

BAB II

KAJIAN PUSTAKA

2.1 Deifinisi *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 hidrostatis 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.

2.2 Jenis-jenis *cofferdam*:

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

2.2.1 *Diafragma Cells*

Dalam konstruksi sel tipe diafragma, sejumlah sel dibentuk dengan menghubungkan serangkaian dinding lurus (**Gambar 2.1 (a)**), atau busur lingkaran (**Gambar 2.1 (b)**). 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)

2.2.2 Circular Cells

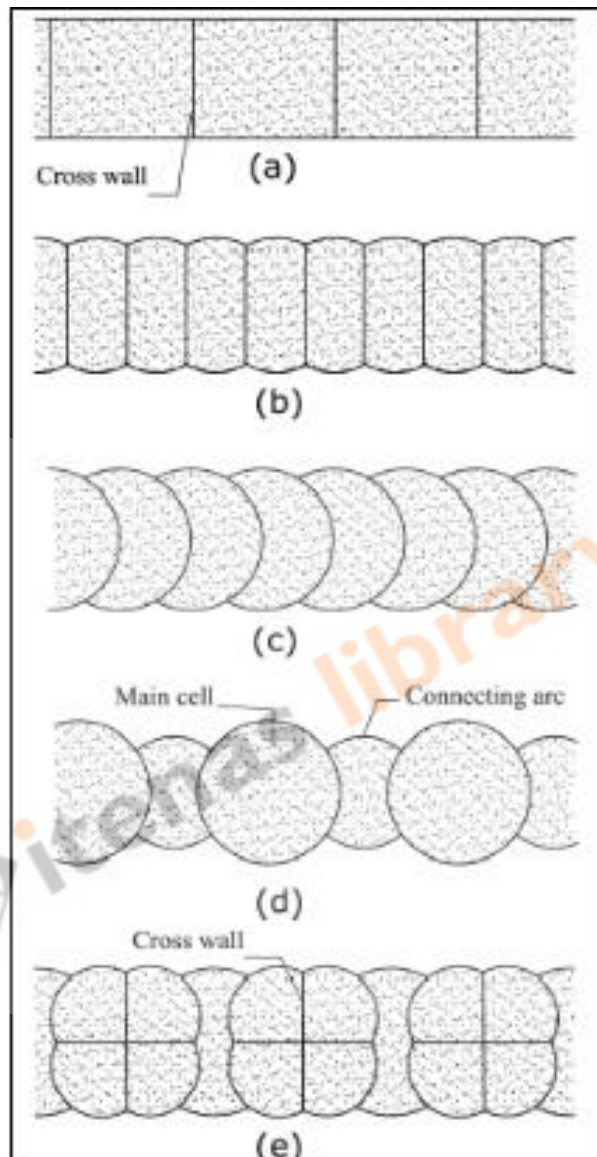
Circular *Cofferdam* Terdiri dari sejumlah setengah lingkaran (**Gambar 2.1** (c)), atau Sel Circular Lengkap dihubungkan oleh bagian melengkung seperti yang ditunjukkan pada **Gambar 2.1** (d). Bagian melengkung terhubung pada sudut antara 30 hingga 45 derajat ke sumbu *cofferdam* dalam kasus sel-sel 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)

2.2.3 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 (**Gambar 2.1** (e)). 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

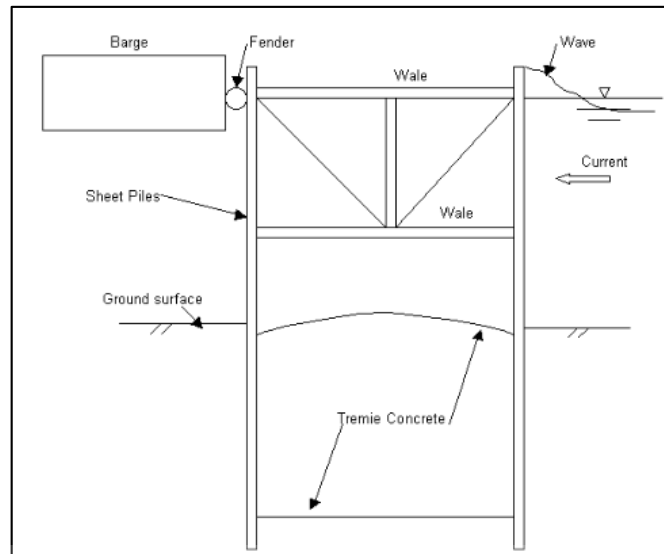
dengan konstruksi sel melingkar. Konfigurasi ini digunakan ketika lebar dan tinggi sel tetap besar. Namun, hal ini relatif sulit dibangun.



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

2.3 Jenis-Jenis Beban Yang Diterapkan

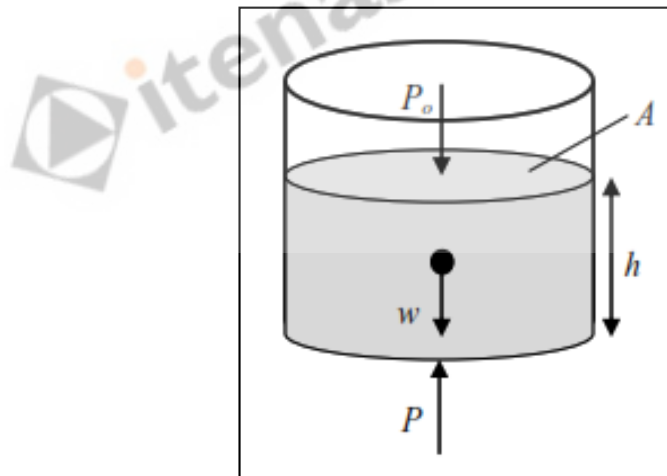
Sebuah *cofferdam* akan mengalami beberapa kondisi pembebanan saat sedang dibangun dan selama berbagai tahap konstruksi. Beban yang signifikan adalah tekanan hidrostatik, beban lateral tanah, gaya seret,. **Gambar 2.2** di bawah ini menunjukkan skema *cofferdam*.



