yang ujungnya tertahan seperti tergantung. Dinding kantilever biasanya terbuat dari material beton yang ekonomis dengan tinggi dinding sekitar 8 meter atau kurang,

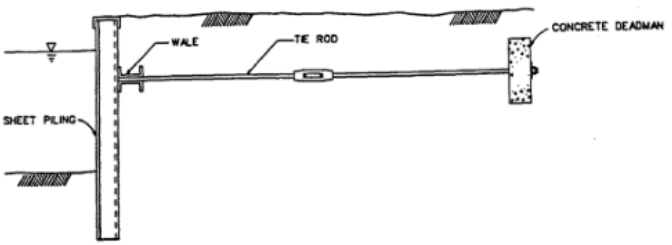


Gambar 2. 21 Dinding Kantilever saat Konstruksi (Braja M. Das, 2011)

3. Cantilever merupakan salah satu jenis *sheet pile* yang biasanya digunakan pada ketinggian yang standar (kurang dari 6 meter). Pada dinding ini stabilitasnya tergantung dari penanaman tiang.
4. Anchored merupakan jenis *sheet pile* yang digunakan untuk memangkas panjang *sheet pile* yang terbatas. Konsep jangkar atau angkur pada *sheet pile* jenis ini adalah perkuatan plat jangkar yang berfungsi untuk memberikan gaya tarik (tensile force)/gaya angkur yang diperlukan dalam perencanaan *sheet pile*.

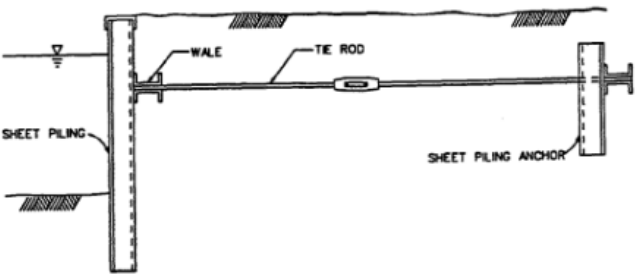
Ada beberapa jenis angkur pada *sheet pile*, diantaranya adalah sebagai berikut:

1. Tie Road and Dead Man merupakan salah satu jenis angkur pada *sheet pile* yang ujungnya terdapat concrete deadman serta disambung menggunakan batang pengikat atau tie rod.



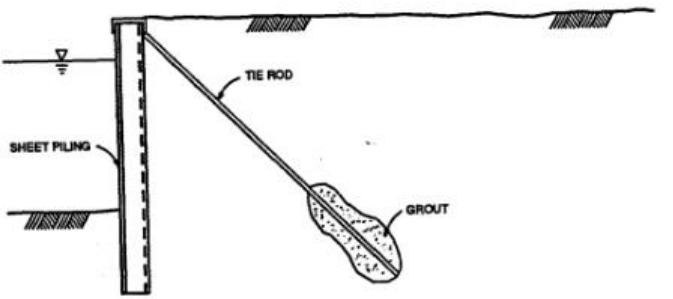
Gambar 2. 22 *Sheet Pile* Angkur Tie Rod and Dead Man (Gilbert Gedeon, 1994)

2. Tie rod and Anchor Wall merupakan *sheet pile* dengan angkur yang disambungkan dengan batang pengikat yang ujungnya terdapat dinding/batang *sheet pile* lagi. Namun, biasanya batang *sheet pile* yang berada di belakang lebih pendek daripada *sheet pile* utama.



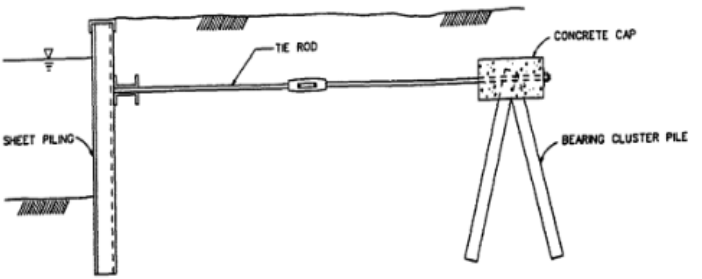
Gambar 2. 23 *Sheet Pile* Angkur Tie Rod and Anchor Wall (Gilbert Gedeon, 1994)

3. Tiebacks with Grout Anchor merupakan angkur pada *sheet pile* dengan istilah lain atau disebut juga dengan ground anchor atau ada beberapa juga yang menyebutnya dengan soil nailing. Pada ujungnya (grout) digali serta ditancapkan serta hanya pada bagian ini saja yang dilakukan pengecoran.



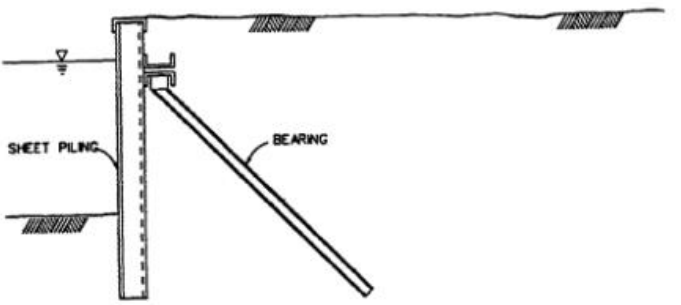
Gambar 2. 24 *Sheet Pile* Angkur Tiebacks with Grout(Gilbert Gedeon,1994)

4. Tie Rods and A-frame merupakan jenis angkur pada *sheet pile* yang pengikatnya berupa concrete cap atau terdapat blok beton pada bagian atasnya serta diperkuat dengan tiang yang berbentuk seperti bingkai "A". Penggunaan angkur *sheet pile* jenis ini biasanya *backfill* yang ada merupakan jenis tanah lunak.



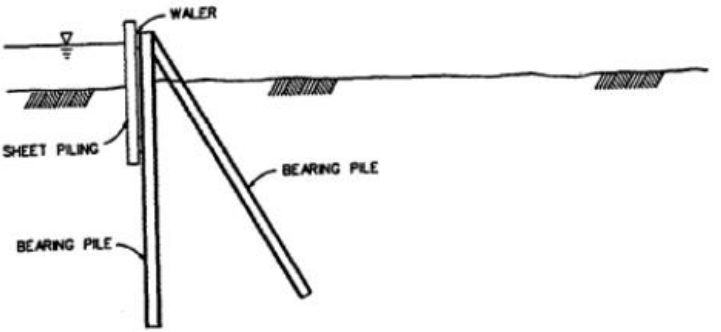
Gambar 2. 25 *Sheet Pile* Angkur Tie Rod and A-Frame
(Gilbert Gedeon, 1994)

5. Steel H-pile Tension Anchor merupakan jenis angkur pada *sheet pile* yang terbuat dari baja sehingga bentuk dari *sheet pile* yang menggunakan angkur jenis ini menyerupai bentuk "H".



Gambar 2. 26 *Sheet Pile* Angkur Steel H-Pile Tension
(Gilbert Gedeon, 1994)

6. Steel H-pile Anchor merupakan angkur yang hampir mirip dengan Steel H-pile Tension Anchor, akan tetapi pada angkur jenis ini dimensinya lebih panjang.



Gambar 2. 27 *Sheet Pile* Angkur Steel H-Pile (Gilbert Gedeon, 1994)

b. Jenis *Sheet Pile* Berdasarkan Bahan

Sheet Pile berdasarkan bahan terbagi dari beberapa jenis diantaranya adalah sebagai berikut

1. Kayu merupakan salah satu bahan dari *sheet pile* yang biasanya digunakan untuk konstruksi sementara. Penggunaan *sheet pile* kayu ini memiliki kelebihan tersendiri, diantaranya adalah bahan yang mudah didapatkan serta praktis untuk digunakan saat pekerjaan konstruksi berlangsung. Akan tetapi, *sheet pile* bahan kayu ini juga memiliki kekurangan yakni gaya yang ditahan terbilang kecil, tidak tahan lama karena dapat terjadi pelapukan, panjang yang digunakan untuk *sheet pile* bahan kayu terbatas serta *sheet pile* jenis ini sulit untuk dipancang. Penggunaan *sheet pile* bahan kayu ini jarang digunakan di Indonesia, berbeda halnya di

luar negeri yang pemakaian *sheet pile* bahan kayu cenderung digunakan dalam segi artistik.

2. Steel *Sheet Pile* (SSP) atau baja sebagai bahan dari *sheet pile* digunakan untuk konstruksi yang apabila konstruksi tersebut memerlukan *sheet pile* sebagai penahan sementara. *Sheet pile* bahan baja memudahkan pekerjaan konstruksi karena ringan, awet, dapat digunakan berulang (reuse). Akan tetapi, *sheet pile* jenis baja pun memiliki kekurangan diantaranya adalah harga yang cenderung mahal serta sifatnya yang korosif apabila terkena air. Sehingga, *sheet pile* jenis baja jarang digunakan untuk konstuksi kondisi perairan. Namun, seiring kemajuan zaman, biasanya penggunaan SSP yang dihadapkan dengan air dapat dilakukan pengecatan dengan bahan kimia tertentu atau ion yang digunakan pada bagian SSP kondisi basah-kering sehingga dapat meminimalisir korosif pada *sheet pile* bahan baja.
3. Corrugated Concrete *Sheet Pile* (CCSP) merupakan jenis *sheet pile* yang banyak digunakan di dunia konstruksi. Hal ini disebabkan oleh bahan beton yang kuat digunakan untuk segala konstruksi. *Sheet pile*

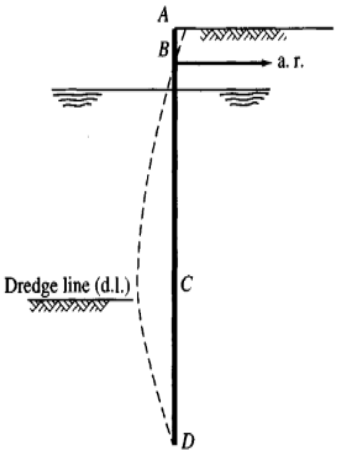
jenis beton ini biasanya digunakan secara permanen untuk konstruksi yang membutuhkan penahan gaya lateral yang relatif besar. *Sheet pile* jenis ini juga sering digunakan untuk konstruksi daerah perairan, pantai menjadi salah satu tempat penggunaan konstruksi *sheet pile* bahan beton, karena beton yang tidak akan korosif terhadap air, lain halnya dengan baja.

2.3.2 Metode Desain *Sheet Pile*

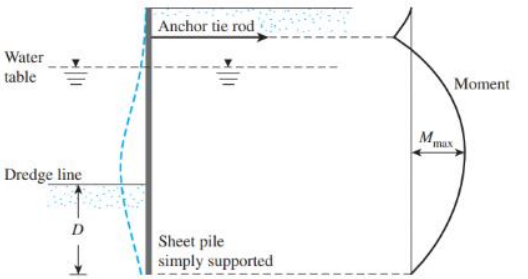
Pada desain *sheet pile* dengan angkur terdapat dua metode yang dapat digunakan diantaranya adalah Free Earth Support dan *Fixed Earth Support*. Pada keduanya terdapat perbedaan terhadap deformasi yang terjadi. Berikut uraian mengenai metode-metode pada desain *sheet pile* adalah sebagai berikut

a. Free Earth Support atau Metode Ujung Bebas merupakan salah satu metode desain *sheet pile* yang paling banyak digunakan. Kedalaman turap atau *sheet pile* di dasar galian dianggap tidak cukup untuk menahan tekanan tanah yang terjadi pada bagian atas dinding turap, sehingga penetrasi yang dilakukan atau pemancangan yang dilakukan cenderung kecil atau minimum penetration depth (DFree Earth Support < D *Fixed Earth Support*). Oleh

karena itu, keruntuhan yang terjadi diakibatkan oleh rotasi dinding turap terhadap ujung bawahnya diasumsikan no pivot point atau suatu titik yang mana tidak ada bending moment yang bernilai nol (∑M=0) dengan momen maksimum bernilai positif.



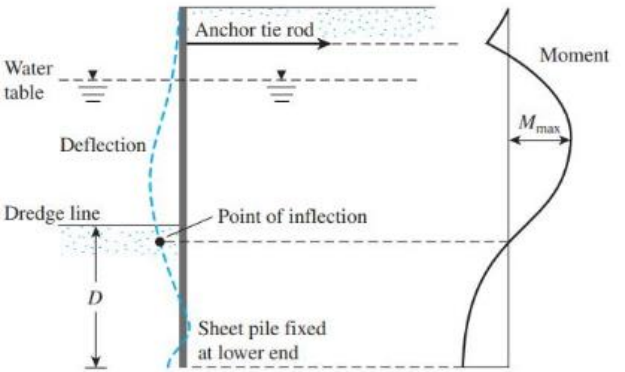
Gambar 2. 28 Free Earth Support Deflection (Bowles, 1996)



Gambar 2. 29 Deflection and Moment from Free Earth Support Method (Das, 2011)

b. *Fixed Earth Support* atau Metode Ujung Tetap merupakan metode desain yang didasari oleh

asumsi kedalaman penetrasi (D) yang cukup dalam, sehingga tanah di bawah dasar galian mampu memberikan tekanan pasif yang cukup untuk mencegah ujung bawah *sheet pile* berotasi serta terjadi deformasi atau perubahan pada bagian bawah yang momen maksimumnya bernilai negatif.



Gambar 2. 30 Deflection and Moment from *Fixed Earth Support* Method (Das, 2011)

BAB III SIFAT DAN PARAMETER TANAH

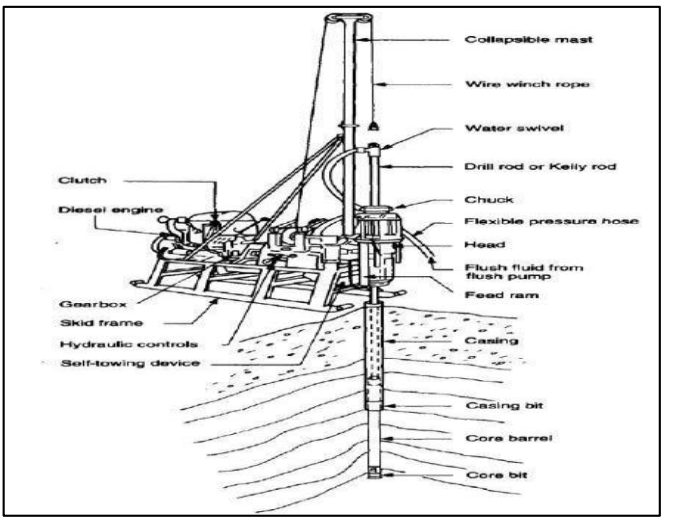
3.1 *Boring Test* dan Standard Penetration Test

Untuk pengumpulan data tanah dapat dilakukan korelasi dari hasil pengujian lapang salah satunya dari uji SPT dan dapat dilakukan pula pengujian lab untuk mendapatkan data tanah yang dibutuhkan pengujian tersebut adalah sebagai berikut:

a. Boring Test

Uji pemboran dilakukan dengan tujuan untuk memperoleh contoh tanah tidak terganggu (undisturbed sample) maupun contoh tanah terganggu (disturbed sample). Hasil dari uji pemboran dapat digunakan untuk mengkorelasikan lapisan-lapisan tanah/batuan dan mengidentifikasi sifat-sifat fisik serta karaktersitik batuan dasar. Maksud dilakukan uji pemboran adalah untuk menentukan letak dan kedalaman lapisan tanah keras dalam perencanaan fondasi tiang bor pada bangunan gedung bertingkat. Sampel yang diperoleh pada uji pemboran selanjutnya digunakan untuk mencari parameter-parameter tanah melalui pengujian laboratorium. Uji pemboran dilakukan

dengan memutar dan menekan tabung tunggal yang dilengkapi mata bor pada ujung bawah dengan bantuan mesin bor rotari. Tanah yang masuk ke dalam tabung dikeluarkan secara periodik. Setiap pelaksanaan uji pemboran selalu diikuti dengan uji penetrasi standar (standard penetration test). Rangkaian alat mesin bor rotari dapat dilihat pada gambar dibawah ini



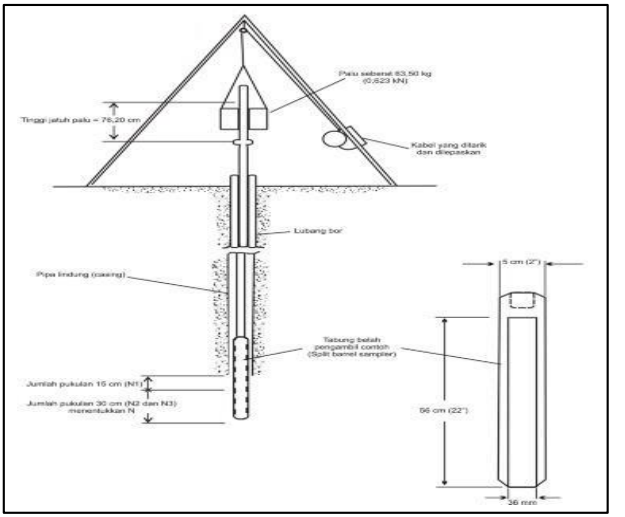
Gambar 3. 1 Rangkaian Alat Mesin Bor Rotari (Sumber: Reese & O'Neill, 1988)

b. Standard Penetration Test

Uji penetrasi standar atau uji spt adalah uji yang dilakukan dengan cara pengeboran untuk mengetahui baik perlawanan dinamik tanah

maupun pengambilan contoh tanah terganggu dengan teknik penumbukan. Uji spt terdiri atas uji tumbukan tabung belah dinding tebal ke dalam tanah disertai pengukuran jumlah pukulan untuk memasukan tabung belah sedalam 45 cm (N1+N2+N3) dalam arah tegak. Menurut L.D. Wesley (1977), dalam sistem beban jatuh ini digunakan palu dengan beban 140 lb (63,5 kg) yang dijatuhkan secara berulang dengan ketinggian 30 in (0,76 m).