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

2.3.1 Tekanan Hidrostatik

Pada Gambar 2.3, 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. 3 Tekanan Hidrostatik pada kedalaman h .

$$F = W = mg = \rho Vg = \rho g(Ah) \dots \dots \dots (2.1)$$

Dengan:

$$m = \rho V$$

$$V = Ah$$

Tekanan oleh zat cair disebut tekanan hidrostatik (P_h)

$$P_h = \frac{F}{A} = \frac{\rho g(Ah)}{A} = \rho gh \dots\dots\dots (2.2)$$

Dengan:

P_h = Tekanan Hidrostatik (N/m^2)

ρ = massa jenis zat cair (kg/m^3)

g = Percepatan gravitasi (N/s^2)

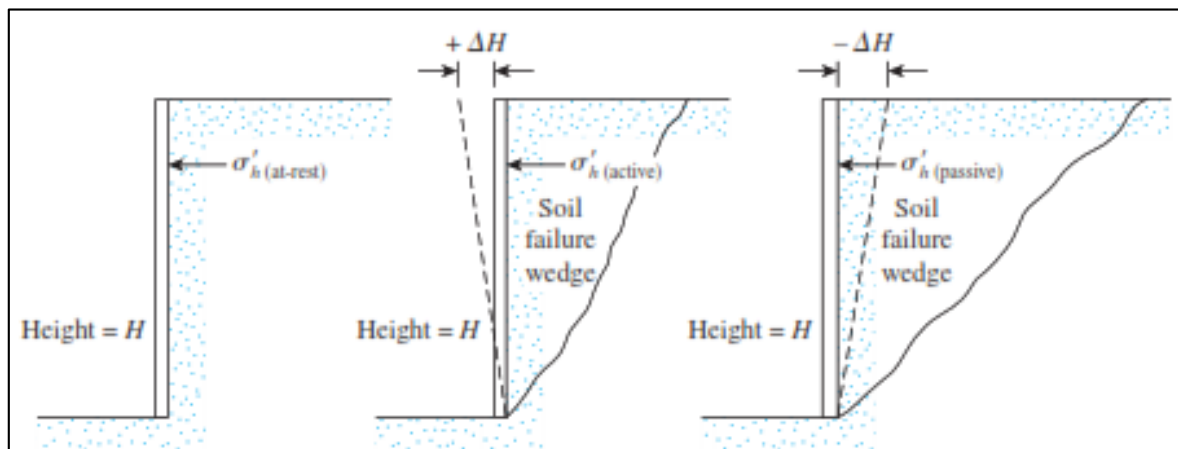
h = kedalaman zat cair pada titik pengamatan dari permukaan (m)

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

2.3.2 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, yaitu seperti tampak pada **Gambar 2.4**

- Jika dinding tidak bergerak K menjadi koefisien tekanan tanah diam (K_0)
- Jika dinding bergerak menekan ke arah tanah hingga runtuh, koefisien K mencapai nilai maksimum yang dinamakan tekanan tanah pasif (K_p)
- Jika dinding menjauhi tanah, hingga terjadi keruntuhan, nilai K mencapai minimum yang dinamakan tekanan tanah aktif (K_a) Gambar berikut ini mendeskripsikan tentang arah pergerakan dinding menurut tekanan lateral yang bekerja.



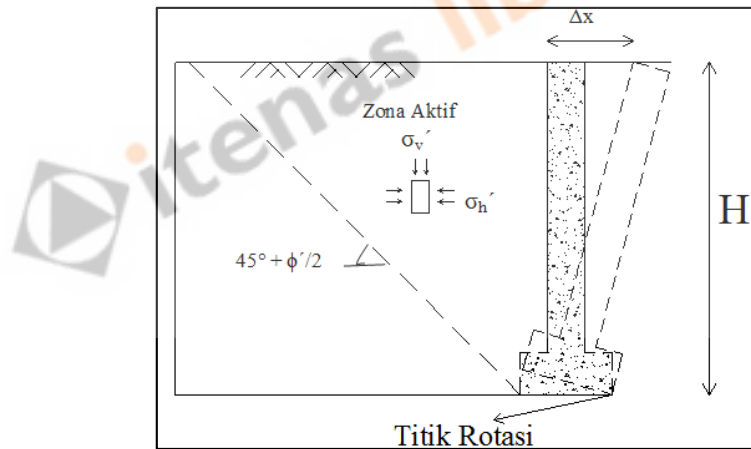
Gambar 2. 4 Jenis Tekanan Tanah Berdasarkan Arah Pergerakan Dinding.
(Braja.M.Das)

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 paralel terhadap permukaan urugan.

1. Tekanan Tanah Aktif (K_a) Menurut Rankine

Disebut tekanan tanah aktif jika tekanan yang bekerja mengakibatkan dinding menjauhi tanah yang ditahan, seperti ditunjukkan oleh **Gambar 2.5** di bawah ini:



Gambar 2.5 Tekanan Tanah Aktif

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 (Menurut Rankine, sudut keruntuhan adalah sebesar $45 + \frac{\phi'}{2}$), sehingga keruntuhan akan terjadi seperti ditunjukkan oleh **Gambar 2.6**. Tahanan geser tanah mengikuti persamaan:

$$\tau_f = c' + \sigma_v' \tan \phi' \dots\dots\dots (2.3)$$

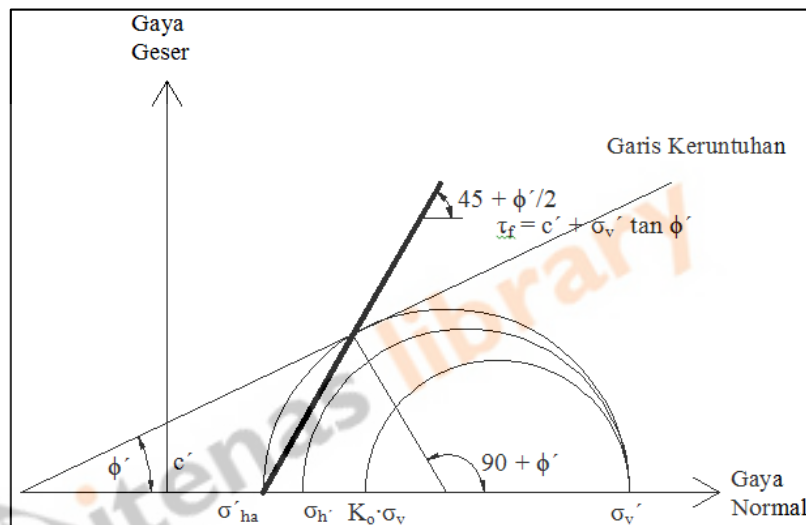
dimana:

τ_f : tahanan geser tanah

σ_v' : tekanan efektif tanah

c' : kohesi tanah

ϕ' : sudut geser tanah



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

Besar gaya-gaya yang bekerja mengikuti persamaan sebagai berikut:

$$\sigma_v' = \sigma_1'$$

$$\sigma_h' = \sigma_3'$$

$$\sigma_1' = \sigma_3' \tan^2(45 + \frac{\phi'}{2}) + 2c' \tan(45 + \frac{\phi'}{2}) \dots\dots\dots (2.4)$$

$$\sigma_3' = \sigma_1' \tan^2(45 + \frac{\phi'}{2}) + 2c' \tan(45 + \frac{\phi'}{2}) \dots\dots\dots (2.5)$$

Dimana:

σ_h' = Tekanan Lateral Tanah

σ_v' = Tekanan efektif tanah

c' = kohesi Tanah

ϕ' = Sudut geser Tanah

K_a = Koefisien tekanan tanah aktif, $K_a = \tan^2 (45 - \frac{\phi'}{2})$

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

$$\sigma'_{ha} = \sigma'_v \cdot K_a - 2c' \sqrt{K_a} \dots\dots\dots (2.6)$$

Dimana:

σ'_{ha} = tekanan lateral aktif

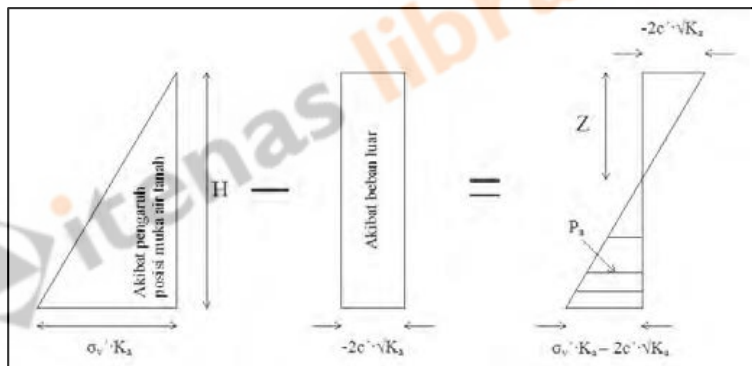
σ'_v = tekanan efektif tanah

c' = kohesi Tanah

ϕ' = Sudut geser Tanah

K_a = Koefisien tekanan tanah aktif, $K_a = \tan^2 (45 - \frac{\phi'}{2})$

Resultan tekanan aktif akibat beban luar dan pengaruh air dapat dideskripsikan oleh **Gambar 2.7** berikut ini:



Gambar 2.7 Total tekanan tanah yang bekerja dirumuskan mengikuti: (Rankine, 1857)

$$P_a = 0,5 \gamma' \cdot H \cdot K_a - 2c' \cdot \sqrt{K_a} \dots\dots\dots (2.7)$$

dimana:

P_a : total tekanan tanah aktif

σ'_v : tekanan efektif tanah

c' : kohesi tanah

H : tinggi dinding penahan tanah

K_a : Koefisien tekanan tanah aktif,

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

Jika permukaan tanah yang ditahan, maka permukaan atas elevasinya meningkat, seperti ditunjukkan oleh **Gambar 2.8** maka rumus mencari K_a adalah sebagai berikut:

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}} \dots \dots \dots (2.8)$$

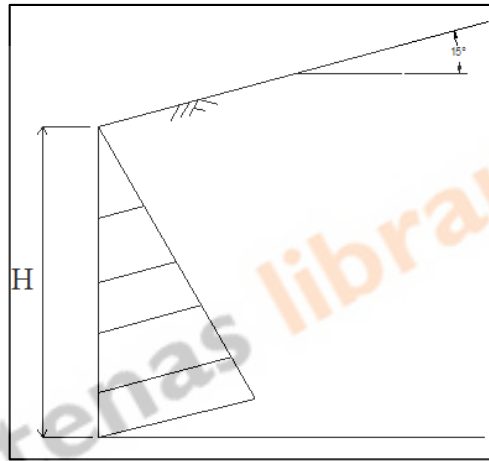
Dimana:

ϕ' : Sudut geser tanah

α : elevasi tanah dipermukaan atas dinding

K_a = Koefisien tekanan tanah pasif

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



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

Total tekanan tanah yang bekerja dirumuskan mengikuti:

$$P_p = 0,5 \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \dots \dots \dots (2.9)$$

dimana:

P_a : total tekanan tanah pasif

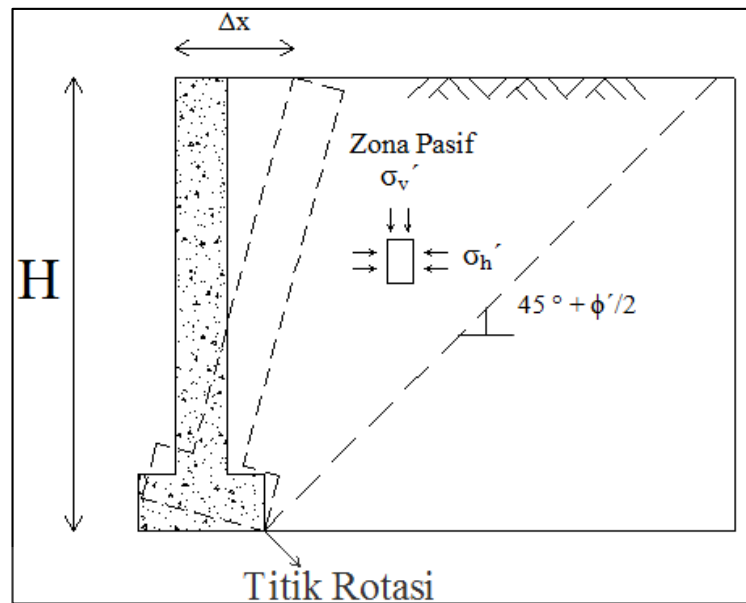
α : sudut elevasi tanah di permukaan atas dinding

K_a = Koefisien tekanan tanah pasif

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

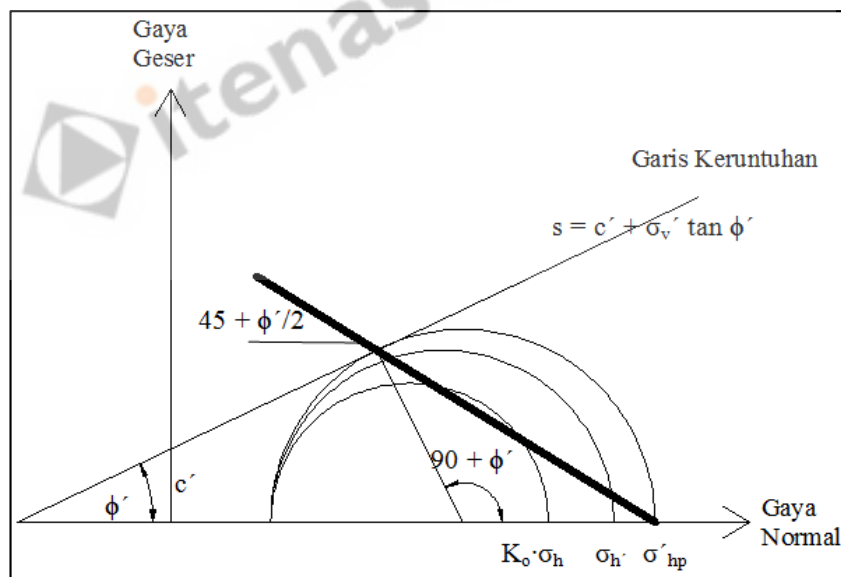
2. Tekanan Tanah Pasif (K_p) Menurut Rankine