Pelaksanaan pengujian dibagi menjadi 3 (tiga) tahap, yaitu berturut-turut setebal 6 in (15 cm) untuk masing-masing tahap. Tahap pertama dicatat sebagai dudukan, sementara jumlah pukulan untuk memasukkan tahap kedua dan ketiga dijumlahkan untuk memperoleh nilai pukulan N atau perlawanan SPT (dinyatakan dalam pukulan /30 cm atau pukulan per foot (ft)).Uji SPT dilakukan pada setiap 2 m pengeboran dan dihentikan pada sat nilai N-SPT ≥ 60 berturut-turut sebanyak 3 (tiga) kali. Adapun hubungan antara nilai N-SPT dengan konsistensi tanah dapat dilihat pada gambar dibawah ini



Gambar 3. 2 Alat Penetrasi dengan SPT (Sumber: SNI-4153,2008)

Untuk memahami kondisi tanah di lapangan, nilai hasil uji SPT dapat digunakan sebagai acuan dalam menentukan tingkat kekerasan atau konsistensi tanah. Hubungan tersebut dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 3. 1Hubungan Nilai N-SPT dan Konsostensi Tanah

Clay			Sand		
Consistency	N-SPT (Blows/ft)	Cu (kN/m^2)	Consistency	N-SPT (Blows/ft)	Angle of Internal Friction (Deg)
Very Soft	0-2	<12	Very Loose	0-4	<28
Soft	2-4	12-25	loose	5-10	28-30
medium	4-8	25-50	medium	10-30	31-36
stiff	8-15	50-100	dense	31-50	37-41
Very stiff	15-30	100-200	Very dense	>51	>41
Hard	>30	>200			

3.2 **Parameter sifat tanah**

Parameter sifat tanah merupakan aspek penting dalam analisis geoteknik yang digunakan untuk memahami perilaku tanah terhadap beban dan kondisi lingkungan. Parameter-parameter ini menjadi dasar dalam perencanaan dan perancangan struktur, khususnya yang berhubungan dengan interaksi tanah dan konstruksi. Adapun parameter sifat tanah adalah sebagai berikut

a. Sudut Geser Dalam

Kekuatan geser dalam mempunyai variable kohesi dan sudut geser dalam. Sudut geser dalam berperan penting dengan kekuatan yang kaitannya dengan gesekan atau friksi. Selain itu, sudut geser dalam bersamaan dengan kohesi menentukan ketahanan tanah akibat tegangan yang bekerja yang berupa tekanan lateral tanah. Sudut geser dalam didapat dari pengujian laboratorium yang berupa pengukuran engineering properties tanah dengan triaxial. Hubungan antara sudut geser dalam dan jenis tanah ditunjukan padasebagi berikut

Tabel 3. 2 korelasi antara N-SPT dengan sudut geser dalam

N160 from SPT (blows/ft)	ϕ (°)
<4	25-30
4	27-32
10	30-35
30	35-40
50	38-43

(Braja M. Das, 2011)

b. Modulus Elasitisitas

Modulus elastisitas atau sering disebut juga modulus young merupakan perbandingan antara tegangan dan regangan. Selain itu angka modulus elastisitas menunjukan besaran kekakuan pada tanah. Semakin besar modulus elastisitas maka tanah tersebut semakin kaku, tanah kaku biasanya berada pada tanah-tanah yang sebelumnya sudah terbebani lebih. Berikut adalah tabel yang digunakan untuk menentukan angka modulus elastisitas yang dikorelasi dengan nilai N-SPT yang disajikan sebagi berikut

Tabel 3. 3 Korelasi antara modulus elastisitas dengan N-SPT

Soil	SPT	CPT
Sand (normally consolidated)	$E_s = 500(N + 15)$	$E_s = (2 \text{ to } 4)q_u$
	$= 7000\sqrt{N}$	$= 8000\sqrt{q_c}$
	$= 6000N$	— — —
	— — —	$E_s = 1.2(3D_r^2 + 2)q_c$
	‡$E_s = (15\,000 \text{ to } 22\,000) \cdot \ln N$	*$E_s = (1 + D_r^2)q_c$
Sand (saturated)	$E_s = 250(N + 15)$	$E_s = Fq_c$
		$e = 1.0 \quad F = 3.5$
		$e = 0.6 \quad F = 7.0$
Sands, all (norm. consol.)	¶$E_s = (2600 \text{ to } 2900)N$	
Sand (overconsolidated)	†$E_s = 40\,000 + 1050N$	$E_s = (6 \text{ to } 30)q_c$
	$E_{s(\text{OCR})} \simeq E_{s,\text{nc}}\sqrt{\text{OCR}}$	
Gravelly sand	$E_s = 1200(N + 6)$	
	$= 600(N + 6) \quad N \le 15$	
	$= 600(N + 6) + 2000 \quad N > 15$	
Clayey sand	$E_s = 320(N + 15)$	$E_s = (3 \text{ to } 6)q_c$
Silts, sandy silt, or clayey silt	$E_s = 300(N + 6)$	$E_s = (1 \text{ to } 2)q_c$
	If $q_c < 2500$ kPa use	$^{\S}E'_s = 2.5q_c$
	$2500 < q_c < 5000$ use	$E'_s = 4q_c + 5000$
	where	
	E'_s = constrained modulus $= \dfrac{E_s(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)} = \dfrac{1}{m_v}$	
Soft clay or clayey silt		$E_s = (3 \text{ to } 8)q_c$

(Bowles, 2002)

Dengan:

E = Modulus Elastisitas
E = Angka Pori
q_c = Nilai Hambatan Konus
N = Nilai Standard Penetration test
D_r = Kepadatan Relatif

c. Poison Ratio

Nilai poison ratio ditentukan sebagai rasio kompresi poros terhadap regangan pemuaian lateral.

Nilai poison ratio dapat ditentukan berdasarkan jenis tanah seperti yang terlihat pada tabel berikut

Tabel 3. 4 nilai *Poisson Ratio* berdasarkan jenis tanah

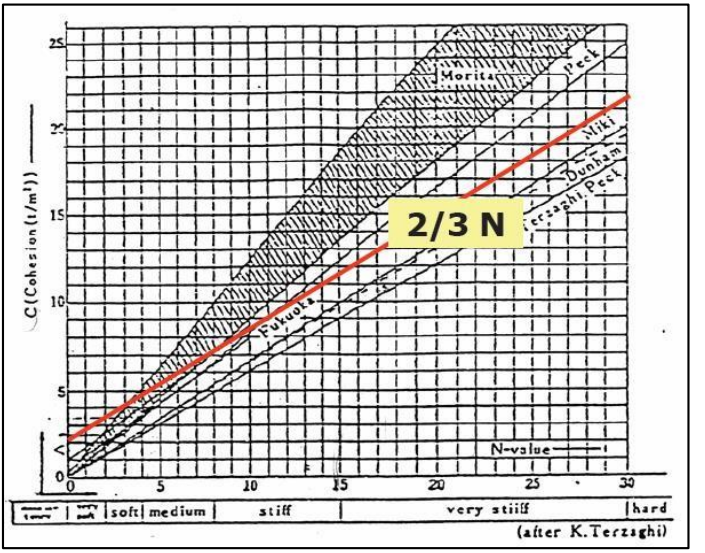
Jenis Tanah	Poisson Ratio
Lempung jenuh	0,4-0,5
Lempung Tak Jenus	0,1-0,3
Lempung Berpasir	0,2-0,3
Lanau	0,3-0,35
Pasir	0,1-1,0
Batuan	0,1-0,4
Umum dipakai untuk tanah	0,3-0,4

(Braja M.Das, 2011)

d. Kohesi

Kohesi merupakan kekuatan tanah yang berdasar pada lekatannya atau gaya tarik menarik antar partikel tanah. Kohesi juga merupakan parameter kuat geser tanah yang menentukan ketahanan tanah terhadap deformasi akibat tegangan yang bekerja pada tanah yang berupa gaya lateral tanah. Deformasi atau penurunan ini terjadi akibat kombinasi kritis pada tegangan normal dan geser yang tidak sesuai dengan faktor keamanan. Nilai kohesi didapat dari pengujian laboratorium yang berupa pengukuran engineering

properties tanah dengan triaxial. Penentuan nilai kohesi berdasarkan grafik korelasi nilai N-SPT dengan kohesi



Gambar 3. 3 Grafik korelasi antara N-SPT dengan kohesi (Terzaghi, 1987)

e. Berat Isi Tanah

Berat isi tanah merupakan salah satu sifat fisik tanah yang sering ditetapkan karena berkaitan erat dengan perhitungan penetapan sifat-sifat fisik tanah lain nya. Berat isi tanah juga erat kaitannya dengan tingkat kepadatan tanah dan kemampuan akar tanaman menembus tanah. Nilai berat isi tanah sangat bervariasi antara satu titik dengan titik lainnya karena perbedaan kandungan bahan *organic*, tekstur tanah, dalam tanah, jenis fauna tanah, dan kadar air tanah (agus, 2006). Metode yang digunakan yang

digunakan untuk menentukan nilai berat isi tanah adalah dengan tabel korelasi antara jenis tanah dengan berat isi tanah

Tabel 3. 5 Korelasi antara jenis tanah dengan berat isi tana

Soil Type (See Table 3.4)	Typical Unit Weight, γ			
	Above Groundwater Table		Below Groundwater Table	
	(lb/ft^3)	(kN/m^3)	(lb/ft^3)	(kN/m^3)
GP — Poorly graded gravel	110 - 130	17.5 - 20.5	125 - 140	19.5 - 22.0
GW — Well graded gravel	110 - 140	17.5 - 22.0	125 - 150	19.5 - 23.5
GM — Silty gravel	100 - 130	16.0 - 20.5	125 - 140	19.5 - 22.0
GC — Clayey gravel	100 - 130	16.0 - 20.5	125 - 140	19.5 - 22.0
SP — Poorly graded sand	95 - 125	15.0 - 19.5	120 - 135	19.0 - 21.0
SW — Well graded sand	95 - 135	15.0 - 21.0	120 - 145	19.0 - 23.0
SM — Silty sand	80 - 135	12.5 - 21.0	110 - 140	17.5 - 22.0
SC — Clayey sand	85 - 130	13.5 - 20.5	110 - 135	17.5 - 21.0
ML — Low plasticity silt	75 - 110	11.5 - 17.5	80 - 130	12.5 - 20.5
MH — High plasticity silt	75 - 110	11.5 - 17.5	75 - 130	11.5 - 20.5
CL — Low plasticity clay	80 - 110	12.5 - 17.5	75 - 130	11.5 - 20.5
CH — High plasticity clay	80 - 110	12.5 - 17.5	70 - 125	11.0 - 19.5

(Conduto, 1994)

3.3 **Analisis tanah**

Dalam setiap pekerjaan konstruksi, tanah tidak hanya berfungsi sebagai dasar, tetapi juga sebagai

faktor yang sangat menentukan keberhasilan suatu bangunan. Oleh karena itu, diperlukan metode analisis tanah untuk mengetahui kondisi dan sifat tanah secara lebih mendalam.

3.3.1 Metode Elemen Hingga (*Finite Element Method* / FEM)

Pada analisis dengan metode elemen hingga, tanah dimodelkan sebagai continuum mass dengan parameter tertentu. Penggalian dimodelkan sebagai pengurangan massa, sedangkan *embedded wall* dimodelkan dengan memasukkan elemen pelat dengan parameter EI dan EA. Sistem penunjang (support system) dimodelkan sebagai pegas dengan parameter E, A dan L yang diberi gaya prategang 75% – 100% gaya angkur.

Ketidaksetimbangan tanah akibat penggalian menyebabkan pergerakan massa tanah, *defleksi* dinding, timbulnya gaya-gaya dalam pada dinding, dan timbulnya reaksi system penunjang. Analisis dilakukan akibat penggalian untuk mendapatkan nilai *defleksi* dinding, gaya-gaya dalam dan reaksi penunjang tersebut. Bersamaan dengan penggalian, muka air tanah di dalam galian akan turun. Aliran air dapat dimodelkan sebagai garis freatik (phreatic line) atau steady state flow. Untuk galian yang

dalam, steady state flow harus digunakan agar tidak terlalu konservatif.

Telah tersedia beberapa model tanah dari yang paling sederhana, yaitu model MohrCoulomb, sampai dengan yang kompleks, yaitu Hardening soil model With small strain. Jika menggunakan model Mohr-Coulomb harus hati-hati karena model ini hanya memberikan nilai E yang tetap, sedangkan nilai E yang sebenarnya tergantung dari besar tegangan. Jadi pada model Mohr-Coulomb tidak terjadi peningkatan nilai E pada tanah di bawah dasar galian. Beberapa ahli merekomendasikan penggunaan E yang lebih tinggi pada tanah

bawah dasar galian, yaitu menggunakan nilai Eur (E *unloading-reloading*). Korelasi antara Eur dan E50 *(secant stiffness in standard triaxial test)* adalah Eur = (2--10) E50 tergantung pada nilai OCR (*overconsolidation ratio*). Aliran air dimodelkan sebagai *steady state flow*. Beban tambahan sebesar 1 t/m^2 selebar 10 m diberikan di luar galian.

3.3.2 Model Keruntuhan Mohr-Coulomb

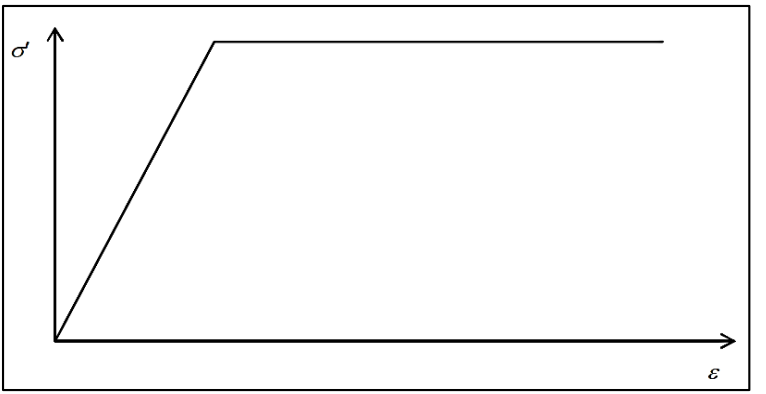
sedangkan *embedded wall* dimodelkan dengan memasukkan elemen pelat dengan parameter EI dan EA. Sistem penunjang (support system) dimodelkan

sebagai pegas dengan parameter E, A dan L yang diberi gaya prategang 75% – 100% gaya angkur.

Ketidaksetimbangan tanah akibat penggalian menyebabkan pergerakan massa tanah, *defleksi* dinding, timbulnya gaya-gaya dalam pada dinding, dan timbulnya reaksi system penunjang. Analisis dilakukan akibat penggalian untuk mendapatkan nilai *defleksi* dinding, gaya-gaya dalam dan reaksi penunjang tersebut. Bersamaan dengan penggalian, muka air tanah di dalam galian akan turun. Aliran air dapat dimodelkan sebagai garis freatik (phreatic line) atau steady state flow. Untuk galian yang dalam, steady state flow harus digunakan agar tidak terlalu konservatif.

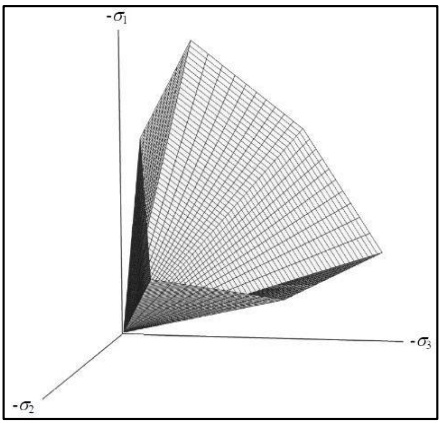
Telah tersedia beberapa model tanah dari yang paling sederhana, yaitu model MohrCoulomb, sampai dengan yang kompleks, yaitu Hardening soil model With small strain. Jika menggunakan model Mohr-Coulomb harus hati-hati karena model ini hanya memberikan nilai E yang tetap, sedangkan nilai E yang sebenarnya tergantung dari besar tegangan. Jadi pada model Mohr-Coulomb tidak terjadi peningkatan nilai E pada tanah di bawah dasar galian. Beberapa ahli merekomendasikan penggunaan E yang lebih tinggi pada tanah

bawah dasar galian, yaitu menggunakan nilai Eur (E *unloading-reloading*). Korelasi antara Eur dan E50 *(secant stiffness in standard triaxial test)* adalah Eur = (2--10) E50 tergantung pada nilai OCR (*overconsolidation ratio*). Aliran air dimodelkan sebagai *steady state flow*. Beban tambahan sebesar 1 t/m^2 selebar 10 m diberikan di luar galian.



Gambar 3. 4 Ide dasar dari suatu model elastis plastis-sempurna (**Sumber :** Brinkgreve, 2016)

Dua buah parameter dari model plastis yang akan muncul dalam fungsi leleh adalah sudut geser (ϕ) dan kohesi (c). Fungsi-fungsi leleh ini secara bersamaan membentuk konus heksagonal dalam ruang tegangan utama.



Gambar 3. 5 Bidang leleh Mohr-Coulomb dalam ruang tegangan utama (c = 0) (Sumber **:** Brinkgreve, 2016)

Dalam kajian mengenai konstruksi cofferdam dan dinding *sheet pile*, pengaruh air tanah dan rembesan menjadi salah satu faktor penting yang harus diperhatikan. Pada proyek-proyek di kawasan perkotaan, penggalian dalam sering dilakukan untuk berbagai keperluan seperti pembangunan ruang bawah tanah, terowongan, area parkir, maupun sistem transportasi bawah tanah. Kondisi ini menyebabkan interaksi antara tanah dan air di sekitar dinding penahan menjadi sangat kompleks.

Rembesan air dapat memberikan dampak signifikan terhadap stabilitas struktur, seperti meningkatnya tekanan air, terjadinya kebocoran, hingga berkurangnya tekanan efektif tanah yang

berpotensi menyebabkan kegagalan. Berbagai metode analisis telah dikembangkan untuk mengevaluasi stabilitas terhadap rembesan, meskipun hasilnya dapat berbeda tergantung pada pendekatan yang digunakan.

Pendekatan numerik, seperti yang menggunakan pemodelan berbasis metode beda hingga, mampu memberikan gambaran yang lebih rinci mengenai perilaku tanah berpasir akibat aliran air ke atas. Dari analisis tersebut diketahui bahwa kegagalan akibat rembesan umumnya ditandai dengan terjadinya pengangkatan atau pergerakan tanah di belakang dinding *sheet pile*.

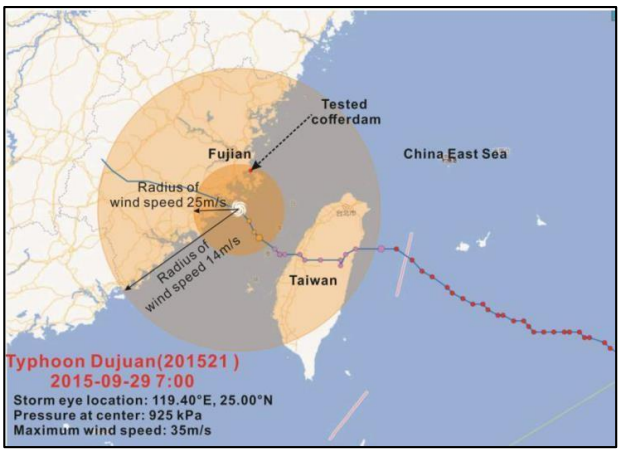
Selain itu, metode konstruksi juga berpengaruh besar terhadap perilaku dinding penahan tanah. Proses pembangunan *sheet pile* dapat dilakukan dengan cara penggalian di depan maupun di belakang dinding, yang masing-masing menghasilkan kondisi pembebanan tanah yang berbeda. Perbedaan ini secara langsung memengaruhi respons struktur, seperti deformasi dan distribusi gaya.

Pendekatan konvensional dalam perencanaan, yang umumnya menggunakan metode keseimbangan batas, sering kali belum mempertimbangkan tahapan konstruksi secara rinci. Sebaliknya, metode numerik modern memungkinkan analisis yang lebih

komprehensif karena dapat memasukkan proses konstruksi ke dalam perhitungan.

Hasil kajian menunjukkan bahwa metode konstruksi tertentu, khususnya yang melibatkan penimbunan kembali (backfill), dapat menyebabkan deformasi dinding yang lebih besar serta meningkatkan momen lentur pada struktur. Oleh karena itu, pemilihan metode konstruksi menjadi faktor penting dalam perencanaan *sheet pile* agar kinerja struktur tetap optimal.

Di sisi lain, pada konstruksi cofferdam di wilayah perairan, beban gelombang juga menjadi faktor yang tidak dapat diabaikan. Struktur cofferdam pada jembatan penyeberangan laut, misalnya, dapat mengalami kerusakan akibat tekanan gelombang yang ekstrem, terutama saat terjadi siklon tropis. Pengamatan di lapangan menunjukkan bahwa tekanan gelombang acak yang terjadi selama badai dapat memberikan beban tambahan yang signifikan terhadap struktur, sehingga perlu dipertimbangkan dalam perencanaan dan desain.



Gambar 3. 6 Lokasi topan ketika perhitungan (Sumber : Zilong Ti, Kai Wei, Shunquain Qin, Dapeng Mei, dan youngle li ,2015)

Dalam analisis beban gelombang pada cofferdam, pendekatan teori difraksi orde pertama sering digunakan untuk menghitung tekanan gelombang secara numerik. Hasil perhitungan kemudian dibandingkan dengan data pengukuran lapangan dalam domain frekuensi, sehingga dapat diketahui karakteristik spektrum tekanan, fungsi transfer, serta nilai tekanan gelombang maksimum yang terjadi pada struktur.

Dari kajian tersebut, diketahui bahwa faktor difraksi gelombang dan kedalaman air sangat

memengaruhi rentang frekuensi dominan serta besarnya energi spektral tekanan gelombang. Tekanan maksimum umumnya terjadi pada sisi yang langsung berhadapan dengan gelombang, dengan nilai yang dapat jauh lebih besar dibandingkan sisi sebaliknya.

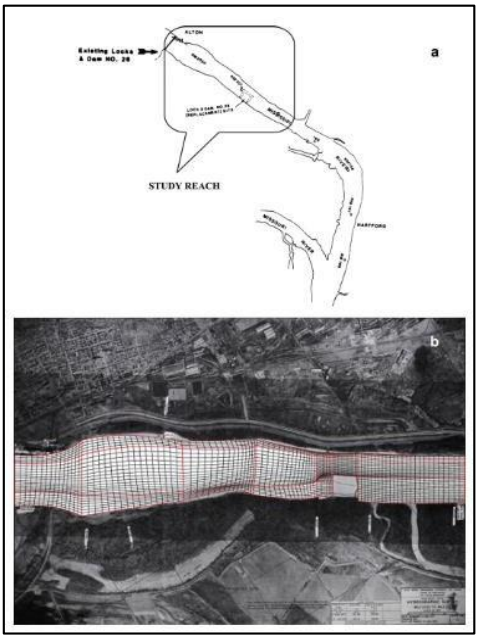
Selain itu, dalam kondisi ekstrem seperti siklon tropis, dapat muncul puncak spektrum tambahan yang menunjukkan kompleksitas perilaku gelombang. Namun demikian, pendekatan teori difraksi orde pertama memiliki keterbatasan, terutama dalam menangkap fenomena puncak sekunder dan cenderung melebihkan energi gelombang pada frekuensi utama.

Selain pengaruh gelombang, aspek hidrodinamika aliran sungai juga menjadi perhatian penting dalam perencanaan cofferdam. Perubahan pola aliran di sekitar struktur dapat menyebabkan terjadinya gerusan (scouring) yang berpotensi mengganggu kestabilan. Oleh karena itu, analisis terhadap kecepatan aliran dan perubahan dasar sungai perlu dilakukan secara cermat.

Pemodelan numerik dua dimensi sering digunakan untuk mensimulasikan perilaku aliran dan transportasi sedimen di sekitar cofferdam. Melalui pendekatan ini, dapat diketahui bahwa keberadaan struktur menyebabkan peningkatan gradien kecepatan aliran

secara signifikan, yang pada akhirnya memicu terbentuknya lubang gerusan di sekitar fondasi.

Hasil simulasi menunjukkan bahwa model numerik mampu memperkirakan kedalaman gerusan maksimum serta mengevaluasi konfigurasi cofferdam yang paling sesuai. Selain itu, analisis ini juga dapat digunakan untuk menentukan kebutuhan perlindungan tambahan, seperti material pelindung di sekitar struktur, guna mengurangi risiko gerusan lokal dan meningkatkan stabilitas cofferdam.



Gambar 3. 7 (a) lokasi dan *plan view* dari penelitian dan (b) Finite Element Mesh dari litian (Joonwoo Noh, Sangjin Lee, Ji-Sung Kim,dan Albert molinas, 2012)

3.4 **Desain Struktur Kontruksi**

Desain struktur konstruksi merupakan bagian dari tahap awal dalam sebuah perencanaan teknis kosntruksi. Dalam penelitian ini penulis memfokuskan dalam desain struktur dinding penahan tanah (*retaining wall*) atau sering disebut dengan turap. *Retaining wall* adalah salah satu struktur bangunan yang berfungsi untuk menjaga kestabilan dari suatu timbunan tanah, sehingga timbunan tersebut tidak mengalami geser atau longsor. Pada daerah bantaran sungai turap juga selalu digunakan sebagai bangunan tebing sungai yang fungsinya sebagai pengendali laju aliran sungai dan sebagai penghalau tingginya luapan banjir yang sering terjadi pada Daerah Aliran Sungai (DAS).

Untuk melaksanakan pembangunan turap, maka diperlukan perencanaan yang harus dilakukan antara lain sebagai berikut :

1. Memperkirakan ukuran atau dimensi yang diperlukan dari dinding penahan tanah. Pada pemilihan awal dimensi turap, penulis berpedoman pada pengalamannya serta tabel – tabel yang berisikan rasio antara lebar dasar dan tinggi dari dinding standar.

2. Menghitung besarnya tekanan tanah terhadap turap, baik secara analitis maupun secara grafis.
3. Merancang lebar dasar turap dimana harus cukup untuk memobilisasi daya dukung tanahnya sehingga tegangan yang bekerja akibat konstruksi ditambah dengan gaya – gaya lainnya tidak melebihi daya dukung ijin.
4. Menghitung kekuatan struktur dari konstruksi turap dengan cara memeriksa tegangan geser dan tegangan tekan yang diijinkan dari struktur turap.
5. Turap harus aman terhadap stabilitas gesernya (*sliding stability*) dan juga stabilitas gulingnya (*overtuning stability*).
6. Perencana konstruksi perlu melakukan peninjauan terhadap lingkungan lokasi dari penempatan turap yang akan dibangun.

Faktor – faktor yang harus diperhitungkan dalam perencanaan turap antara lain sebagai berikut :

1. Stabilitas turap yang cukup sehingga mampu membentuk tekanan tanah aktif dan apabila menurun tidak akan merobek dinding depan dari tulangan.
2. Tambahan beban yang diberikan pada pekerjaan urugan kembali sehingga menyebabkan semakin

meningkatnya tekanan tanah lateral dan tekanan vertikal pada setiap kedalaman turap.

3. Korosi bisa menjadi suatu faktor kritis apabila tulangan yang digunakan terbuat dari logam. Sebaiknya tambahkan tebal selimut beton penulangan untuk menahan korosi agar bangunan bertahan lebih lama.
4. Kelongsoran turap dapat terjadi karena tarikan pada tulangan, daya dukung pada tanah dasar yang menyangga dinding mengalami kelongsoran dan seluruh dinding turap tergelincir.

Tekanan tanah dan gaya – gaya yang bekerja pada turap sangat mempengaruhi stabilitas turap itu sendiri. Secara umum, penempatan atau penggunaan bahan material dalam konstruksi turap akan memberikan perkuatan pada massa tanah dan juga mempengaruhi besaran timbunan di belakang dinding turap. Agar turap yang akan dibangun tidak mengalami *collapse* atau runtuh maka dinding turap haruslah memiliki kestabilan terhadap beberapa hal sebagai berikut

1. Geseran dan penurunan badan dinding terhadap tekanan tanah lateral atas badan dinding.
2. Momen geser atau lentur alas pada badan dinding yang disebabkan oleh pembebanan dinding

menghasilkan tekanan tanah di atas telapak (atau alas) dinding.

Tanah cenderung bergerak ke bawah pada permukaan tanah yang tidak horizontal. Pergerakan tanah ini disebabkan oleh gravitasi. Apabila komponen berat tanah yang dipengaruhi oleh gravitasi begitu besar sehingga kemampuan perlawanan gesernya terlampaui, maka akan terjadi kelongsoran lereng. Kekuatan perlawanan tanah terhadap gaya – gaya yang terjadi disebut stabilitas, sehingga kemampuan perlawanan tanah yang tidak horizontal terhadap gaya – gaya yang terjadi disebut stabilitas lereng (Hardiyatmo, H.C., 2003).

Dalam menganalisis stabilitas lereng bukanlah perihal mudah. Pada analisis stabilitas lereng terdapat banyak faktor yang memengaruhi. Faktor – faktor tersebut misalnya kondisi tanah yang berlapis – lapis, kuat geser tanah, aliran rembesan air dalam tanah, dan faktor lainnya. Menurut Terzaghi (1950), penyebab kelongsoran lereng terbagi menjadi dua yaitu akibat pengaruh alam (*internal effect*) dan pengaruh luar (*external effect*). Pengaruh dalam yang dimaksud adalah longsoran yang terjadi dengan tanpa adanya perubahan kondisi luar atau gempa bumi. Contoh yang biasa terjadi untuk kondisi ini adalah pengaruh

bertambahnya tekanan air pori di dalam lereng. Pengaruh luar yang dimaksud adalah pengaruh yang menyebabkan bertambahnya gaya geser dengan tanpa adanya perubahan kuat geser. Contoh yang biasa terjadi untuk kondisi ini adalah upaya manusia untuk mempertajam kemiringan tebing atau memperdalam galian tanah dan erosi sungai (Hardiyatmo, H.C., 2003).

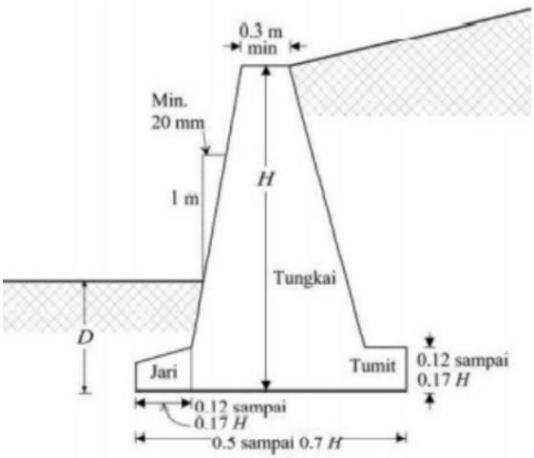
Mengevaluasi stabilitas pada lereng merupakan hal yang sangat penting. Kekhawatiran terhadap stabilitas lereng dewasa ini terus meningkat seiring dengan banyaknya kasus – kasus kegagalan lereng yang terjadi. Berbagai pengamatan yang dilakukan terhadap perilaku lereng yang tidak jarang disertai dengan kegagalan lereng telah menuntun kepada perkembangan pemahaman terhadap perubahan parameter tanah seiring berjalannya waktu.

Berdasarkan cara untuk mencapai stabilitasnya, maka turap atau dinding penahan tanah dapat digolongkan dalam beberapa jenis yaitu :

1. Dinding penahan tanah tipe gravitasi (*gravity wall*).

   Dinding ini dibuat dari beton tidak bertulang atau pasangan batu, terkadang pada dinding jenis ini dipasang tulangan pada permukaan dinding untuk mencegah retakan permukaan akibat perubahan temperatur. Selain itu, pada proyek konstruksi yang membutuhkan perhatian khusus, dinding penahan tanah ini jarang digunakan.

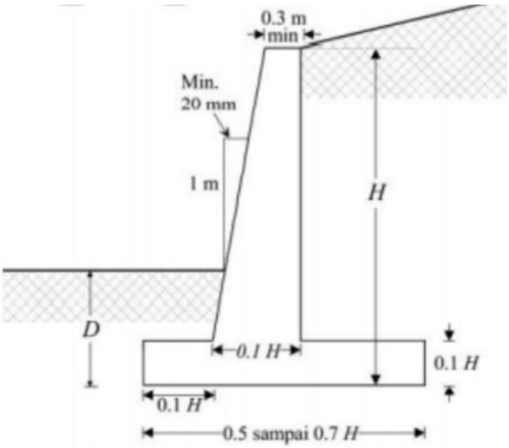
Dinding penahan tanah tipe gravitasi diilustrasikan seabagi berikut



Gambar 3. 8 Turap Tipe Gravitasi (Sumber : Badan Standardisasi Nasional Standar Nasional Indonesia Persyaratan Perancangan Geoteknik, 2017)

2. Dinding penahan tanah tipe kantilever (*cantilever retaining wall*).

   Dinding ini terdiri dari kombinasi dinding dengan beton bertulang yang berbentuk huruf T. Ketebalan dari kedua bagian relatif tipis dan secara penuh diberi tulangan untuk menahan momen dan gaya lintang yang bekerja pada dinding tersebut. Stabilitas konstruksinya diperoleh dari berat sendiri dinding penahan dan berat tanah diatas tumit tapak (heel). Terdapat 3 bagian struktur yang berfungsi sebagai kantilever, yaitu bagian dinding vertikal (steem), tumit tapak dan ujung kaki tapak (toe). Biasanya ketinggian dinding ini tidak lebih dari 6 – 7 meter. Dinding penahan tanah tipe kantilever diilustrasikan sebagi berikut.

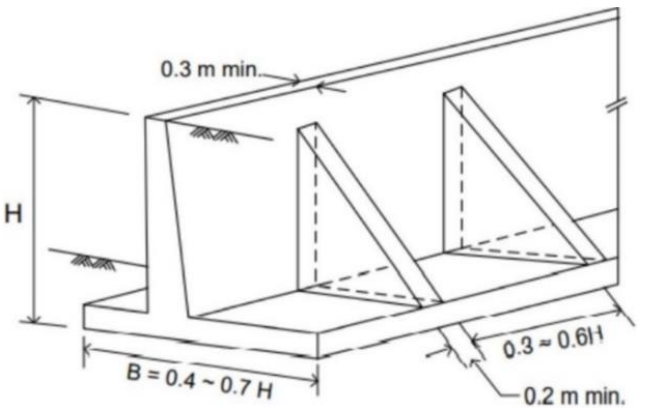


Gambar 3. 9Turap Tipe Kantilever(Sumber : Badan Standardisasi Nasional Standar Nasional Indonesia Persyaratan Perancangan Geoteknik, 2017)

3. Dinding penahan tanah tipe kontrafort (*counterfort wall*).

Dinding ini terdiri dari dinding beton bertulang tipis yang di bagian dalam dinding pada jarak tertentu didukung oleh pelat atau dinding vertikal yang disebut *counterfort* (dinding penguat). Ruang di atas pelat pondasi diisi dengan tanah urug. Apabila tekanan tanah aktif pada dinding vertikal cukup besar, maka bagian dinding vertikal dan tumit perlu disatukan (*contrafort*). Kontrafort berfungsi sebagai pengikat tarik dinding vertikal dan ditempatkan pada bagian timbunan dengan interval jarak tertentu. Dinding kontrafort akan lebih ekonomis digunakan bila ketinggian dinding lebih dari 7 meter. Perencanaan dimensi dinding penahan tanah sistem kontrafort yaitu lebar 0.45H sampai dengan 0.75H. Kontrafort dapat ditempatkan pada jarak 0.3H sampai dengan 0.60H, dengan tebal tidak kurang dari 20 centimeter. Tinggi kontrafort sebaiknya sama

dengan tinggi dinding vertikal, tetapi apabila diinginkan ketinggian yang lebih kecil, dapat dikurangi dengan 0.12H sampai dengan 0.24H. Dinding penahan tanah tipe kontrafort diilustrasikan pada sebagi berikut



Gambar 3. 10 Turap Tipe Kontrafort (Sumber : Badan Standardisasi Nasional Standar Nasional Indonesia Persyaratan Perancangan Geoteknik, 2017)

BAB IV TEKANAN TANAH

4.1 Tekanan Tanah Lateral

Tekanan tanah lateral merupakan gaya yang bekerja secara horizontal dari massa tanah terhadap struktur penahan, seperti dinding penahan tanah, *sheet pile*, maupun cofferdam. Gaya ini muncul sebagai akibat dari berat sendiri tanah serta beban tambahan yang bekerja di atas permukaannya. Dalam kondisi alami, tanah memiliki kecenderungan untuk bergerak atau menyebar ke arah samping ketika menerima beban. Namun, ketika pergerakan tersebut dibatasi oleh suatu struktur, maka timbullah tekanan yang bekerja secara lateral pada struktur tersebut.

Besarnya tekanan tanah lateral tidak bersifat konstan, melainkan sangat dipengaruhi oleh kondisi tanah dan lingkungan di sekitarnya. Jenis tanah, kepadatan, kadar air, serta kedalaman lapisan tanah menjadi faktor penting yang menentukan besar kecilnya tekanan yang terjadi. Selain itu, kondisi struktur penahan juga memiliki peranan yang signifikan, terutama dalam hal kemampuan struktur tersebut untuk bergerak atau mengalami deformasi.

Dalam praktiknya, tekanan tanah lateral berkaitan erat dengan perilaku dinding penahan terhadap tanah

di belakangnya. Ketika dinding tidak mengalami pergerakan, tekanan tanah berada dalam kondisi seimbang yang dikenal sebagai tekanan tanah diam. Namun, apabila dinding bergerak menjauhi tanah, maka tekanan yang terjadi akan berkurang dan disebut sebagai tekanan tanah aktif. Sebaliknya, apabila dinding bergerak mendekati atau menekan tanah, maka tekanan yang timbul akan meningkat dan dikenal sebagai tekanan tanah pasif. Perbedaan kondisi ini menunjukkan bahwa interaksi antara tanah dan struktur sangat menentukan besarnya tekanan yang bekerja.

Seiring dengan bertambahnya kedalaman, tekanan tanah lateral juga cenderung meningkat. Hal ini disebabkan oleh semakin besarnya berat tanah yang berada di atas lapisan tersebut. Oleh karena itu, distribusi tekanan tanah umumnya lebih kecil di permukaan dan semakin besar pada bagian yang lebih dalam. Pola distribusi ini menjadi dasar penting dalam perencanaan struktur penahan tanah, karena menentukan besarnya gaya yang harus ditahan oleh struktur.