Disebut tekanan tanah pasif jika tekanan yang bekerja mengakibatkan dinding mendekati tanah yang ditahan. Seperti ditunjukkan oleh **Gambar 2.9**



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. Tahanan geser tanah Seperti ditunjukkan oleh **Gambar 2.10**



Gambar 2. 10 Lingkaran Mohr tekanan pasif.
(Rankine, 1857)

Besar gaya-gaya pada gambar diatas adalah sebagai berikut:

$$\sigma_v' = \sigma_1$$

$$\sigma_h' = \sigma_3$$

$$\sigma_1' = \sigma_3' \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) + 2c' \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \dots\dots\dots (2.10)$$

Dimana:

σ'_h : tekanan lateral tanah

σ'_v : tekanan efektif tanah

c' : kohesi tanah

ϕ' : sudut geser tanah

K_p : koefisien tekanan tanah aktif,

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

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

$$\sigma'_{ha} = \sigma'_v \cdot K_p - 2c' \sqrt{K_p} \dots\dots\dots (2.11)$$

Dimana:

σ'_{ha} = tekanan lateral aktif

σ'_v = tekanan efektif tanah

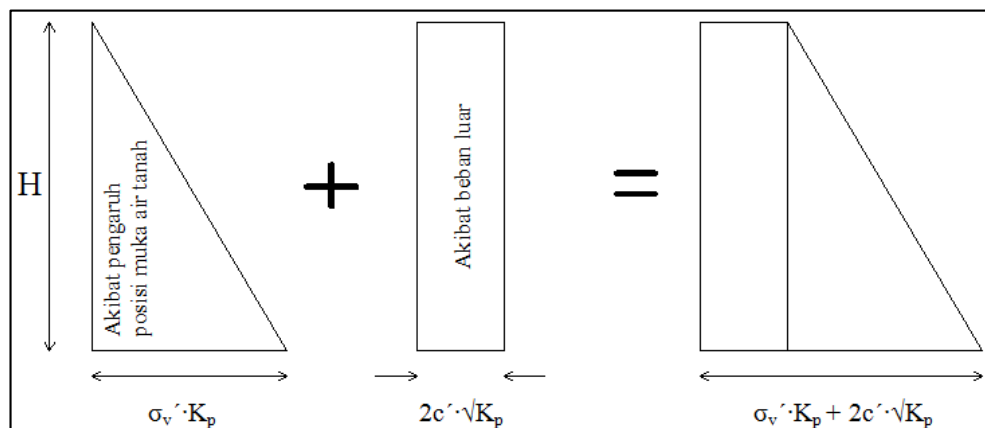
c' = kohesi Tanah

ϕ' = Sudut geser Tanah

K_p = Koefisien tekanan tanah pasif, $K_p = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)$

Resultan tekanan pasif akibat beban luar dan pengaruh air dapat dideskripsikan oleh

Gambar 2.11 dibawah ini.



Gambar 2. 11 Resultan tekanan tanah pasif (Rankine, 1857)

Total tekanan tanah yang bekerja dirumuskan sebagai berikut:

$$P_p = 0,5\gamma \cdot H \cdot K_a + 2c \cdot \sqrt{K_a} \dots\dots\dots (2.12)$$

Jika permukaan tanah yang ditahan, maka permukaan atas elevasinya meningkat, seperti ditunjukkan oleh **Gambar 2.12** rumus mencari K_p adalah:

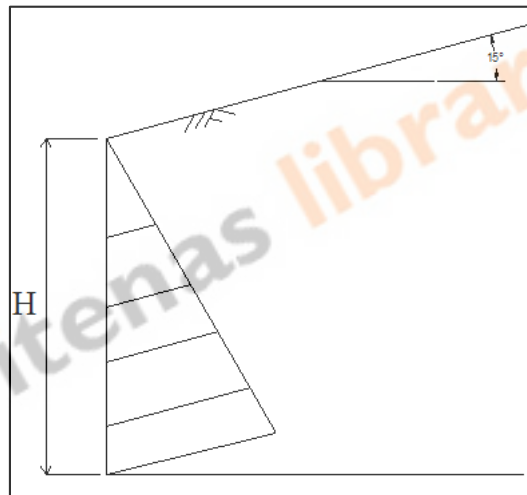
$$K_p = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}} \dots\dots\dots (2.13)$$

Dimana:

ϕ' : Sudut geser tanah

α : elevasi tanah dipermukaan atas dinding

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



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

Total tekanan tanah yang bekerja dirumuskan mengikuti:

$$P_p = 0,5\gamma \cdot H^2 \cdot K_p \dots\dots\dots (2.14)$$

dimana:

P_a : total tekanan tanah pasif

α : sudut elevasi tanah di permukaan atas dinding

K_p = Koefisien tekanan tanah pasif

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

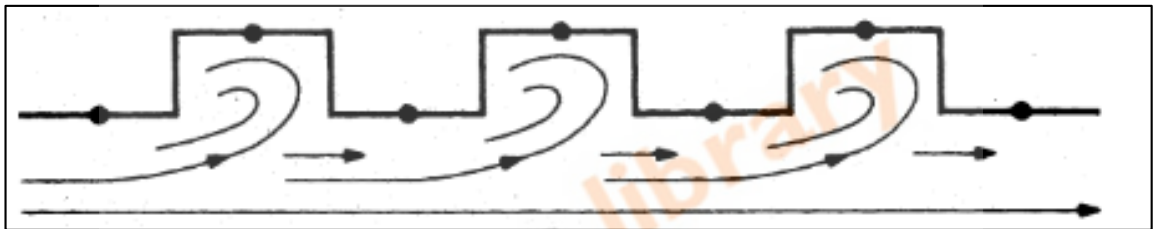
3. Tekanan Tanah Diam (K0)

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

$$K_0 = 1 - \sin \phi \dots\dots\dots (2.15)$$

2.3.3 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, seperti yang ditunjukkan pada **Gambar. 2.13**



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

Parameter saat ini yang akan digunakan dalam desain fasilitas pelabuhan adalah kecepatan 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 di zona 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

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho_0 A U^2 \dots\dots\dots (2.16)$$

dimana

F_D : Gaya tarik yang bekerja pada objek ke arah arus (kN)

C_D : Koefisien seret

ρ_0 : Kepadatan air (t / m^3)