Dalam konteks konstruksi, khususnya pada pekerjaan cofferdam dan *sheet pile*, tekanan tanah lateral menjadi salah satu aspek utama yang harus

diperhatikan. Ketidakmampuan struktur dalam menahan tekanan ini dapat menyebabkan deformasi bahkan kegagalan struktur. Oleh karena itu, pemahaman yang baik terhadap konsep tekanan tanah lateral sangat diperlukan agar perencanaan dan pelaksanaan konstruksi dapat dilakukan secara aman, efektif, dan efisien.

Menurut Hardiyatmo (2002), tekanan tanah lateral adalah gaya yang ditimbulkan akibat dorongan tanah dibelakang struktur penahan tanah. Besar tekanan lateral sangat dipengaruhi oleh perubahan letak (displacement) dari dinding penahan dan sifat-sifat tanahnya. tanah dibatasi oleh turap yang dianggap tidak mempuyai volume, sangat kokoh, dan licin yang di pancang dalam tanah tak berkohesi Tanah di sebelah kiri dinding turap yang digali secara perlahan - lahan sehingga kondisi . Besama-sama dengan itu, dikerjakan suatu gaya horisontal (Ph) yang memiliki besaran gaya yang sama dengan gaya horisontal tanah ke arah dinding sebelum di lakukan penggalian. Tekanan dari gaya horisontal (Ph) ini disebut tekanan tanah lateral saat diam (lateral earth preassure at rest), yaitu tekanan tanah ke arah lateral dengan tidak ada regangan yang terjadi dalam tanah. Nilai banding pada kedalam yang ditinjau antara tekanan horisontal dan vertikal sebut

sebagai koefisien tekanan tanah saat diam (coefficient of earth pressure at rest) yang dinotasikan sebagai Ko. Persamaanta dapat ditulis sebagi berikut

$$Ko = \frac{\sigma h'}{z\gamma'} = \frac{\sigma h'}{\sigma v'}$$

Dengan :
σv' = Tengangan vertikal efektif (KN/m3)
σh' = Tengangan horisontal efektif (KN/m3)
z = Kedalaman dari muka tanah (m)
γ' = Berat volume efektif (KN/m3)

Dalam Teori Renkine suatu tanah tak berkohesi yang homogen dan isotropis yang terletak pada ruangan semi tak terhingga dengan permukaan horisontal, dan dinding penahan vertikal berupa dinding yang licin sempurna. Untuk mengevaluasi tekanan tanah aktif dan tahanan tanah pasif, ditinjau kondisi keseimbangan batas pada suatu elemen di dalam tanah, dengan kondisi permukaan yang horisontal dan tidak ada tegangan geser pada kedua bidang vertikal maupun horisontalnya. Dianggap tanah ditahan dalam arah horisontal. Pada kondisi aktif sembarang elemen tanah akan sama seperti benda uji dalam alat triaksial yang diuji dengan penerapan tekanan sel yang

dikurangi, sedangkan tekanan aksial tetap. Ketika tekanan horisontal dikurangi pada suatu nilai tertentu, kuat geser tanah pada suatu saat akan sepenuhnya berkembang dan tanah kemudian mengalami keruntuhan. Gaya horisontal yang menyebabkan keruntuhan ini merupakan tekanan tanah aktif dan nilai banding tekanan horisontal dan vertikal pada kondisi ini, merupakan koefisien tekanan aktif (coefficient of active pressure). Menurut (Herdiyatmo, 2002) persamaan koefisien tekanan aktif adalah sabagai berikut

$$Ka = \frac{\sigma 3}{\sigma 1} = \frac{\sigma h}{\sigma v}$$

Dengan σv = zγ

Dari lingkaran Mohr dapat disimpulkan

$$Sin\varphi = \frac{\sigma 1 - \sigma 3}{\sigma 1 + \sigma 3}$$

Dengan σv = σ1 = zγ dan φ yang telah di ketahui, substitusi persamaan maka diperoleh

$$\sigma 3 = \sigma 3 \frac{1 - sin\varphi}{1 + sin\varphi} = zytg^2(45° - \frac{\varphi}{2})$$

Karena σ3 =Ka zu maka

$$Ka = \frac{\sigma 3}{zy} = tg^2(45° - \frac{\varphi}{2})$$

Menurut Hardiyatmo (2002) apabila suatu gaya mendorong dinding penahan tanah ke arah tanah urug, tekanan tanah kondisi ini disebut tekanan tanah pasif (passive earth pressure), sedangkan nilai banding tekanan horisontal dan tekanan vertikal yang terjadi didefinisikan sebagai koefisien tekanan tanah pasif (coefficient of passive earth pressure) yang dinotasikan dengan Kp. Pada tinjauan pasif, nilai φ dan σ3 = $z\gamma$ (tegangan utama σv = $z\gamma$, dalam hal ini menjadi σ3) sudah di ketahui. Pada kondisi ini diperoleh persamaan

$$\sigma p = \frac{\sigma 3}{zy} = zy\ tg^2(45° + \frac{\varphi}{2})$$

Atau

$$Kp = \frac{\sigma p}{\sigma 1} = tg^2(45° - \frac{\varphi}{2})$$

4.2 Tekanan Tanah Aktif

Dalam kajian Mekanika Tanah, konsep tekanan tanah aktif merupakan salah satu aspek penting dalam memahami interaksi antara tanah dan struktur penahan, seperti dinding penahan tanah atau *sheet pile*. Tekanan tanah aktif terjadi ketika suatu struktur penahan mengalami pergerakan menjauhi massa tanah

di belakangnya. Pergerakan ini menyebabkan tanah kehilangan keseimbangan awalnya dan secara bertahap mencapai kondisi runtuh (failure), sehingga menghasilkan tekanan lateral minimum yang bekerja pada struktur tersebut.

Menurut Charles-Augustin de Coulomb, tekanan tanah aktif dianalisis dengan mempertimbangkan keseimbangan gaya pada bidang runtuh dalam tanah. Ia menekankan bahwa besarnya tekanan sangat dipengaruhi oleh parameter kuat geser tanah, yaitu kohesi dan sudut geser dalam, serta interaksi gesekan antara tanah dan permukaan dinding. Pendekatan Coulomb ini memberikan gambaran bahwa kondisi runtuh tanah bukan hanya dipengaruhi oleh sifat internal tanah, tetapi juga oleh karakteristik permukaan struktur penahan.

Sementara itu, William John Macquorn Rankine mengemukakan teori yang lebih sederhana dengan asumsi bahwa tanah bersifat homogen dan isotropis, serta tidak terdapat gesekan antara tanah dan dinding penahan. Dalam teori Rankine, tekanan tanah aktif terjadi ketika tegangan horizontal dalam tanah mencapai nilai minimum akibat pergerakan dinding. Pendekatan ini banyak digunakan dalam perhitungan praktis karena kemudahannya, meskipun memiliki

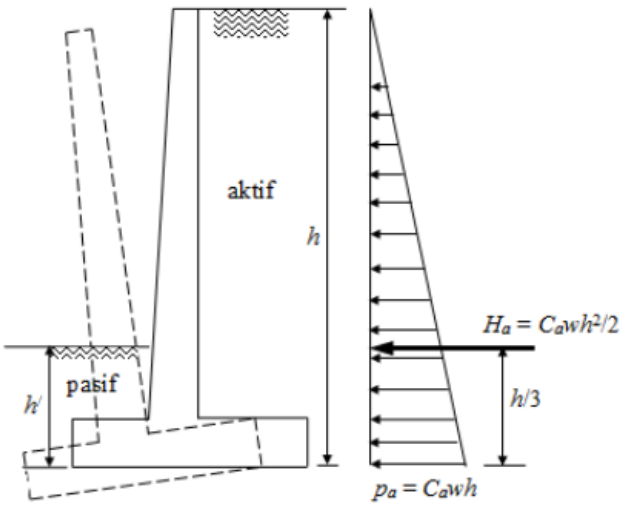
keterbatasan dalam merepresentasikan kondisi lapangan yang kompleks.

Lebih lanjut, Karl Terzaghi memberikan perspektif yang lebih realistis dengan memperhatikan perilaku tanah yang sebenarnya di lapangan. Ia menjelaskan bahwa tekanan tanah aktif berkaitan erat dengan perubahan tegangan dalam tanah akibat deformasi struktur penahan. Ketika dinding bergerak menjauh, tegangan horizontal menurun hingga tanah mencapai kondisi keseimbangan plastis. Terzaghi juga menyoroti pentingnya faktor-faktor seperti kondisi air tanah dan jenis tanah dalam mempengaruhi distribusi tekanan.

Pengembangan konsep ini kemudian dilanjutkan oleh Ralph B. Peck dan Thomas H. Whitman yang mengaitkan teori dengan praktik rekayasa di lapangan. Mereka menekankan bahwa tekanan tanah aktif tidak hanya dipengaruhi oleh sifat tanah, tetapi juga oleh kondisi drainase, metode konstruksi, serta besarnya pergerakan struktur penahan. Pendekatan ini memberikan pemahaman yang lebih komprehensif bagi para insinyur dalam merancang struktur yang aman dan efisien.

Menurut Hardiyatmo (2003) tekanan tanah aktif adalah tekanan yang terjadi pada dinding penahan yang

mengalami keluluhan atau bergerak ke arah luar dari tanah urugan di belakangnya, sehingga menyebabkan tanah urug akan bergerak longsor ke bawah dan menekan dinding penahannya, sedangkan nilai banding tekanan horisontal dan tekanan vertikal yang terjadi didefinisikan sebagai koefisien tekanan tanah aktif atau Ka. Nilai tekanan aktif lebih kecil dari nilai tekanan saat diam. Gerakan dinding tanah menjauhi tanah urugan menghilangkan pertahanan di belakang dinding. Jadi tekanan tanah aktif adalah gaya yang cenderung mengurangi keseimbangan dinding penahan tanahnya



Gambar 4. 1 Diagram Tekanan Tanah Aktif (Sumber : Hardiyatmo, 2003)

Nilai tekanan tanah aktif untuk tanah lateral dihitung dengan menggunakan teori Rankine yang

dibagi menjadi nilai tekanan tanah aktif untuk tanah datar dan nilai tekanan tanah aktif untuk tanah miring. Untuk menghitung nilai koefisien tanah datar dan tanah miring pada tanah aktif digunakan rumus seperti dibawah ini. Nilai Ka untuk tanah datar dinyatakan dalam Persamaan sebagai berikut

$$Ka = \frac{1 - Sin\varphi}{1 + Sin\varphi} = tan^2.(45^0 - \frac{\varphi}{2})$$

Keterangan:

φ = Sudut geser tanah (°)

Ka = Koefisien tanah aktif

Untuk menghitung tekanan tanah aktif untuk tanah non kohesif nilai pa untuk tanah nin kohesif dinyatakan dalama persamaan

$$Pa = \frac{1}{2} y.H^2.Ka$$

Sedangkan untuk menhitung tekanan tanah aktif untuk tanah kohesif dengan nilai PA untuk tanah kohesif dinyatakan dalam persamaan sebagi berikut

$$Pa = \frac{1}{2} y.H^2.Ka - 2c\sqrt{Ka}$$

Keterangan :

Pa = Tekanan tanah aktif (KN/m)

γ = Berat isi tanah (KN/m3)

H = Tinggi dinding (m)

c = Kohesi (KN/m2)

Ka = Koefisien tanah aktif

Pada kondisi aktif, dianggap tanah ditahan dalam arah horisontalnya sehingga sembarang elemen tanah akan sama seperti benda uji dalam alat triaxial yang diuji dengan penerapan tekanan sel yang dikurangi, sedangkan tekanan aksial tetap konstan. Ketika tekanan horisontal dikurangi sampai nilai tertentu, kuat geser tanah akan sepenuhnya berkembang dan tanah akan mengalami keruntuhan (Bowles, BE., 1988).

4.3 Tekanan Tanah Pasif

Dalam kajian Mekanika Tanah, tekanan tanah pasif merupakan kondisi kebalikan dari tekanan tanah aktif, yaitu ketika tanah memberikan tekanan lateral maksimum terhadap struktur penahan. Kondisi ini terjadi saat dinding atau struktur bergerak mendekati tanah, sehingga tanah mengalami pemampatan dan

mencapai keadaan runtuh (failure) dengan peningkatan tegangan horizontal.

Menurut Charles-Augustin de Coulomb, tekanan tanah pasif dianalisis berdasarkan keseimbangan gaya pada bidang runtuh yang terbentuk di dalam tanah. Dalam kondisi ini, tanah memberikan tahanan maksimum terhadap pergerakan dinding. Coulomb menjelaskan bahwa besarnya tekanan pasif dipengaruhi oleh kohesi, sudut geser dalam, serta gesekan antara tanah dan dinding penahan. Karena adanya gesekan ini, nilai tekanan pasif umumnya lebih besar dibandingkan hasil pendekatan sederhana.

Sementara itu, William John Macquorn Rankine mendefinisikan tekanan tanah pasif sebagai tekanan lateral maksimum yang terjadi ketika tanah berada dalam kondisi keseimbangan batas akibat dinding yang bergerak ke arah tanah. Teori Rankine menggunakan asumsi tanah homogen, isotropis, dan tidak mempertimbangkan gesekan antara tanah dan dinding. Dalam pendekatan ini, tekanan pasif dihitung secara lebih sederhana, namun cenderung memberikan hasil yang lebih konservatif untuk beberapa kondisi lapangan.

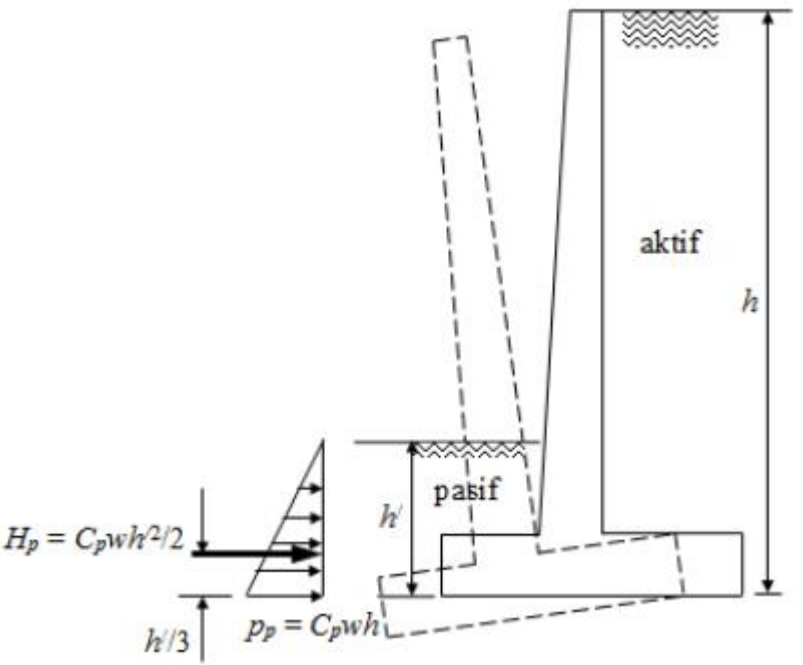
Lebih lanjut, Karl Terzaghi menjelaskan bahwa tekanan tanah pasif berkaitan dengan peningkatan

tegangan horizontal dalam tanah akibat deformasi struktur yang menekan tanah. Ketika dinding bergerak ke arah tanah, butiran tanah saling mengunci dan meningkatkan tahanan geser hingga mencapai kondisi plastis. Terzaghi juga menekankan bahwa mobilisasi tekanan tanah pasif membutuhkan deformasi yang lebih besar dibandingkan tekanan aktif, sehingga dalam praktiknya nilai tekanan pasif tidak selalu tercapai secara penuh.

Pandangan ini diperkuat oleh Ralph B. Peck dan Thomas H. Whitman yang menyatakan bahwa tekanan tanah pasif sangat dipengaruhi oleh kondisi lapangan, seperti kepadatan tanah, kadar air, serta metode konstruksi. Mereka menegaskan bahwa dalam perencanaan teknik, penggunaan tekanan tanah pasif harus dilakukan dengan hati-hati karena memerlukan pergerakan struktur yang cukup besar untuk memobilisasi tahanan maksimum tanah.

Menurut Hardiyatmo (2003), tekanan tanah pasif adalah tekanan tanah yang terjadi saat gaya mendorong dinding penahan tanah kearah tanah urugannya, sedangkan nilai banding tekan horisontal dan vertikal yang terjadi didefinisikan sebagai koefisien tekanan tanah pasif atau kp. nilai tekanan pasif lebih

besar dari nilai tekanan tanah saat diam dan nilai tekanan aktif. Tekanan tanah pasif menunjukkan nilai maksimum dari gaya yang dapat dikembangkan oleh tanah pada gerakan struktur penahan terhadap tanah urugannya, yaitu tanah harus menahan gerakan dinding penahan tanah sebelum mengalami keruntuhan .



Gambar 4. 2 Diagram Tekanan Tanah Pasif (Sumber : Hardiyatmo, 2003)

Untuk nilai tekanan tanah pasif untuk tanah lateral dihitung dengan cara yang sama pada tekanan

tanah aktif menggunakan teori Rankine yang dibagi menjadi nilai tekanan tanah pasif untuk tanah datar dan nilai tekanan tanah pasif untuk tanah miring. Prosedur perhitungannya digunakan metode Rankine seperti rumus Dibawah ini

Nilai Kp untuk tanah satar dinyatakan dalam persamaan

$$Ka = \frac{1 - Sin\varphi}{1 + Sin\varphi} = tan^2.(45^0 - \frac{\varphi}{2})$$

Keterangan:

φ = Sudut geser tanah (o)

Kp = Koefisien tanah aktif

Perhitungan untuk tekanan tanah pasif dihitung menggunakan pesamaan anatara lain

1. Menghitung tekanan tanaf pasif untuk tnah non kohesif

   Nilai Pp untuk tanah non kohesif dinyatakan dalam persamaan

$$Pp = \frac{1}{2} y.H^2.Kp$$

2. Menghitung tekanan tanah pasif untuk tanah kohesif

   Nilai Pa untuk tanah kohesif dinyatakan dalam Persamaan

$$Pa = \frac{1}{2} y.H^2.Kp - 2c\sqrt{kp}$$

Keterangan :

Pp = Tekanan tanah pasif (KN/m)
γ = Berat isi tanah (KN/m3)
H = Tinggi dinding (m)
c = Kohesi (KN/m2)
Kp = Koefisien tanah pasif

4.4 Tekanan Tanah Diam

Tekanan tanah diam merupakan kondisi tekanan tanah yang terjadi ketika tanah berada dalam keadaan tidak mengalami pergerakan lateral. Artinya, dinding penahan tanah atau struktur seperti *sheet pile* tidak bergerak baik ke arah tanah maupun menjauhi tanah. Dalam kondisi ini, tanah berada dalam keadaan keseimbangan alami sehingga tekanan yang bekerja disebut sebagai tekanan tanah diam.