A : area objek yang diproyeksikan ke arah arus m^2

U : kecepatan aliran (m / s)

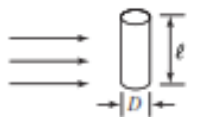
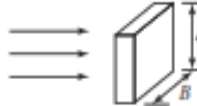
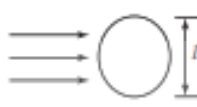
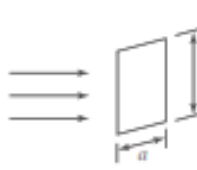

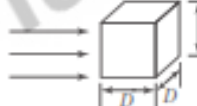
Gaya fluida akibat arus yang bekerja pada bagian struktur yang didukung tiang seperti dermaga, pipa saluran, atau unit *armor* sebanding dengan kuadrat dari kecepatan aliran. Ini dapat dibagi menjadi gaya tarik *acting* dalam arah arus dan gaya angkat yang bekerja dalam arah yang tegak lurus terhadap 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 pada **Tabel 2.1** 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 relatif

terhadap saat ini. Data untuk kubus telah diperoleh dari percobaan kekuatan gelombang yang dilakukan oleh Hamada, Mitsuyasu dan Hase.

Tabel 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  | $\frac{\pi}{4} D^2$ | $0.5 \sim 0.2$ |
| Cube  | D^2 | $1.3 \sim 1.6$ |

(*Technical Standards And Commentaries For Port And Harbour Facilities In Japan*)

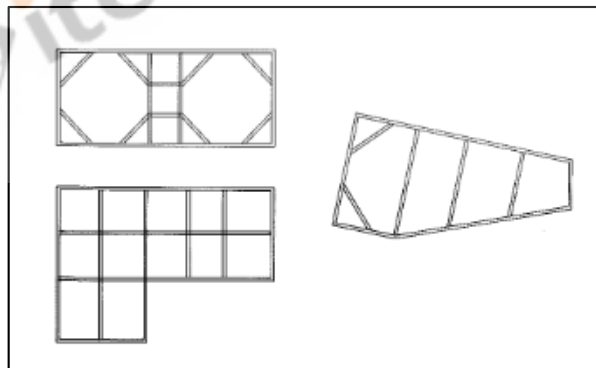
Kekuatan yang bekerja pada penanggulangan bagian yang terendam pada pembukaan pemecah gelombang perlindungan tsunami, Iwasaki et al. telah mengukur tekanan pada koping karena arus. Mereka memperoleh nilai 0,94 untuk koefisien seret dan 0,48 untuk koefisien gaya angkat. Tanimoto et al. telah melakukan 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.

2.4 Komponen Cofferdam:

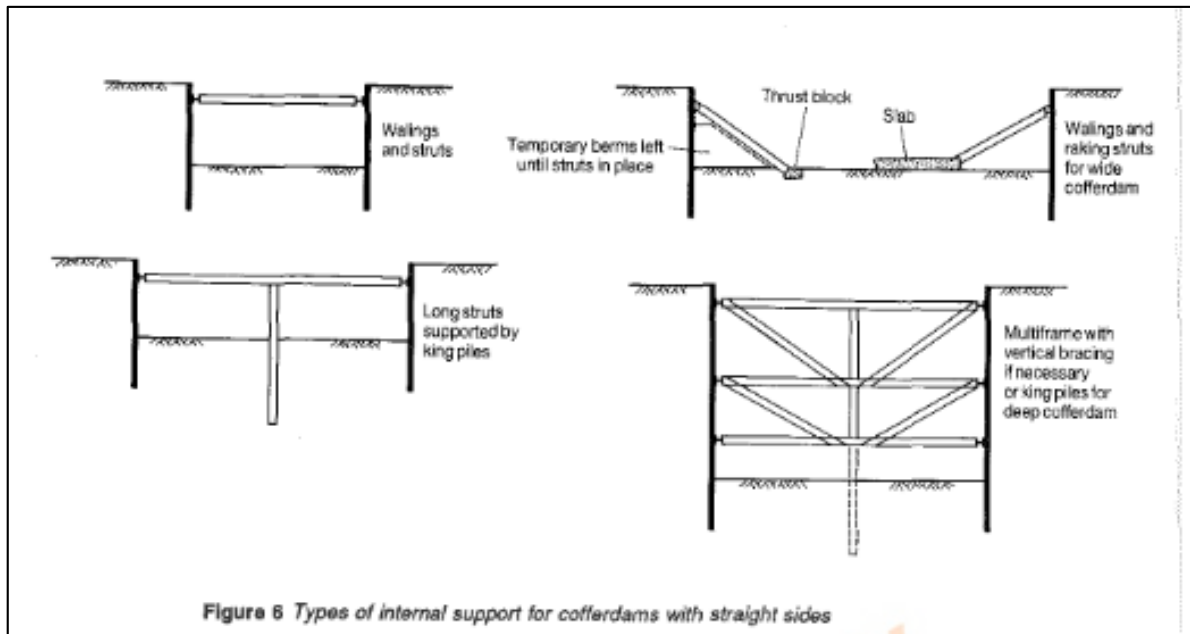
Cofferdam adalah produk konstruksi yang diproduksi dengan penyambungan mekanis "Interlock" di kedua ujung bagian. Koneksi mekanis ini saling terkait satu sama lain untuk membentuk dinding terpal yang terus menerus. Aplikasi sheet pile biasanya dirancang untuk membuat penghalang yang kaku untuk tanah 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.

2.4.1 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 besar (lihat **Gambar 2.14** dan **Gambar 2.15**).



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

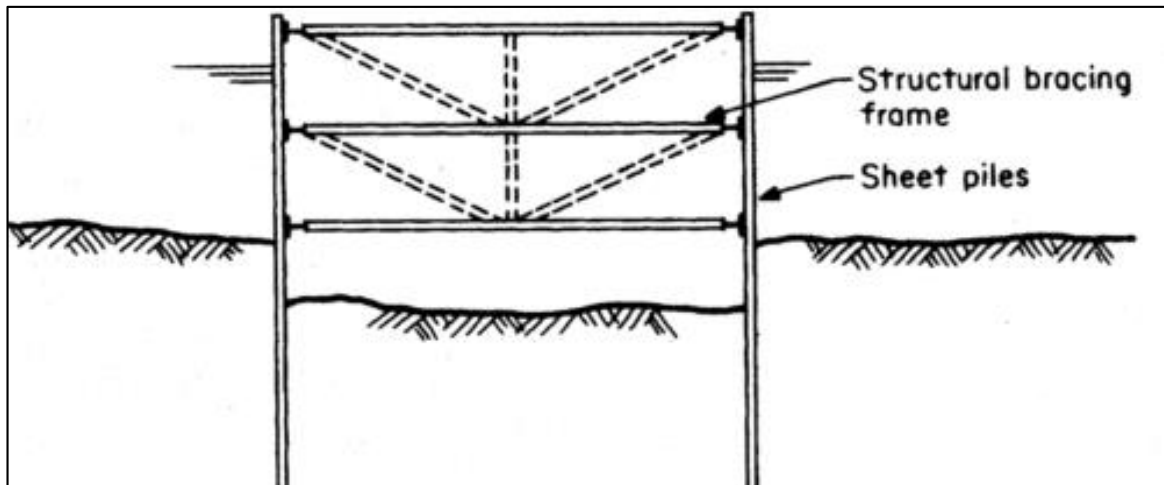


Gambar 2. 15 Internal support untuk *cofferdam* dengan sisi lurus
(B.P Williams,1993)

Rangka harus dirinci sehingga panjang potongan individual dari frame yang lebih rendah dapat dipasang dan dimasukkan 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.

2.4.2 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.**



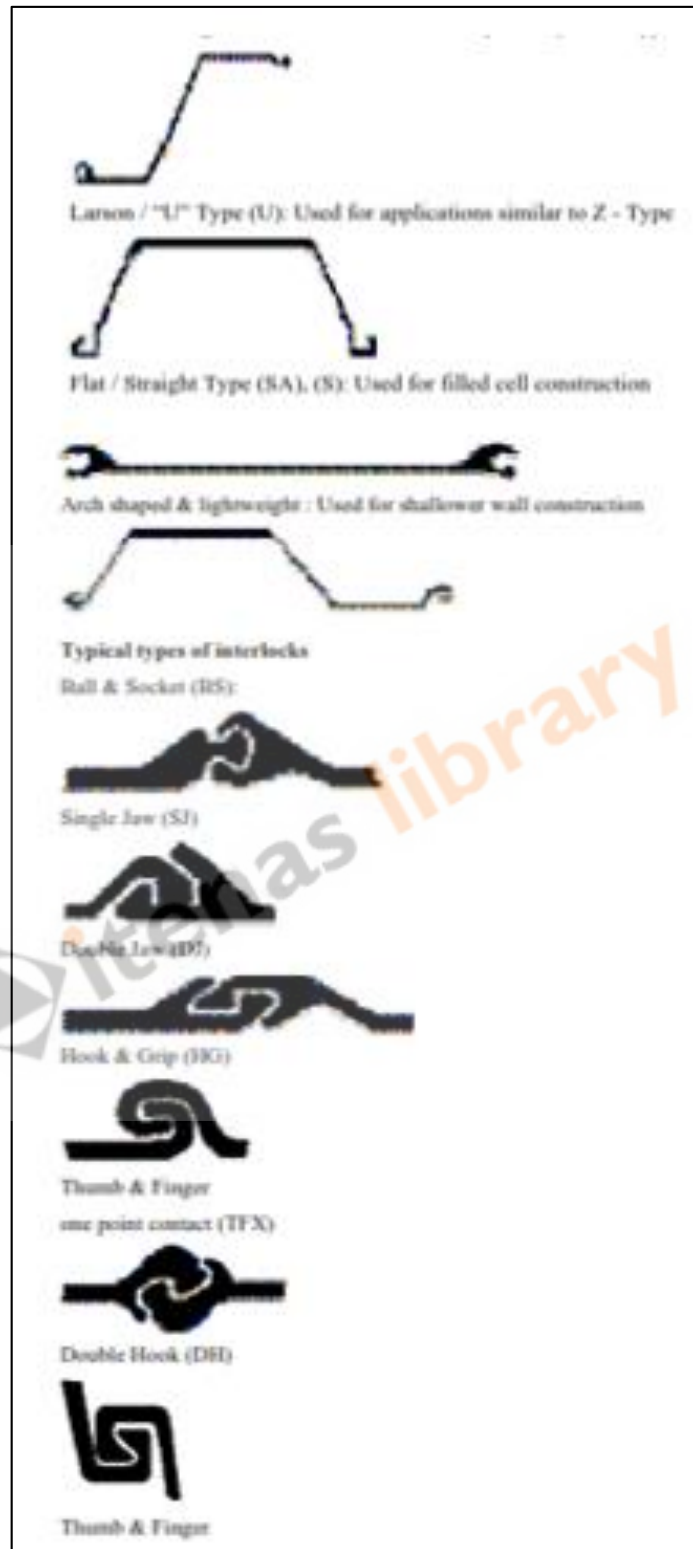
Gambar 2. 16 *Cofferdam* khas tanpa segel atau tumpukan
(Nemat, 2007)

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 hidrostatis. 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 hidrostatis

2.4.3 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. **Gambar 2.10** menunjukkan bentuk tumpukan lembar tradisional dan jenis interlock khusus.

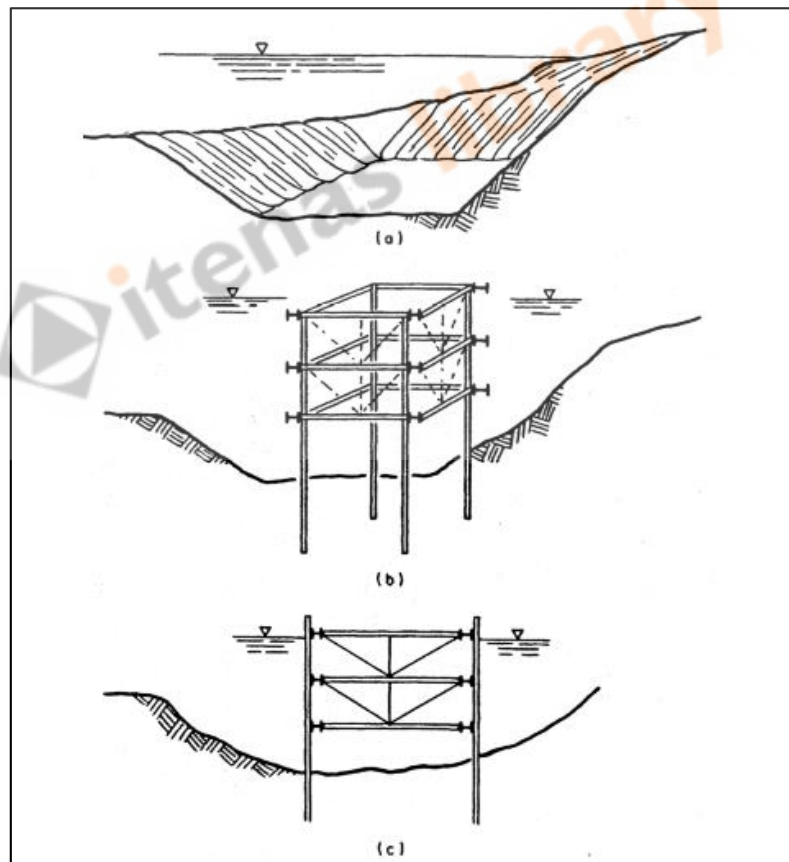


Gambar 2. 17 Tradisional Sheet Pile pipih dan tipe dari interlocks
(Nemat, 2007)