Berbeda dengan tekanan tanah aktif dan pasif yang terjadi akibat adanya pergerakan struktur, tekanan tanah diam muncul ketika tidak ada deformasi atau pergeseran pada dinding penahan. Oleh karena itu, kondisi ini sering dijumpai pada struktur yang sangat kaku dan tidak memungkinkan terjadinya perpindahan, seperti dinding basement atau struktur penahan yang tertanam kuat.

Besarnya tekanan tanah diam umumnya berada di antara tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif.

Untuk menyatakan kondisi ini digunakan koefisien tekanan tanah diam yang dilambangkan dengan K_0 (K-zero). Salah satu pendekatan yang paling sering digunakan untuk menentukan nilai K_0 adalah hubungan empiris yang dikemukakan oleh Karl von Terzaghi dan dikembangkan lebih lanjut oleh Johan Jaky, persamaannya sebagai berikut

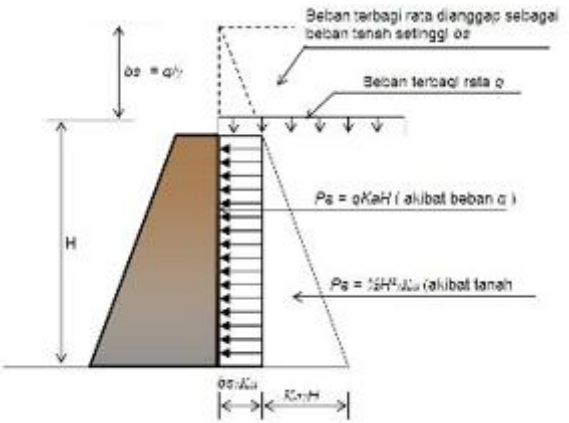
$$K_0 = 1 - Sin\varphi$$

Dimana

$K_0 = Koefisien\ tekanan\ tanah\ diam$

φ = sudut geser dalam tanah

Persamaan tersebut menunjukkan bahwa nilai tekanan tanah diam sangat dipengaruhi oleh sifat geser tanah. Semakin besar sudut geser dalam, maka nilai K_0 akan semakin kecil, yang berarti tekanan lateral tanah juga semakin berkurang.



Gambar 4. 3 tekanan tanah diam

Dalam praktik konstruksi, tekanan tanah diam menjadi sangat penting untuk diperhitungkan, terutama pada kondisi di mana struktur tidak direncanakan untuk bergerak. Kesalahan dalam memperkirakan tekanan ini dapat menyebabkan desain yang tidak aman, seperti retak pada dinding atau bahkan kegagalan struktur.

Selain itu, tekanan tanah diam juga sering digunakan sebagai kondisi awal dalam analisis geoteknik sebelum mempertimbangkan perubahan akibat penggalian, pembebanan, atau pergerakan struktur. Oleh karena itu, pemahaman terhadap konsep ini menjadi dasar penting dalam perencanaan dinding penahan tanah, cofferdam, maupun struktur bawah tanah lainnya.

BAB V TEKANAN TANAH AKTIF DAN PASIF PADA COFFERDAM

5.1 Penurunan Tanah Urug

Pada saat pelaksanaan perancangan *sheet pile* cofferdam di daerah utara menembus tanah yang lunak. Pada saat cofferdam telah terisi pasir, daerah yang digali mulai dikeringkan/dipompa dan terindikasi bahwa pada daerah tersebut mengalami pergerakan *sheet pile* (bagian atas) yang cukup besar. Karenakan keadaan tanah yang lunak dan pergerakan *sheet pile* yang cukup besar, makaterdapat kemungkinan lapisan tanah urug mengalami *settlement*. Adanya penurunan (*settlement*) dari lapisan tanah urug tersebut akan menyebabkan peningkatan tambahan beban ke tible akibat beban masa tanah yang terletak di atas tible. Akibat kelengkungan / *curvature* dari kabel tible yang relatif kecil, maka beban tanah yang sangat kecil pun sudah dapat menyebabkan kenaikan tegangan tible yang besar.

Untuk membuktikan dasar pemikiran di atas, maka diadakan pemeriksaan di lapangan berupa:

a. Mengurangi tegagan tible dengan mengendori ikatan tible pada balok gording turap. Cara ini diharapkan dapat menunjukkan apakah tegangan tible yang berlebihan tersebut merupakan akibat dari

penurunan tanah. Khususnya apabila pada waktu dikendori tidak terjadi kenaikan tegangan pada tible-tible yang bersebelahan. Apabila kenaikan gaya-gaya pada tible merupakan akibat dari tekanan tanah aktif dan pasif yang diluar rencana, maka pengendoran tegangan tible akan menyebabkan kenaikan tegangan pada tible di sekitarnya.

b. (atau) menggali / mengurangi beban tanah di atas tible yang kelebihan tegangan (*overstressed*). Jika penyebab kenaikan tegangan adalah akibat penurunan tanah, maka penggalian berupa selokan memanjang searah tible akan menurunkan tegangan tible hingga sesuai dengan tegangan tible yang sesunggunhnya. Jika penyebab kenaikan tegangan adalah faktor lain, maka penggalian ini tidak akan berdampak apa-apa.

Mengingat betapa sulit dan berbahayanya alternatif “a”, sehingga pengendoran tegangan tidak bisa dilakukan seperti yang diharapkan, sedangkan pelaksanaan alternatif “b” memberikan hasil sesuai yang diharapkan. Sehingga dapat disimpulkan bahwa kenaikan tegangan tible di luar tegangan yang direncanakan sebagian adalah akibat dari penurunan tanah di dalam cofferdam yang menyebabkan

tambahan tegangan bagi tible akibat tanah urug di atasnya.

5.2 Tanah Lunak DiTurap Cofferdam

Dari data tanah yang digunakan sebagai dasar perencanaan (*Mitsui Engineering Ship Building* / MES), dapat diketahui bahwa tanah dasar umumnya dari lapisan tanah pasir sehingga tidak diduga adanya tanah lunak. Perencanaan turap itus endiri didasarkan pada kondisi lapisan tanah pasir. Kemungkinan adanya lapisan tanah lunak yang cukup tebal di daerah "tancapan" dari turap dapat menyebabkan kecilnya perlawanan pasif dari tanah dasar dan memperbesar tegangan tible yang ada.

Dugaan adanya tanah lunak tersebut dapat diketahui daripada saat pekerjaan pengerukan dan pemancangan *sheet pile* yang lebih mudah daripada daerah-daerah lain. Adanya lapisan tanah lunak yang tidak diduga sebelumnya tidak dapat diketahui tanpa adanya penyelidikan tanah tambahan, terutama di lokasi cofferdam dan sekitarnya. Tetapi jika melihat sifat distribusi tegangan tible yang *overstressed* tersebut, tidak terlalu merata dan ada beberapa tegangan tible yang berbeda antara tible yang satu dengan tible-tible di sebelahnya. Sehingga diperkirakan

adanya tanah lunak pada dasar turap cofferdam tidak terlalu dominan.

Sebagai evaluasi, maka telah diadakan penyelidikan tanah ulang pada daerah cofferdam yang mengalami tegangan tible yang besar. Hasil penyelidikan tanah ulang menunjukkan indikasi adanya lapisan tanah lunak dan dari pengecekan perhitungan pengaruh tanah lunak tersebut relatif kecil.

5.3 Perencanaan Turap Cofferdam

Jika ada kesalahan perhitungan perencanaan turap cofferdam, maka dimungkinan sistem turap menerima gaya-gaya yang lebih besar dari perhitungan awal. Kemungkinan sebab-sebab kesalahan perhitungan dapat diketahui dengan mengadakan pemeriksaan ulang perhitungan turap, yang menghasilkan kesimpulan sebagai berikut:

a. Tidak dijumpai kelainan dari 2 perhitungan.
b. Perbedaan asumsi perhitungan dengan yang terjadi di lapangan hanya sebatas pada penempatan muka air tanah dalam cofferdam. Dari perhitungan, air tanah dihitung dengan ketinggian -0,50 m dari DL (*Datum Level*) (PT. Dwi Delta, Perhitungan Awal). Pada peninjauan lapangan, didapat tinggi muka air tanah

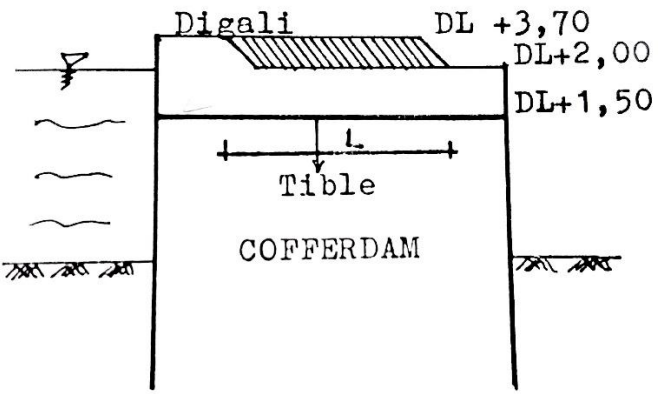
dalam cofferdam adalah setinggi muka tible (+1,50m dari DL). Hal ini sebagai akibat masuknya air laut pada waktu pasang melalui lubang-lubang tible yang di luar dugaan.

c. Setelah dihitung kembali dengan asumsi muka air tanah yang baru (PT. Dwi Delta dan PT. Jaya CM, Perhitungan Ulang Turap), didapat hal-hal sebagai berikut:
   1. *Safety factor overall* turap yaitu 1,37 (1,25) / faktor keamanan turap.
   2. Tegangan tible maksimum diperkirakan sekitar 35 ton (beberapa alternatif perhitungan menghasilkan gaya tegang / *tension* sebesar 28-35 ton).
   3. Kelengkungan momen (*bending momen*) maksimum pada turap menghasilkan tegangan maksimum sebesar 1922 kg/cm2 (ơ maks = 1800 kg/cm2).

Kondisi seperti di atas masih dianggap aman untuk struktur sementara seperti cofferdam tersebut. Sehingga dapat disimpulkan bahwa dari perhitungan turap dengan kedalaman turap yang disarankan, konstruksi turap cukup aman. Kelainan dari pengambilan asumsi muka air tanah terjadi akibat hal-hal di luar perkiraan perencanaan.

5.4 Mengurangi Beban Tanah Aktif

Tindakan mengurangi beban tanah aktif sangat efektif untuk menanggulangi penyebab dari penurunan lapisan tanah urug, karena pengurukan menunjukkan kenaikan tegangan tible akibat beban tanah di atas tible. Jadi disarankan untuk melakukan penggalian tanah di tempat-tempat yang tegangan tiblenya tinggi untuk mengurangi tegangan tible tersebut. Bentuk galian dapat dilihat seperti gambar di bawah ini:



Gambar 5. 1 Kabel jangkar pada cofferdam

Panjang galian L minimum diambil secukupnya, sedemikian rupa sampai tegangan tible turun mendekati tegangan standarnya. Galian diusahakan sampai ke permukaan tible, dan nantinya tanah boleh diurugkan lagi sampai ± 50cm di atas tible (setelah tanah di bawah dan sekitar tible dipadatkan).

Dengan mengurangi beban tanah aktif, ada dua tujuan yang dicapai, yaitu:

1. Akibat pengurangan beban tanah aktif mengakibatkan gaya-gaya pada *sheet pile* berkurang yang tentunya diharapkan beban pada tible juga berkurang.
2. Pengurangan beban tanah aktif di atas tible akan secara langsung mengurangi beban tanah pada tible akibat *settlement*.

Jadi pengendoran tible tanpa penggalian tidak disarankan karena tidak diketahui tingkat pengendoran yang sesuai untuk jangka panjang tanpa membahayakan struktur cofferdam secara keseluruhan.

5.4 Mengurangi / Memompa Air di dalam Cofferdam

Karena muka air tinggi dari yang direncanakan, maka dengan lebih tingginya muka air tersebut akan terjadi gaya aktif yang lebih besar dari rencana. Beberapa cara yang dapat dilakukan untuk mengurangi masalah ini antara lain:

1. Menutup / mengurangi masuknya air ke dalam cofferdam dengan menutup celah-celah antara *sheet pile* dengan tible dengan bahan kedap air, seperti aspal, ter atau lempung.

2. Dilaksanakan pemompaan di dalam cofferdam.
3. *Sheet pile* bagian dalam dilubangi dengan maksud air yang masuk bisa mengalir keluar.

Mengingat tekanan tible meningkat yang kemungkinan disebabkan oleh ketiga-tiganya, maka langkah pemecahan masalah bisa jadi adalah gabungan dari beberapa hal diatas dengan pertimbangan sebagai berikut:

Ad.1. bisa dilakukan / mudah pelaksanaannya.

Ad.2. dengan pemompaan terus-menerus maka diperlukan listrik / bahan bakar ynag terus menerus pula. Jika hal ini dilaksanakan, maka suatu waktu listrik mengalami padam / bahan bakar habis sehingga pemompaan berhenti dan air akan naik. Sehingga perlu dipertimbangkan untuk memilih alternatif tersebut.

Ad.3. memungkinkan pasir bisa keluar kalau filter tidak benar-benar rapat (membahayakan).

Jika kita cenderung memilih alternatif nomor 1 yaitu menutup/mengurangi masuknya air ke dalam cofferdam dengan menutup celah-celah antara *sheet pile* dengan tible, dengan bahan kedap air yang mungkin lebih mudah.

5.5 Memasang Pelindung Tible Terhadap Kemungkinan Penurunan

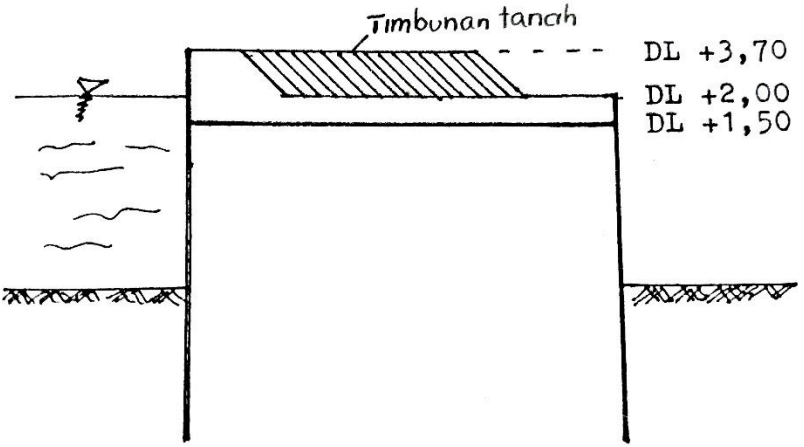
Pemasangan pipa/beton yang demikian rupa sehingga apabila tanah dibawah tible tersebut terjadi *settlement* maka tanah di atasnya tidak langsung membebani tible. Dari hasil pemeriksaan lapangan dan pengecekan perhitungan, maka urutan prioritas pemecahan masalah yang dilihat dari tingkat penanggulangan secara teknis adalah sebagai berikut:

1. Pengurangan timbunan tanah di atas tible.
2. Pemasangan pelindung tible.
3. Pengurangan atau pemompaan air ke dalam cofferdam.

Berdasarkan beberapa pertimbangan ekonomis, maka penggalian pada tanah di atas tible akan lebih ekonomis. Sehingga dari beberapa alternatif pemecahan masalah, hubungannya dapat dibagi lagi sebagai berikut:

Alternatif Pemecahan I

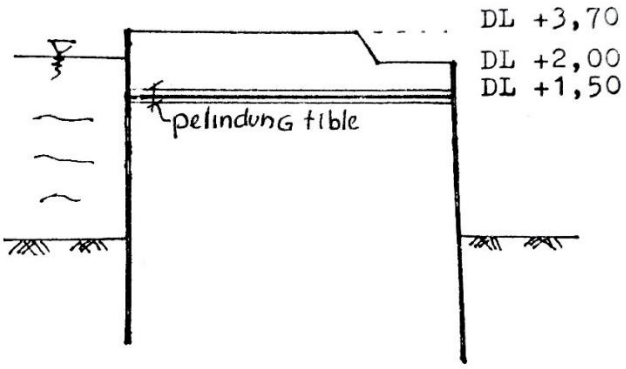
Pengurugan timbunan tanah aktif di atas tible.



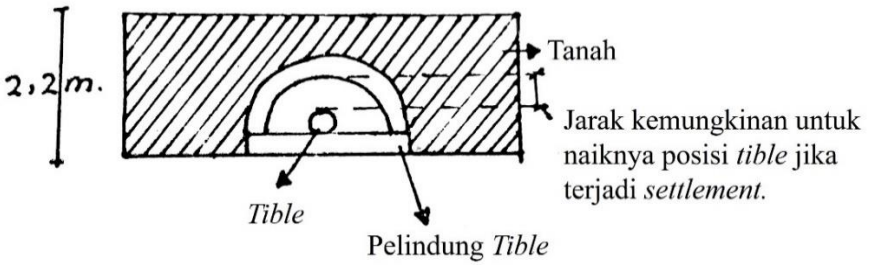
Gambar 5. 2 Timbunan tanah pada cofferdam

Alternatif Pemecahan II

Pemasangan pelindung tible dan penutupan lubang-lubang yang memungkinkan masuknya air laut ke dalam cofferdam, dan kemudian dilakukan pemompaan sedalam 2 meter.