2.5 Tahapan konstruksi Cofferdam

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

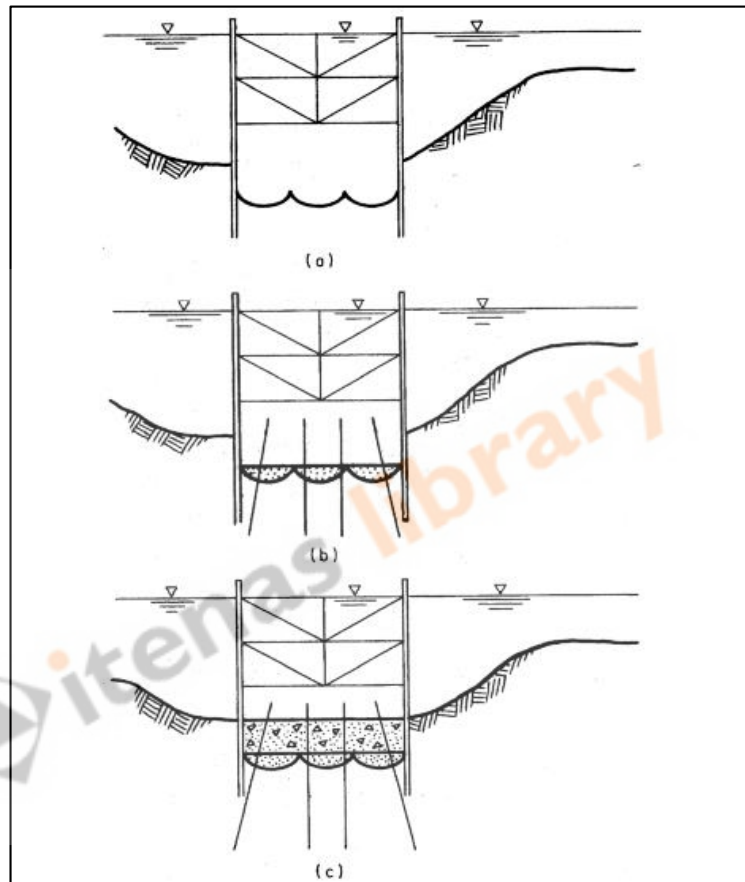
1. Pra-pengerukan untuk menghilangkan tanah atau sedimen lunak dan meratakan area *cofferdam* (**Gambar 2.18 a**).
2. memindahkan internal support seperti pada (**Gambar 2.18 b**).
3. Tegakkan sementara rangka menguatkan pada tiang penyangga (**Gambar 2.18 b**).
4. Atur tumpukan lempengan baja, mulai dari keempat sudut dan bertemu di tengah setiap sisi (**Gambar 2.18 c**).
5. Dorong tumpukan pile ke grade (**Gambar 2.18 c**).
6. Blok antara bracing bingkai dan sheet pile, dan memberikan ikatan untuk sheet pile di bagian atas diperlukan (**Gambar 2.18 c**).



Gambar 2. 18 *Cofferdam* construction sequence (1). (a) pra pengerukan (b) tiang pancang mengatur frame bracing pre-fabrikasi dan menggantung dari tiang pancang (c) mengatur Sheet pile dan sheet pile block dan mengikat sheet pile ke atas wile

(Nematı, 2007)

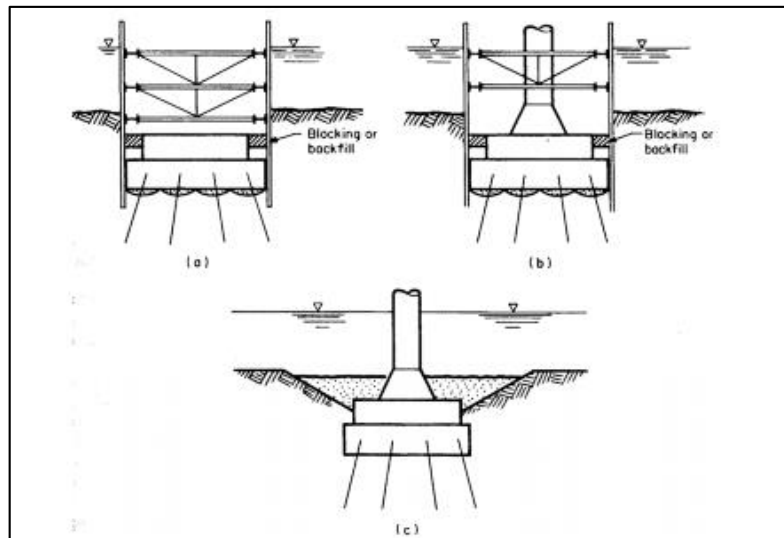
7. Menggali bagian dalam grade atau sedikit di bawah grade, sambil membiarkan offerdam penuh air (**Gambar 2.19 a**).
8. Drive pile bearing (**Gambar 2.19 b**).
9. Tempatkan isian batu sebagai leveling dan penyangga (**Gambar 2.19 b**).
10. Pasang segel beton tremie (**Gambar 2.19 c**).



Gambar 2. 19 Cofferdam sekuen konstruksi (II). (a) galian awal dan terakhir . (b) membawa bearing ke tempat (c) menempatkan tremie concrete.

(Nemat, 2007)

11. Periksa pemblokiran antara bracing dan lempengan baja (**Gambar 2.20 a**).
12. Dewatering (**Gambar 2.20 a**).
13. Buat struktur baru (**Gambar 2.20 a dan b**).
14. Banjiri Cofferdam (**Gambar 2.20 b**).
15. Lepaskan sheet piles (**Gambar 2.20 c**).
16. Lepaskan bracing (**Gambar 2.20 c**).
17. biarkan air menggenangi struktur (**Gambar 2.20 c**).



Gambar 2. 20 Urutan konstruksi *cofferdam* ke (III) (a) check blok; Dewater; Pembuatan pondasi Block antara kaki dan sheet piles. (b) pindahkan barcing terendah; membangun tiang alas; membangun tiang utama (c) Banjiri *Cofferdam*; Tarik sheet pile; cabut bracing; alirkan air diatas pondasi (Nematy, 2007)

2.6 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 2.2

Tabel 2. 2 Batas maksimum deformasi lateral dinding

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

(SNI tentang Persyaratan Perancangan Geoteknik)

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.