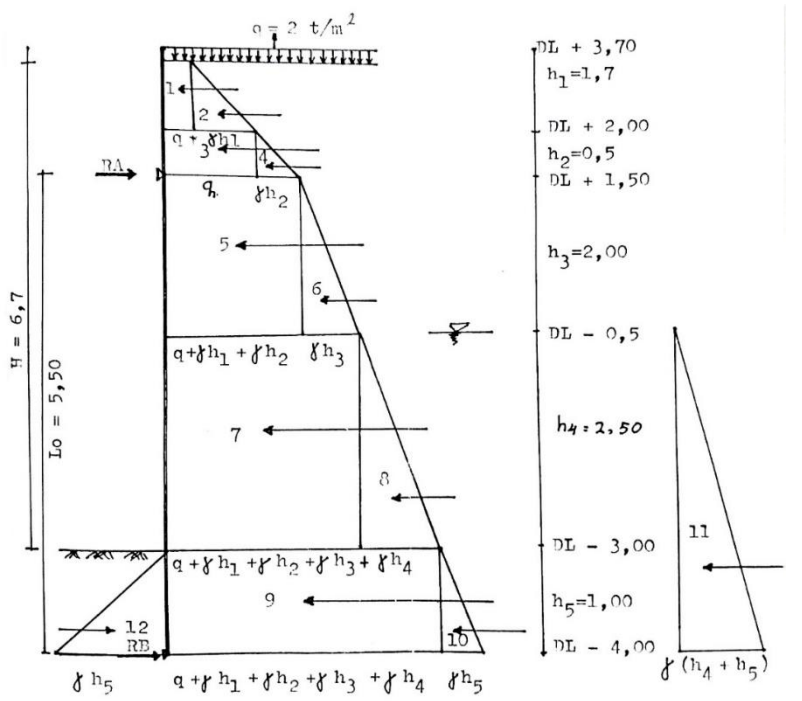


Gambar 5. 3 Pelindung kabel jangkar pada cofferdam



Gambar 5. 4 Pelindung kabel jangkar secara detail

5.6 Desain awal air tanah ada pada DL -0,50



Data :
γ tanah = 1,8 t/m
γ air = 1,0

$\varphi = 27^\circ$

$$Ka = \frac{1 - \sin}{1 + \sin} = \frac{1 - \sin 27^\circ}{1 + \sin 27^\circ} = 0.38 \quad \text{..... 1)}$$

$$Kp = \frac{1}{Ka} \quad \text{..... 2)}$$

$$Kp = \frac{1}{0{,}38}$$

$$= 2{,}63$$

(Verma, *Problems in Mehanics, Second Edition*. 1975).
Beban tanah 2 ton/m di atas dengan diagram tekanan tanah aktif dan pasif ada yg segitiga dan ada yg segi empat shg ada titik beratnya dng anak panah pada gambar. Pada setiap pias segitiga dan segi empat akan ketemu titik beratnya yg dapat dilanjutkan perhitungan pada tabel di bawah ini

Tabel 5. 1 Tekanan Tanah Aktif

Elevasi	**t/m²**	**Ka**	**Kp**	**Pa**	**Pp**
+ 3,70	q = 2	0,38	-	0,76	-
+ 2,00	$q + \gamma h_1 = 2 + 1{,}8 . 1{,}7 = 5{,}06$	0,38	-	1,92	-
+ 1,50	$q + \gamma h_1 + \gamma h_2 = 2 + 1{,}8 . 1{,}7 + 1{,}8 . 0{,}5 = 5{,}96$	0,38	-	2,27	-
- 0,50	$q + \gamma h_1 + \gamma h_2 + \gamma h_3 = 2 + 1{,}8 . 1{,}7 + 1{,}8 . 0{,}5 . 1{,}8 . 2 = 9{,}56$	0,38	-	3,63	-

- 3,00	$q + \gamma h_1 + \gamma h_2 + \gamma h_3 + \gamma h_4$ = 2 + 1,8 . 1,7 + 1,8 . 0,5 . 1,8 . 2 + 0,8 . 2,5 = 11,56	0,38	-	4,39	-
- 4,00	$q + \gamma h_1 + \gamma h_2 + \gamma h_3 + \gamma h_4 + \gamma h_5$ = 2 + 1,8 . 1,7 + 1,8 . 0,5 . 1,8 . 2 + 0,8 . 2,5 + 0,8 . 1 = 12,36	0,38	-	4,70	-
- 4,00	$\gamma (h_4 + h_5)$ = 1 (2,5 + 1) = 3,5	-	-	3,5	-
- 4,00	γh_5 = 1,8 . 1 = 1,8	-	2,63	-	4,73

Sumber : Hasil perhitungan

Tabel 5. 2 Kekuatan Reaksi

No	**S (t/m)**	**M (tm/m)**
1.	q . h . Ka = 2 . 1,7 . 0,38 = 1,29	-1,29 x (½ . 1,7) + 0,5 = -1,742
2.	½ . h_1 . γh_1 . Ka = ½ . 1,7 . 1,8 . 1,7 x 0,38 = 0,99	-0,99 x (1/3 . 1,7) + 0,5 = -1,056
3.	$(q + \gamma h_1)$ Ka . h_2 = (2 + 1,8 . 1,7) 0,38 . 0,5 = 0,96	-0,96 x (½ . 0,5) = -0,24
4.	γh_2 . Ka . h_2 . ½ = 1,8 . 0,5 . 0,38 . 0,5 . 0,5 = 0,086	-0,086 x (1/3 . 0,5) = -0,0143
5.	$(q + \gamma h_1 + \gamma h_2)$ Ka . h_3 = (2 + 1,8 . 1,7 . 1,8 . 0,5) . 0,38 .2	4,53 x (½ . 2) = +4,53
6.	γh_3 . Ka . h_3 . ½ = 1,8 . 2 . 0,38 . 2 . 0,5 = 1,37	1,37 x (2/3 . 2) = +1,83
7.	$(q + \gamma h_1 + \gamma h_2 + \gamma h_3)$ Ka . h_4	9,082 (½ . 2,5) + 2 = +29,517

	= (2 + 1,8 . 1,7 + 1,8 . 0,5 . 1,8 . 2) 0,38 . 2,5 = 9,082	
8.	$\gamma h_4 . Ka . h_4 . ½$ = 0,8 . 2,5 . 0,38 . 2,5 . 0,5 = 0,95	0,95 x (2/3 . 2,5) + 2 = +3,483
9.	$(q + \gamma h_1 + \gamma h_2 + \gamma h_3 + \gamma h_4) . Ka . h_5$ = (2 + 1,8 . 1,7 + 1,8 . 0,5 . 1,8 . 2 + 0,8 . 2,5) 0,38 . 1 = 4,39	4,39 x (½ . 1) + 4,5 = +21,95
10.	$\gamma h_5 . Ka . h_5 . ½$ = 0,8 . 1 . 0,38 . 1 . 0,5 = 0,152	0,152 x (2/3 . 1) + 4,5 = +0,785
11.	$\gamma (h_4 + h_5)$ = 1 (2,5 + 1) = 3,5	3,5 x (2/3 . 3,5) + 2 = +15,17
12.	$\gamma h_5 . Kp . h_5 . ½$ = 1,8 . 1. 2,63 . 1 . 0,5 = 2,37	-2,37 x (2/3 . 1) + 4,5 = -12,245
	So = 29,67	Mo = 61,97

Sumber : Hasil perhitungan

Lo = 5,50 m

$R_B = \frac{Mo}{Lo} = \frac{61.97}{5.50} = 11,27$ t/m

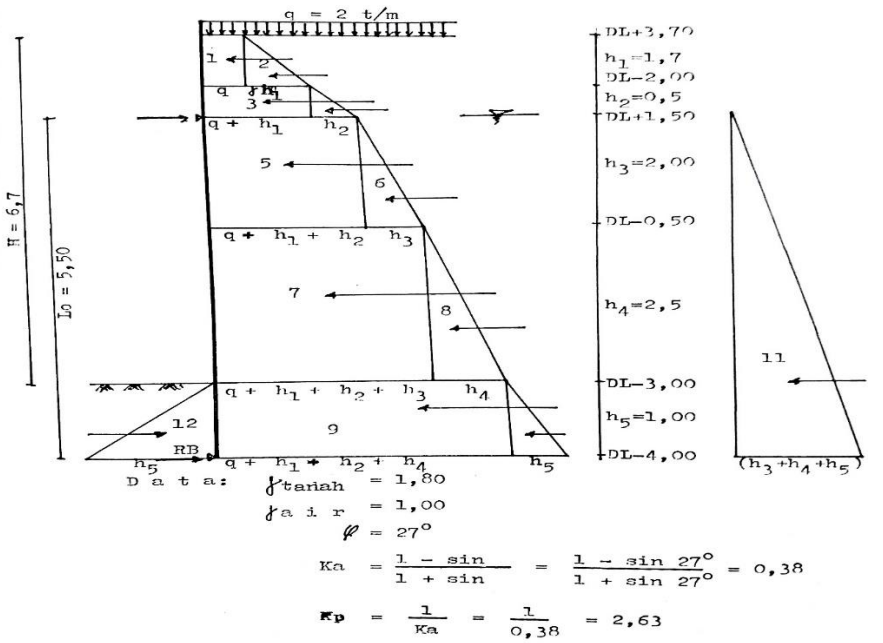
$R_A = So - R_B = 29,67 - 11,27 = 18,4$ t/m

Jarak tible diambil = 1,60 m

Tegangan tible = 18,4 x 1,6 = 29,44 ton

Dilihat dari tabel tible, maka dipakai tible F 130 T dengan *allowable tensile load* (tegangan yang diijinkan) yaitu 33,2 ton.

5.7 Keadaan air tanah ada pada DL + 1,50



Tabel 5. 3 Tekanan Tanah Aktif

Elevasi	**t/m²**	**Ka**	**Kp**	**Pa**	**Pp**
+ 3,70	q = 2	0,38	-	0,76	-
+ 2,00	$q + \gamma h_1 = 2 + 1,8 . 1,7 = 5,06$	0,38	-	1,92	-
+ 1,50	$q + \gamma h_1 + \gamma h_2 = 2 + 1,8 . 1,7 + 1,8 . 0,5 = 5,96$	0,38	-	2,27	-
- 0,50	$q + \gamma h_1 + \gamma h_2 + \gamma h_3 = 2 + 1,8 . 1,7 + 1,8 . 0,5 . 1,8 . 2 = 9,56$	0,38	-	3,63	-
- 3,00	$q + \gamma h_1 + \gamma h_2 + \gamma h_3 + \gamma h_4$	0,38	-	4,39	-

	= 2 + 1,8 . 1,7 + 1,8 . 0,5 . 1,8 . 2 + 0,8 . 2,5 = 11,56				
- 4,00	q + γ h_1 + γ h_2 + γ h_3 + γ h_4 + γ h_5 = 2 + 1,8 . 1,7 + 1,8 . 0,5 . 1,8 . 2 + 0,8 . 2,5 + 0,8 . 1 = 12,36	0,38	-	4,70	-
- 4,00	γ (h_3 + h_4 + h_5) = 1 (2,00 + 2,5 + 1) = 5,5	-	-	5,5	-
- 4,00	γ h_5 = 1,8 . 1 = 1,8	-	2,63	-	4,73

Tabel 5. 4 Kekuatan Reaksi

No	**S (t/m)**	**M (tm/m)**
1.	q . h . Ka = 2 . 1,7 . 0,38	-1,29 x (½ . 1,7) + 0,5 = -1,742
2.	½ . h_1 . γ h_1 . Ka = ½ . 1,7 . 1,8 . 1,7 x 0,38 = 0,99	-0,99 x (1/3 . 1,7) + 0,5 = -1,056
3.	(q + γ h_1) Ka . h_2 = (2 + 1,8 . 1,7) 0,38 . 0,5 = 0,96	-0,96 x (½ . 0,5) = -0,24
4.	γ h_2 . Ka . h_2 . ½ = 1,8 . 0,5 . 0,38 . 0,5 . 0,5 = 0,086	-0,086 x (1/3 . 0,5) = -0,0143
5.	(q + γ h_1 + γ h_2) Ka . h_3 = (2 + 1,8 . 1,7 . 1,8 . 0,5) . 0,38 . 2 = 4,35	4,53 x (½ . 2) = +4,53
6.	γ h_3 . Ka . h_3 . ½ = 1,8 . 2 . 0,38 . 2 . 0,5 = 1,37	1,37 x (2/3 . 2) = +1,83
7.	(q + γ h_1 + γ h_2 + γ h_3) Ka . h_4	9,082 (½ . 2,5) + 2 = +29,517

	= (2 + 1,8 . 1,7 + 1,8 . 0,5 . 1,8 . 2) 0,38 . 2,5 = 9,082	
8.	$\gamma h_4 . Ka . h_4 . ½$ = 0,8 . 2,5 . 0,38 . 2,5 . 0,5 = 0,95	0,95 x (2/3 . 2,5) + 2 = +3,483
9.	$(q + \gamma h_1 + \gamma h_2 + \gamma h_3 + \gamma h_4) . Ka . h_5$ = (2 + 1,8 . 1,7 + 1,8 . 0,5 . 1,8 . 2 + 0,8 . 2,5) 0,38 . 1 = 4,39	4,39 x (½ . 1) + 4,5 = +21,95
10.	$\gamma h_5 . Ka . h_5 . ½$ = 0,8 . 1 . 0,38 . 1 . 0,5 = 0,152	0,152 x (2/3 . 1) + 4,5 = +0,785
11.	$\gamma (h_3 + h_4 + h_5)$ = 1 (2 + 2,5 + 1) = 5,5	5,5 x (2/3 . 5,5) = 20,17
12.	$\gamma h_5 . Kp . h_5 . ½$ = 1,8 . 1. 2,63 . 1 . 0,5 = 2,37	-2,37 x (2/3 . 1) + 4,5 = -12,245
	So = 29,67	Mo = 61,97

Lo = 5,50 m

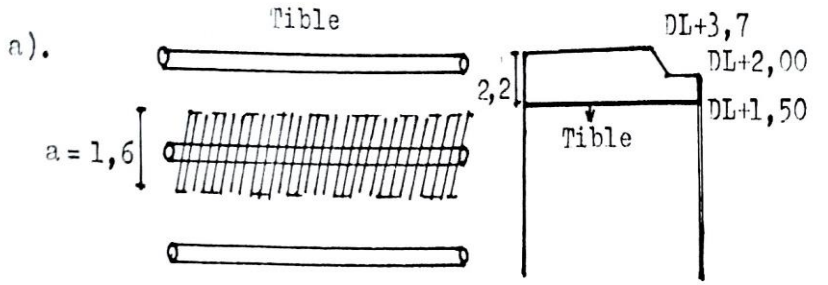
$$R_B = \frac{Mo}{Lo} = \frac{66.97}{5.50} = 12{,}18 \text{ t/m}$$

$R_A = So - R_B = 31{,}67 - 12{,}18 = 19{,}49$ t/m

Jarak tible = 1,60 m

Tegangan tible = 19,49 x 1,6 = 31,18 ton

2. Menghitung Gaya yang Diterima Oleh Tible



Gambar 5. 5 Distribusi gaya pada kabel jangkar

Jika

q = 2 t/m

h = 2,2 m

γ tanah = 1,8 t/m^3

q_{total} = (γt x a x h) + q

= (1,8 t/m^3 x 1,6 m x 2,2 m) + 2 t/m

= 8,336 t/m

T = Tegangan tible ; L = 18,6 m

T = q_{total} x ½ L (*Structural Analysis Vol 1, Vazirani, New Delhi 1988*)

= 8,336 t/m x ½ (18,6 m) = 77,53 ton

b). Jika

q = 2 t/m

h = 0,5 m

Maka

q_{total} = (γ t x a x h) + q

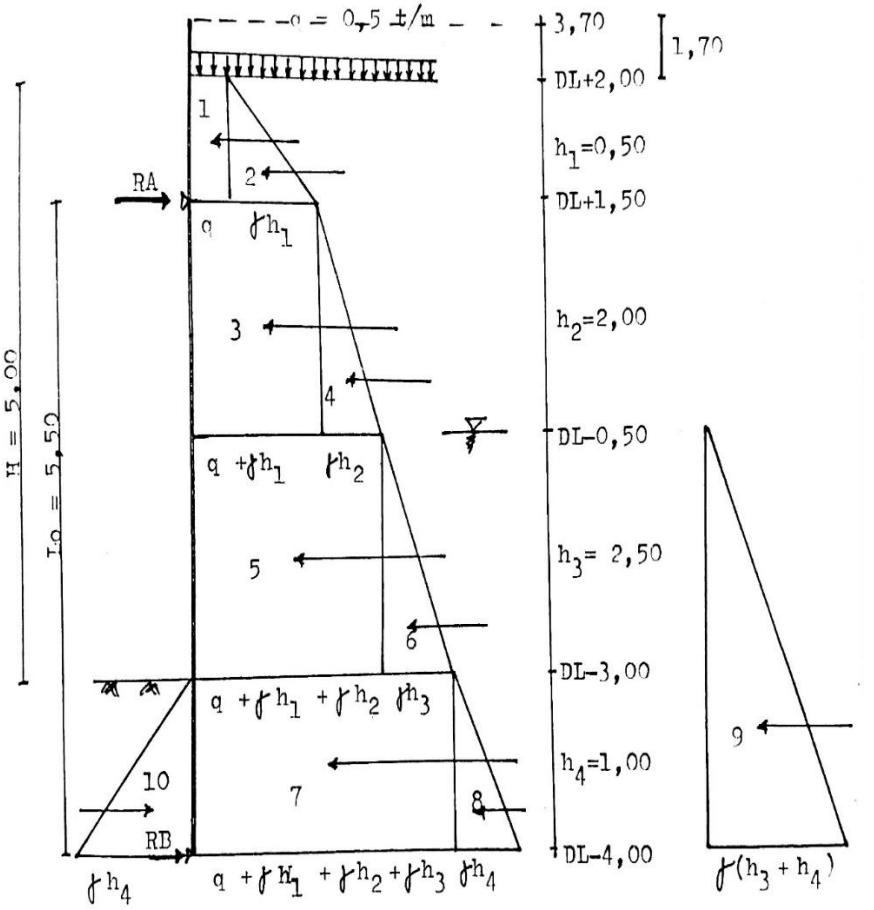
= (1,8 t/m^3 x 1,6 m x 0,5 m) + 2 t/m

= 3,44 t/m

T = q_{total} x ½ L

= 3,44 t/m x ½ (18,6 m) = 31,992 ton

Mengurangi beban tanah aktif setinggi 1,7 m, q = 0,5 t/m dengan kondisi air tanah sesuai desain (DL – 0,5).



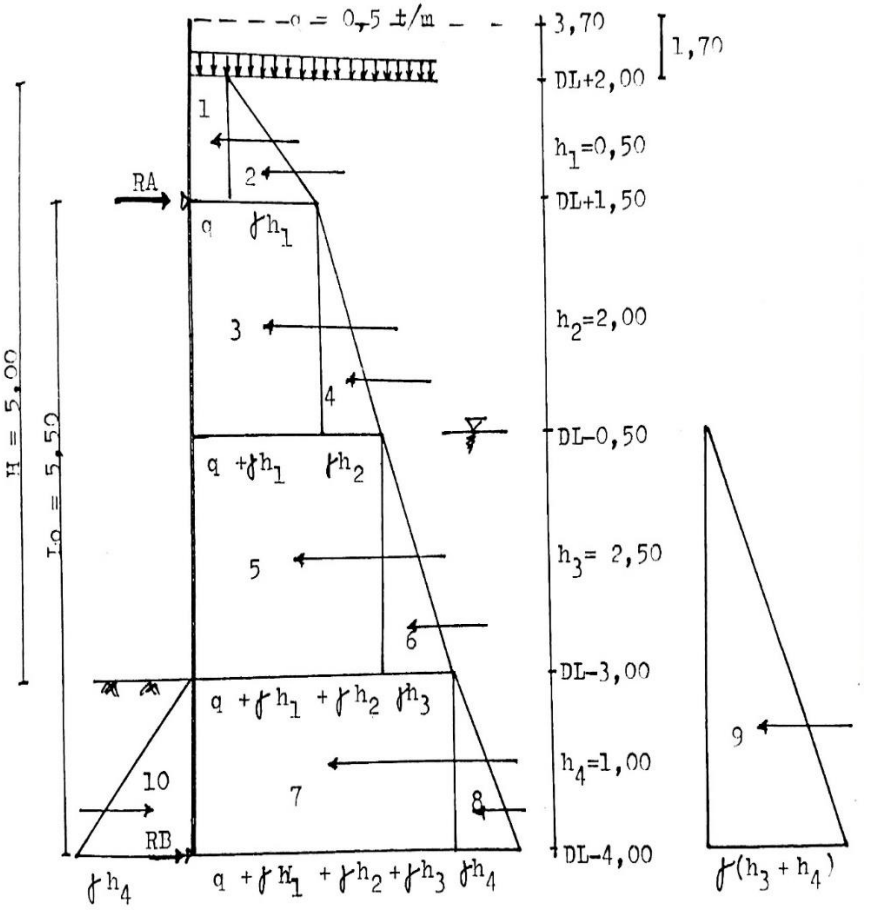
Data : $\gamma_{tanah} = 1,8$

$\gamma_{air} = 1,00$

$\varphi = 27^{o}$

$$Ka = \frac{1 - \sin}{1 + \sin} = \frac{1 - \sin 27^{o}}{1 + \sin 27^{o}} = 0,38$$

$$Kp = \frac{1}{Ka} = \frac{1}{0,38} = 2,63$$



Data : $\gamma_{tanah} = 1,8$

$\gamma_{air} = 1,00$

$\varphi = 27^{o}$

$$Ka = \frac{1 - \sin}{1 + \sin} = \frac{1 - \sin 27^{o}}{1 + \sin 27^{o}} = 0,38$$

$$Kp = \frac{1}{Ka} = \frac{1}{0,38} = 2,63$$

Tabel 5. 5 Tekanan Tanah Aktif

Elevasi	**t/m²**	**Ka**	**Kp**	**Pa**	**Pp**
+ 2,00	q = 0,5	0,38	-	0,19	-
+ 1,50	$q + \gamma h_1 = 0,5 + 1,8 . 0,5 = 1,4$	0,38	-	0,53	-
- 0,50	$q + \gamma h_1 + \gamma h_2 = 0,5 + 1,8 . 0,5 + 1,8 . 2 = 5$	0,38	-	1,9	-
- 3,00	$q + \gamma h_1 + \gamma h_2 + \gamma h_3 = 0,5 + 1,8 . 0,5 + 1,8 . 2 + 1,8 . 2,5 = 7$	0,38	-	2,66	-
- 4,00	$q + \gamma h_1 + \gamma h_2 + \gamma h_3 + \gamma h_4 = 0,5 + 1,8 . 0,5 + 1,8 . 2 + 1,8 . 2,5 + 0,8 . 1 = 7,8$	0,38	-	2,96	-
- 4,00	$\gamma (h_3 + h_4) = 1 (2,5 + 1) = 3,5$	-	-	3,5	-
- 4,00	$\gamma h_4 = 1,8 . 1 = 1,8$	-	2,63	-	4,73

Tabel 5. 6 Kekuatan Reaksi

No	**S (t/m)**	**M (tm/m)**
1.	$q . h_1 . Ka = 0,5 (0,5) 0,38 = 0,095$	-0,095 (½ . 0,5) = -0,024
2.	$½ . h_1 . \gamma h_1 . Ka = ½ (0,5) 1,8 (0,5) 0,38 = 0,086$	-0,086 (1/3 . 0,5) = -0,0143
3.	$(q + \gamma h_1) Ka . h_2 = (0,5 + 1,8 . 0,5) . 0,38 (2) = 1,064$	+1,064 (½ . 2) = +1,064
4.	$\gamma h_2 . Ka . h_2 . ½ = 1,8 (2) 0,38 (2) . ½ = 1,37$	+1,37 (2/3 . 2) = +1,8267

5.	$(q + \gamma h_1 + \gamma h_2)$ Ka . h_3 = 0,5 + 1,8 (0,5) + 1,8 (2) 0,38 (2,5) = 4,75	+4,75 (½ . 2,5) + 2 = +15,44
6.	γh_3 . Ka . h_3 . ½ = 0,8 (2,5) 0,38 . (2,5) . ½ = 0,95	+0,95 (2/3 . 2,5) + 2 = +3,483
7.	$(q + \gamma h_1 + \gamma h_2 + \gamma h_3)$ Ka . h_4 = 0,5 + 1,8 (0,5) + 1,8 (2) + 0,8 (2,5) + 0,38 (1) = 2,66	+2,66 (1/2 . 1) + 4,5 = +13,3
8.	γh_4 . Ka . h_4 . ½ = 0,8 (1) 0,38 (1) ½ = 0,15	+0,15 (2/3 . 1) + 4,5 = +0,775
9.	$\gamma (h_3 + h_4)$ = 1 (2,5 + 1) = 3,5	+3,5 (2/3 . 3,5) + 2 = +15,17
10.	γh_4 . Kp . h_4 . ½ = 1,8 (1) 2,63 (1) ½ = 2,37	-2,37 (2/3 . 1) + 4,5 = -12,245
	So = 16,995	Mo = 38,78

Lo = 5,50 m

$R_B = \frac{Mo}{Lo} = \frac{38.78}{5.50} = 7{,}05$ t/m

R_A = So – R_B = 16,995 – 7,05 = 9,95 t/m

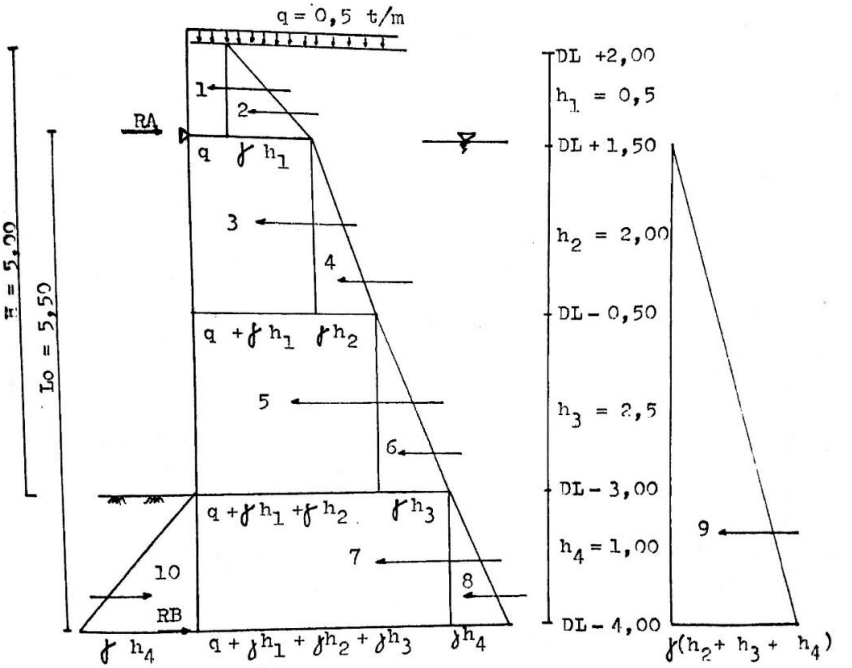
Jarak tible = 1,60 m

Tegangan tible = 9,95 x 1,60 = 15,92 ton

Tabel 5. 7 asumsi alternatif

Asumsi Rencana	Kondisi		Tegangan Tible	Beban Hidup (q) (t/m)
	Tanah Aktif (m)	Air dalam Tanah (m)		
Rencana Awal	DL + 3,70	DL – 0,50	29,44	2
	DL + 3,70	DL + 1,50	31,18	2
Tible menahan gaya gravitasi	DL + 3,70	DL – 0,50	77,53	2
	DL + 2,00	DL – 0,50	31,992	2
Mengurangi beban tanah aktif	DL + 2,00	DL – 0,50	15,92	0,5

Mengurangi beban tanah aktif dengan kondisi air tanah ada pada DL + 1,50.



Data: γ tanah = 1,8

γ a i r = 1,00

$\varphi = 27^\circ$

$$Ka = \frac{1 - \sin}{1 + \sin} = \frac{1 - \sin 27^\circ}{1 + \sin 27^\circ} = 0,38$$

$$Kp = \frac{1}{Ka} = \frac{1}{0,38} = 2,63$$

Tabel 5. 8 Tekanan Tanah Aktif

Elevasi	**t/m²**	**Ka**	**Kp**	**Pa**	**Pp**
+ 2,00	q = 0,5	0,38	-	0,19	-
+ 1,50	q + γ h_1 = 0,5 + 1,8 . 0,5 = 1,4	0,38	-	0,53	-
- 0,50	q + γ h_1 + γ h_2 = 0,5 + 1,8 . 0,5 + 1,8 . 2 = 5	0,38	-	1,9	-

- 3,00	$q + \gamma h_1 + \gamma h_2 + \gamma h_3$ = 0,5 + 1,8 . 0,5 + 1,8 . 2 + 1,8 . 2,5 = 7	0,38	-	2,66	-
- 4,00	$q + \gamma h_1 + \gamma h_2 + \gamma h_3 + \gamma h_4$ = 0,5 + 1,8 . 0,5 + 1,8 . 2 + 1,8 . 2,5 + 0,8 . 1 = 7,8	0,38	-	2,96	-
- 4,00	$\gamma (h_2 + h_3 + h_4)$ = 1 (2 + 2,5 + 1) = 5,5	-	-	5,5	-
- 4,00	γh_4 = 1,8 . 1 = 1,8	-	2,63	-	4,73

Tabel 5. 9 Kekuatan Reaksi

No	**S (t/m)**	**M (tm/m)**
1.	$q . h_1 . Ka$ = 0,5 (0,5) 0,38 = 0,095	-0,095 (½ . 0,5) = -0,024
2.	½ . $h_1 . \gamma h_1 . Ka$ = ½ (0,5) 1,8 (0,5) 0,38 = 0,086	-0,086 (1/3 . 0,5) = -0,0143
3.	$(q + \gamma h_1) Ka . h_2$ = (0,5 + 1,8 . 0,5) . 0,38 (2) = 1,064	+1,064 (½ . 2) = +1,064
4.	$\gamma h_2 . Ka . h_2 . ½$ = 1,8 (2) 0,38 (2) . ½ = 1,37	+1,37 (2/3 . 2) = +1,8267
5.	$(q + \gamma h_1 + \gamma h_2) Ka . h_3$ = 0,5 + 1,8 (0,5) + 1,8 (2) 0,38 (2,5) = 4,75	+4,75 (½ . 2,5) + 2 = +15,44
6.	$\gamma h_3 . Ka . h_3 . ½$ = 0,8 (2,5) 0,38 . (2,5) . ½ = 0,95	+0,95 (2/3 . 2,5) + 2 = +3,483
7.	$(q + \gamma h_1 + \gamma h_2 + \gamma h_3) Ka . h_4$	+2,66 (1/2 . 1) + 4,5 = +13,3

	= 0,5 + 1,8 (0,5) + 1,8 (2) + 0,8 (2,5) + 0,38 (1) = 2,66	
8.	$\gamma h_4 . Ka . h_4 . ½$ = 0,8 (1) 0,38 (1) ½ = 0,15	+0,15 (2/3 . 1) + 4,5 = +0,775
9.	$(h_2 + h_3 + h_4)$ = 1 (2 + 2,5 + 1) = 5,5	+5,5 (2/3 . 5,5) = +20,17
10.	$\gamma h_4 . Kp . h_4 . ½$ = 1,8 (1) 2,63 (1) ½ = 2,37	-2,37 (2/3 . 1) + 4,5 = -12,245

Lo = 5,50 m

$$R_B = \frac{M_O}{L_O} = \frac{43.78}{5.50} = 7,96 \text{ t/m}$$

$R_A = So - R_B = 18,995 - 7,96 = 11,035$ t/m

Jarak tible = 1,60 m

Tegangan tible = 11,035 x 1,60 = 17,66 ton

Memasang Pelindung Tible dan Kondisi Air Tanah Ada Pada DL -0,50

Pada alternatif ke dua, penulis merencanakan jika tible diberi pelindung sehingga tible tidak menerima beban tanah yang ada di atasnya. Dengan demikian, maka beban tanah yang ada di atas tible diterima sepenuhnya oleh pelindung tible yang kemudian disalurkan ke tanah di bawahnya. Sehingga, tible disini berfungsi sebagai batang tarik yang menghubungkan kedua dinding *sheet pile* tanpa menerima beban tanah yang ada di atasnya.

Jika kondisi air tanah dikehendaki ada pada DL -0,50 sedangkan kondisi air tanah yang ada di lapangan terdapat pada DL +1,50, maka harus dilakukan pemompaan air setinggi 2m.

Anggapan bahwa air tanah yang sudah mencapai ketinggian DL +1,50 kemudian dilakukan penutupan/penyumbatan pada lubang-lubang yang memungkinkan masuknya air tanah, sehingga hanya diperhitungkan pemompaan air setinggi 2m.

Untuk memasang (memberi) pelindung tible diperlukan pekerjaan galian dan timbunan. Karena tible posisinya sudah ada dalam tanah, maka sebelum dipasang pelindung diperlukan pekerjaan galian setinggi 2,3 m (dari DL +3,70 digali sampai DL +1,40) sampai di bawah tible setinggi 10 cm.

Pelindung tible yang direncanakan penulis terbuat dari beton, lantai kerja dicor setebal 10 cm dengan panjang 18,6 m, lebar 25 cm dan tinggi 35 cm dengan bentuk setengah lingkaran.

Setelah pekerjaan pelindung tible dari beton selesai, maka diperlukan pekerjaan timbunan tanah sesuai dengan rencana yaitu sampai pada DL +3,70.

5.8 Kapasitas Kerja *Back-hoe*

Data Teknis *Back-hoe*

- Kapasitas *bucket* = 1 cu yd = 1 x 0,7646 m^3 = 0,7646 m^3
- Sudut *swing* (ayun) = 90°
- *Swell* (pengembangan tanah galian) = 25%

  Swell = ($\frac{B-L}{L}$) x 100%

  Dimana B : tanah keadaan asli, L : tanah keadaan lepas
- Dalam pemotongan : 6 kaki = 6 x 0,305 m = 1,83 m
- Kondisi pekerjaan & tata laksana : Baik

Penyelesaian

- Ukuran *bucket* = 1 cu yd = 0,7646 m^3

  Dalam keadaan munjung = ± 1,2 cu yd = ± 0,92 m^3

  .·. Kapasitas *bucket* pengambilan = $\frac{0,92}{(1+0,25)}$

  = 0,763 m^3/trip
- *Time cycle* (siklus waktu):

Pengisian *bucket*	= 7 detik
Pengangkatan beban & *swing*	= 10 detik
Dumping (pembuangan)	= 5 detik
Swing kembali	= 5 detik
Waktu tetap, percepatan dll	= 4 detik
Total	= 31 detik (0,5 menit)

- Banyaknya trip = T = $\frac{60}{0,5}$ = 120 trip/jam

  .·. Produksi/kapasitas kerja teoritis *back-hoe*

= 0,736 m^3/trip x 120 trip/jam = 88,32 m^3/jam.

- Faktor koreksi : dengan asumsi-asumsi

1. Efisiensi kerja = 50 menit/jam 0,83 (diambil)
2. Kondisi kerja & tata laksana baik 0,75
3. Faktor *swing* & kedalaman galian:

   Jenis tanah biasa : 7,8 ft = 7,8 x 0,305 m = 2,379 m

   Kedalaman optimum = $\frac{6}{7,8}$ x 100% = 77%

   Swing = 90°

   Jadi faktor *swing* & kedalaman galian = 0,97
4. Faktor pengisian = 0,8

   Jadi faktor koreksi total = 0,83 x 0,75 x 0,97 x 0,8 = 0,483

   Maka kapasitas kerja *back-hoe* di lapangan = 882,32 x 0,483 = 42,66 m^3/jam.

- Volume tanah galian = 595 m^3

  Pelaksanaan galian = $\frac{595\ m3}{42,66\ m3/jam}$

  Dalam 1 hari kerja = 8 jam

  Efektif kerja = 6 jam

  Maka pelaksanaan galian = $\frac{13,95}{6}$ = 2,325 hari.

Perhitungan produksi *dump truck*

Data teknis truk:

- Berat kosong = 5000 lb (2,3 ton)
- Kapasitas muatan = 13000 lb (6 ton)

Berat total kendaraan = 18000 lb (8,3 ton)

Dengan pembagian beban pada roda:

- Poros depan = 34% x 8,3 = 2,82 ton
- Poros belakang = 66% x 8,3 = 5,48 ton

Digunakan *back-hoe* 1 cu yd dengan produksi 42,66 m^3/jam Memindahkan tanah 595 m^3

Jarak angkut = 500 m (0,5 km)

Kelandaian rata-rata jalan = 2,5%

Koefisien traksi = 0,5

Tahanan gelinding = 180 lb/ton

Tahanan kelandaian = 50 lb/ton/% kelandaian (diambil)

Kapasitas bak/muatan/trip = 5 m^3

Penyelesaian:

Tahanan gelinding = 180 lb/ton

Tahanan kelandaian = 2,5 x 50 = 125 lb/ton

Tahanan total = 305 lb/ton

Rimpull yang diperlukan = 305 lb/ton x 8,3 ton = 2531,5 lb

Pada waktu mengangkat beban, kecepatan maksimal truk diharapkan mencapai 20,8 MPH = 20,8 x 1,6 km/jam = 33,28 km/jam.

Tahanan gelinding = 180 lb/ton

Tahanan kelandaian = 30 lb/ton

Tahanan Total = 130 lb/ton (dikurangi karena waktu pulang turun)

Berat kosong truk = 2,3 ton

Rimpull yang diperlukan = 130 lb/ton x 2,3 ton = 299 lb.

Pada waktu kosong, kecepatan maksimal truk bisa mencapai 32,7 MPH = 32,7 x 1,6 km/jam = 52,32 km/jam.

Waktu siklus (*cycle time*)

- Pembebanan (*loading*) = $\frac{5\ \text{m3}}{42{,}66\ \text{m3/jam}}$ = 0,1172 jam
- Mengangkut 500m = $\frac{0{,}5\ \text{km}}{33{,}32\ \text{km/jam}}$ = 0,015 jam
- Kembali = $\frac{0{,}5\ \text{km}}{52{,}32\ \text{km/jam}}$ = 0,00956 jam
- Waktu tetap (percepatan dll) 2 menit = 0,0330 jam
- Mengatur posisi menit = 0,0105 jam
- Total waktu = 0,19126 jam (11,47 menit)

Jumlah trip/jam = $\frac{60}{11{,}47}$ = 5,23 trip (6 trip/jam)

Produksi 1 truk per jam = 6 trip/jam x 5 m^3/trip = 30 m^3/jam.

Faktor Koreksi

- Waktu kerja = 50 menit/jam = 0,83 (diambil)

- Tata laksana kerja baik= 0,75
- Total produksi 1 truk = 0,75 x 0,83 x 30 m^3/jam = 18,675 m^3/jam

Dilayani oleh *back-hoe* dengan produksi = 42,66 m^3/jam

Truk yang dibutuhkan = $\frac{42,66}{18,676}$ = 2,3 (3 buah)

Jadi perlu dump truk = 3 buah, selama kerja 2,325 hari (3 hari).

Perhitungan Biaya Alternatif 1

1. Alat berat 1 *Back-hoe* selama 13,95 jam
   = 14 jam @ Rp 50.000/jam =Rp 700.000,-
2. *Dump truck* 3 buah selama 2,325 hari
   = 3 hari @ Rp 60.000/hari = Rp 540.000,-
   Total Rp 1.240.000,-

Alternatif II

1. Pemompaan air tanah sedalam 2 meter
   - lebar cofferdam = 18,6 m
   - panjang cofferdam = 84,78 m

   Maka volume air dalam tanah yang perlu dipompa yaitu:

   18,6 x 84,78 x 2 = 3,154 m^3

   Kapasitas pemompaan = 60 liter/menit, digunakan 15 pompa.

Jadi lama pemompaan = $\frac{3{,}154\ \text{m3 x } 1000\ \text{liter/m3}}{15 \text{ x } 60\ \text{liter/menit}}$ = 3504,4 menit

= 58,4 jam (**10 hari**)

2. Pekerjaan tanah

a. Menggali tanah sedalam 2,3 m

Volume tanah galian = 2,3 x 18,6 x (3 x 1,6) = 206 m^3

Dengan alat *back-hoe*

Kapasitas kerja = 42,66 m^3/jam

Lama penggalian = $\frac{206\ \text{m3}}{42{,}66\ \text{m3/jam}}$ = 4,83 jam / 0,805 hari (**1 hari**)

Alat angkut *dump truck*

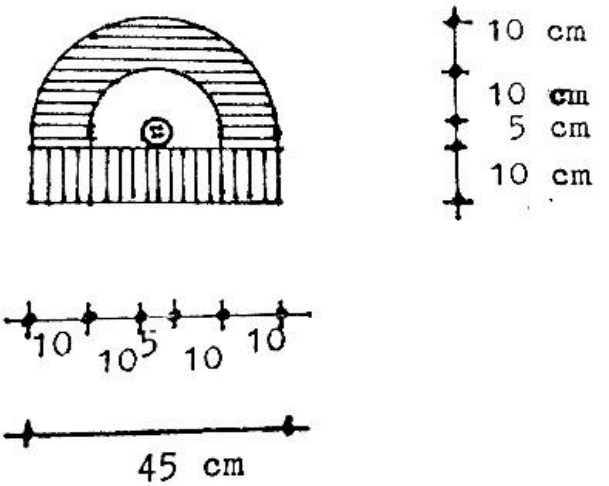
Kapasitas kerja 1 truk = 18,675 m^3/jam

Jarak angkut = 0,5 km

Truk yang dibutuhkan = $\frac{42{,}66\ \text{m3/jam}}{18{,}675}$ = 2,3 (**3 buah**) selama 1 hari kerja.

b. Membuat pelindung tible

- Direncanakan dengan penampang sebagai berikut:



- Perhitungan penampang beton

  1 = 0,1 x 0,45 = 0,045 m^2

  2 = ½ (½ (0,45))^2 – ½ ¼ (0,25)^2= 0,055 m^2

  3 = 2 x 0,025 x 0,10 = 0,005 m^2

  Total luas = 0,105 m^2

  Jumlah beton pelindung per tible : 0,105 x 18,6 = 1,953 m^3 beton.

  Jumlah tible = 3 buah

  Volume total beton precast = 3 x 1,953 m^3

  = 5,859 m^2

- Pembuatan cetakan (bekisting)

  5 buah cetakan precast per 1 meter penampang cetak.

c. Menimbun tanah ulang hingga +DL 3,7 m.

Volume tanah timbunan = 206 m^3

Dengan buldozer 7 t clas

Jangkauan perataan = 50 m

Kemiringan medan rata-rata 2,5%

Kapasitas kerja buldozer :

$$a = \frac{60\ q\ .\ f\ .\ e}{Cm} = \frac{60\ (1{,}2\ x\ 0{,}89)\left(\frac{1}{1{,}25}\right)(0{,}7)}{2{,}25} = 15{,}95\ m^2/jam$$

$$\text{Waktu penyelesaian} = \frac{206\ m3}{15{,}95\ m3/jam} = 12{,}92\ jam$$

Perhitungan Biaya

1. Pemompaan:

   15 unit pompa 10 hari (Rp 15.000/hari) = 15 x 10 x 15.000 = **Rp 2.250.000,-**

2. Pekerjaan Tanah:

   a. Penggalian sedalam 2,3 m.

      1 buah *back-hoe* dengan lama penggalian 4,83 jam (Rp 50.000/jam)

      = 4,83 x 50.000 = **Rp 241.500**,-

      3 buah *dump truck* 1 hari (Rp 60.000/jam)

      = 3 x 1 x 60.000 = **Rp 180.000,-**

   b. Beton tulangan precast (pelindung tible)

      Volume beton = 5,859 m^3 (Rp 100.000/m^3)

      = 5,859 x 100.000 = **Rp 585.900,-**

5 cetakan / bekisting per meter penampang cetak (Rp 20.000,-)

= 5 x 20.000 = **Rp 100.000,-**

c. Menimbun tanah

1 buah buldozer 7 t class selama 12,92 jam (/13 jam) (Rp 25.000/jam)

= 13 x 40.000 = **Rp 520.000,-**

Total Biaya = Rp 3.877.400,-

3. Kemudahan Pelaksanaan

a. Tinjauan Alternatif I

Bahwa dengan hanya mengurangi tanah aktif sedalam 1,7 m, sehingga pelaksanaannya sangat mudah dan hanya membutuhkan waktu yang singkat (3 hari) dengan biaya yang sedikit. Namun, hasil yang diperoleh dari pengurangan tersebut gaya pada tible masih relatif tinggi.

b. Tinjauan Alternatif II

Dilakukan dengan memompa air tanah, menggali tanah pada DL 2,3 m, memasang pelindung tible dari beton precast dan menimbun tanah kembali, maka disamping memerlukan biaya yang cukup besar juga membutuhkan waktu pengerjaan yang relatif lama. Namun, gaya pada tible sesuai dengan yang diharapkan.

Tabel 5. 10 memompa air tanah pada DL 2,3 m

	Teknis	**Biaya**	**Kemudahan Pelaksanaan**
Alternatif 1	Bisa mengurangi tegangan tible dari rencana yaitu : 31,18 – 17,66 = 13,53 ton.	Rp 1.240.000,-	Pelaksanaannya sangat mudah dan dapat diselesaikan dengan waktu yang relatif singkat (3 hari).
Alternatif 2	Tible tidak menerima beban tanah yang ada diatasnya.	Rp 3.877.400,-	Pelaksanaannya sulit dan memerlukan waktu yang cukup lama.

DAFTAR PUSTAKA

Atibrata, A. L. (2020). Perencanaan Dinding Penahan Tanah Jenis Corrugated Concrete Sheet Pile (Ccsp) Pada Pekerjaan Galian.

Aminulah, R., 2019. Analisis Pengaruh Variasi Kemiringan Lereng dengan Tingkat Kepadatan Tanah 90% terhadap Stabilitas Guling Model Bendungan Tipe Urugan Homogen, 1–7.

Buwono, M. A. E. (2021). Analisa Perbandingan Metode Pelaksanaan Dinding Penahan Tanah Soldier Pile Dan Sheet Pile Pada Pembangunan Gwt Pt. Ubs Surabaya (Doctoral Dissertation, Universitas Narotama).

Craig, R. F. (1989). Craig, R.F. 1991. Mekanika Tanah. Penerbit Erlangga. Jakarta. (B. S. Soepandji (ed.); Keempat). Penerbit Erlangga.

N, F. D. J. (2019). Analisis Perkuatan Tanah Menggunakan Dinding Penahan Beton Bertulang Tipe Kantiliever Dan Sheet Pile Tanah Dengan Program Plaxis 2D V.8.6 Dan Metode Fellenius (Studi Kasus Proyek Perbaikan Lereng Sungai Cihideung, Desa Ranjeng, Kecamatan Cisitu, Kabupaten. ISBN : 978(October), 191–203.

Jalawadi, S. S., & Shivashankar, R. (2021). Parametric study on Sheet Pile Walls in Layered Soils. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, 822(1). https://doi.org/10.1088/1755-1315/822/1/012020

Sebastian, J., & Suhendra, A. (2019). Efektivitas Dinding Penahan Tanah Pada Proyek Di Bogor

Batasan Masalah Rumusan Masalah Tujuan Penelitian Tekanan Lateral Aktif Dan Pasif Stabilitas Guling. 2(4), 203–210.

Lisaputra, R.D.M., 2016. PREDIKSI BANJIR JIKA TERJADI KERUNTUHAN BENDUNGAN AKIBAT OVERTOPPING DAN PIPING, 1–5.

PT. Virama Karya, 2023. Laporan Trial Embankment Cofferdam Pembangunan Bendungan Bener Kabupaten Purworejo. Purworejo.

Putranto, A.., Febriana, R., Asfari, G.., dan Ni'am, M.., 2016. Analisis Stabilitas Bangunan Cofferdam dengan Softwere Plaxis v. 8. UNISSULA.

Sosrodarsono, S. dan Takeda, K., 1977. Bendungan Type Urugan. 4 ed. Jakarta: PT.Pradnya Paramita. Venkatesh, K. dan Karumanchi, S.R., 2016. Distribution of pore water pressure in an earthen dam considering unsaturated-saturated seepage analysis. E3S Web of Conferences, 9.

Damara, J. N., Abdurrozak, M. R., & Amalina, A. N. (2023). Analisis Stabilitas Lereng Timbunan Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kantilever Menggunakan Program Plaxis 8.6. 3(1).

Hardiyatmo, H. R. (2002). Mekanika Tanah II (Edisi ke-3). Gadjah Mada University Press.

Imran, F., Afriani, L., & Zakaria, A. (2020). Analisa Kestabilan Lereng dan Metode Penanganannya Pada Tanah Lempung Berpasir. 8(1).

GLOSARIUM

Angkur (Anchor)
Elemen struktural yang berfungsi menahan gaya tarik pada dinding penahan tanah atau *sheet pile*.

***Backfill* (Urugan Kembali)**
Material tanah yang digunakan untuk mengisi kembali area di belakang struktur penahan.

Beban Lateral
Gaya yang bekerja secara horizontal pada suatu struktur, seperti tekanan tanah atau air.

Beban Hidrostatis
Tekanan yang ditimbulkan oleh air diam akibat beratnya sendiri.

Boring Test
Metode pengeboran tanah untuk memperoleh sampel guna analisis geoteknik.

Bracing Frame
Rangka penyangga sementara yang digunakan untuk memperkuat struktur cofferdam.

Cofferdam
Struktur sementara yang digunakan untuk menahan air dan tanah agar area konstruksi tetap kering.

Consolidation (Konsolidasi Tanah)
Proses pemadatan tanah akibat keluarnya air dari pori-pori tanah.

Defleksi
Perubahan bentuk atau perpindahan posisi suatu struktur akibat beban.

Dewatering
Proses pengeringan area konstruksi dengan cara mengeluarkan air tanah atau air permukaan.

Dinding Penahan Tanah (*Retaining Wall*)
Struktur yang digunakan untuk menahan tekanan tanah agar tidak longsor.

Distribusi Tekanan Tanah
Pola penyebaran tekanan tanah terhadap kedalaman tertentu.

Drainase Tanah
Kemampuan tanah dalam mengalirkan air melalui pori-porinya.
Embedded Wall
Dinding yang ditanam sebagian ke dalam tanah untuk menahan tekanan lateral.
Erosi
Pengikisan tanah akibat aliran air atau angin.
***Finite Element Method* (FEM)**
Metode numerik untuk menganalisis perilaku struktur dan tanah secara detail.
Fixed Earth Support
Metode desain *sheet pile* dengan asumsi ujung bawah tertahan dan tidak berotasi.
Gaya Angkat (Lift Force)
Gaya yang bekerja tegak lurus terhadap arah aliran fluida.
Gaya Seret (Drag Force)
Gaya yang bekerja searah aliran fluida terhadap suatu objek.
Gaya Geser
Gaya yang menyebabkan terjadinya pergeseran antar lapisan tanah.
Gaya Tekan
Gaya yang bekerja menekan suatu material atau struktur.
Graving Dock
Fasilitas konstruksi kapal yang dibangun di area kering dengan bantuan cofferdam.
Interlock
Sambungan mekanis antar elemen *sheet pile* agar membentuk dinding kedap.
Kapasitas Dukung Tanah
Kemampuan tanah dalam menahan beban tanpa mengalami kegagalan.

Kohesi (c)
Gaya tarik antar partikel tanah yang memengaruhi kekuatan geser tanah.
Koefisien Tekanan Tanah Aktif (Ka)
Perbandingan tekanan horizontal terhadap vertikal saat tanah mengalami kondisi aktif.
Koefisien Tekanan Tanah Pasif (Kp)
Perbandingan tekanan maksimum saat tanah dalam kondisi pasif.
Koefisien Tekanan Tanah Diam (K_0)
Perbandingan tekanan tanah saat tidak terjadi pergerakan dinding.
Konstruksi Sementara
Struktur yang digunakan hanya selama proses pembangunan berlangsung.
Korosi
Kerusakan material akibat reaksi kimia dengan lingkungan, terutama pada logam.
Lingkaran Mohr
Metode grafis untuk menggambarkan kondisi tegangan dalam tanah.
Modulus Elastisitas (E)
Parameter yang menunjukkan tingkat kekakuan material tanah.
Muka Air Tanah
Permukaan atas air yang berada di dalam tanah.
Permeabilitas Tanah
Kemampuan tanah dalam meloloskan air.
Penetrasi Standar (SPT)
Metode uji tanah untuk mengetahui kepadatan berdasarkan jumlah pukulan.
Phreatic Line (Garis Freatik)
Batas antara zona jenuh dan tidak jenuh dalam tanah.
Rembesan (Seepage)
Aliran air melalui pori-pori tanah.

Retaining System
Sistem struktur yang berfungsi menahan tanah agar tetap stabil.
Safety Factor (Faktor Keamanan)
Perbandingan antara kapasitas struktur terhadap beban yang bekerja.
Scouring (Gerusan)
Pengikisan tanah di sekitar struktur akibat aliran air.
Sheet Pile
Elemen dinding tipis yang dipancang ke dalam tanah untuk menahan tekanan lateral.
Slope Stability (Stabilitas Lereng)
Kemampuan lereng untuk tetap stabil tanpa mengalami longsor.
Sudut Geser Dalam (φ)
Parameter yang menunjukkan kekuatan geser tanah akibat friksi antar partikel.
Tekanan Efektif
Tekanan yang bekerja pada butiran tanah setelah dikurangi tekanan air pori.
Tekanan Tanah Lateral
Tekanan horizontal yang diberikan tanah pada struktur penahan.
Tekanan Tanah Aktif
Tekanan tanah saat dinding bergerak menjauhi tanah.
Tekanan Tanah Pasif
Tekanan tanah saat dinding menekan tanah.
Tekanan Tanah Diam
Tekanan tanah tanpa adanya pergerakan dinding.
Tie Rod
Batang baja yang digunakan untuk mengikat dan menahan gaya tarik pada *sheet pile*.
Tible (Kabel Jangkar)
Kabel baja berpilin yang digunakan sebagai elemen penahan tarik pada cofferdam.

Turap
Struktur penahan tanah yang umumnya menggunakan *sheet pile*

BIODATA PENULIS



Dr. Ir. Lies Kurniawati Wulandari, M.T adalah seorang akademisi dan peneliti di bidang Teknik Sipil yang saat ini menjabat sebagai Lektor Kepala. Beliau lahir di Malang pada tanggal 28 Juli 1963. Karier akademiknya dijalankan di Institut Teknologi Nasional (ITN) Malang, dengan fokus keilmuan pada sumber daya air, lingkungan, dan teknologi konstruksi berkelanjutan.

Pendidikan tinggi beliau dimulai dari jenjang Sarjana (S1) Teknik Sipil di Institut Teknologi Nasional Malang, kemudian melanjutkan Magister (S2) dan Doktor (S3) di bidang Teknik Sipil Sumber Daya Air di Universitas Brawijaya Malang. Latar belakang pendidikan ini menjadi fondasi kuat dalam pengembangan keilmuan dan penelitian yang beliau tekuni hingga saat ini.

Dalam perjalanan akademiknya, beliau aktif melakukan berbagai penelitian, khususnya terkait pengelolaan air, pengolahan limbah, teknologi ramah lingkungan, serta penerapan pendekatan berkelanjutan dalam pembangunan. Sejumlah penelitian yang telah dilakukan meliputi pengolahan limbah menggunakan tanaman vetiver (akar wangi), analisis rembesan bendungan dengan metode elemen hingga, serta pemanfaatan lumpur Sidoarjo sebagai material konstruksi.

Selain aktif dalam penelitian, beliau juga berkontribusi dalam kegiatan pengabdian kepada masyarakat, seperti pendampingan pengelolaan sampah, pengembangan sistem irigasi sederhana, hingga penerapan teknologi tepat guna dalam pengolahan air limbah domestik.

Sebagai penulis, beliau telah menghasilkan berbagai karya buku di bidang teknik sipil dan lingkungan, di antaranya terkait pengolahan greywater, blackwater, teknologi irigasi, serta pembangunan berkelanjutan berbasis masyarakat. Karya-karyanya

telah diterbitkan oleh beberapa penerbit nasional dan digunakan sebagai referensi akademik maupun praktis.

Di samping itu, beliau juga aktif mempublikasikan artikel ilmiah pada jurnal nasional dan internasional bereputasi, serta memiliki sejumlah Hak Kekayaan Intelektual (HKI) berupa paten dan hak cipta di bidang teknologi pengolahan air dan konstruksi ramah lingkungan. Dengan pengalaman panjang di dunia akademik, penelitian, dan pengabdian masyarakat, beliau terus berkomitmen untuk mengembangkan ilmu pengetahuan dan teknologi yang bermanfaat bagi pembangunan berkelanjutan.

TEKANAN TANAH PADA SHEET PILE DI COFFERDAM

DR IR LIES KURNIAWATI WULANDARI,MT

BUKU INI MEMBAHAS KONSEP DAN PENERAPAN TEKANAN TANAH PADA STRUKTUR SHEET PILE DALAM KONSTRUKSI COFFERDAM. URAIAN DIMULAI DARI DASAR MEKANIKA TANAH, MELIPUTI KOHESI, SUDUT GESER DALAM, DAN TEGANGAN EFEKTIF, HINGGA TEORI TEKANAN TANAH AKTIF, PASIF, DAN DIAM.

SELANJUTNYA, DIJELASKAN PERENCANAAN SHEET PILE BESERTA SISTEM ANGKUR, SERTA PENGARUH MUKA AIR TANAH, REMBESAN, DAN GAYA HIDROSTATIS TERHADAP STABILITAS STRUKTUR. DILENGKAPI CONTOH PERHITUNGAN DAN APLIKASI LAPANGAN, BUKU INI MENJADI PANDUAN PRAKTIS BAGI MAHASISWA, AKADEMISI, DAN PRAKTISI DALAM MERANCANG KONSTRUKSI YANG AMAN DAN EFISIEN.

ISBN 978-634-05-0216-9 (PDF)