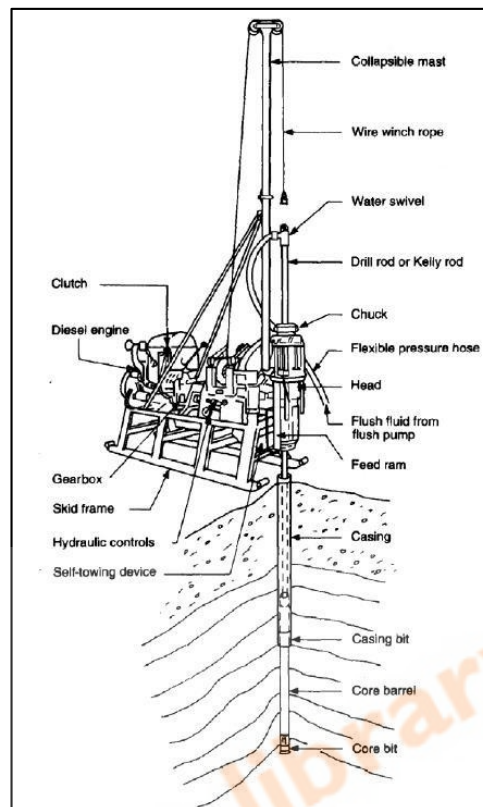
2.7 Pengumpulan Data Tanah

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.

2.7.1 Uji Pemboran (*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 karakteristik 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 2.21**.



Gambar 2. 21 Rangkaian Alat Mesin Bor Rotari

(Sumber: Reese & O'Neill, 1988)

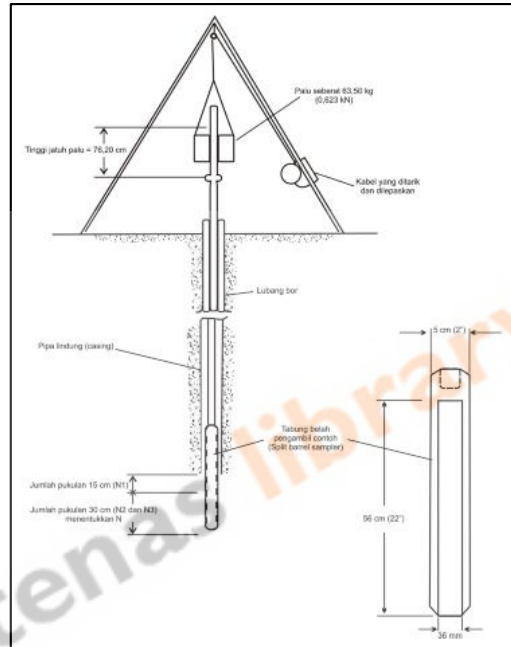
2.7.2 Uji Penetrasi Standar (*Standard Penetration Test*)

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 ($N_1+N_2+N_3$) 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. Rangkaian alat spt dapat dilihat pada **Gambar 2.22**. Adapun hubungan antara nilai N-SPT dengan konsistensi tanah dapat dilihat pada **Tabel 2.2**



Gambar 2.22 Alat Penetrasi dengan SPT
(Sumber: SNI-4153,2008)

Tabel 2.3 Hubungan Nilai N-SPT dan Konsistensi 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 | | | |

(Sumber: Terzaghi & Peck, 1967; Mayerhof, 1956)

2.7.3 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 ditunjukkan pada **Tabel 2.3**.

Tabel 2. 4 Tabel 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)

2.7.4 Modulus Elastisitas

Modulus elastisitas atau sering disebut juga modulus young merupakan perbandingan antara tegangan dan regangan. Selain itu angka modulus elastisitas menunjukkan 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 pada **Tabel 2.4**.

Tabel 2. 5 Tabel Korelasi antara modulus elastisitas dengan N-SPT

| Soil | SPT | CPT |
|-----------------------------------|--|-------------------------------|
| Sand (normally consolidated) | $E_s = 500(N + 15)$ | $E_s = (2 \text{ to } 4)q_u$ |
| | $= 7000 \sqrt{N}$ | $= 8000 \sqrt{q_c}$ |
| | $= 6000N$ | — — — |
| | — — — | $E_s = 1.2(3D_r^2 + 2)q_c$ |
| | $\ddagger E_s = (15\,000 \text{ to } 22\,000) \cdot \ln N$ | $*E_s = (1 + D_r^2)q_c$ |
| 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.) | $\forall E_s = (2600 \text{ to } 2900)N$ | |
| Sand (overconsolidated) | $\dagger E_s = 40\,000 + 1050N$ | $E_s = (6 \text{ to } 30)q_c$ |
| | $E_{s(\text{OCR})} \approx E_{s,nc} \sqrt{\text{OCR}}$ | |
| Gravelly sand | $E_s = 1200(N + 6)$ | |
| | $= 600(N + 6) \quad N \leq 15$ | |
| | $= 600(N + 6) + 2000 \quad N > 15$ | |
| 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 | |
| | $E'_s = \text{constrained modulus} = \frac{E_s(1 - \mu)}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)} = \frac{1}{m_s}$ | |
| 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

2.7.5 Poisson Ratio

Nilai poisson ratio ditentukan sebagai rasio kompresi poros terhadap regangan pemuai lateral. Nilai poisson ratio dapat ditentukan berdasarkan jenis tanah seperti yang terlihat pada **Tabel 2.5**.

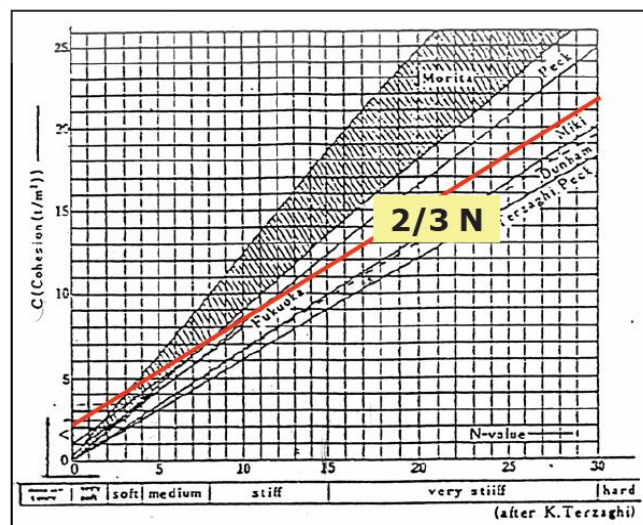
Tabel 2. 6 Tabel nilai *Poisson Ratio* berdasarkan jenis tanah

| 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)

2.7.6 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 yang dapat dilihat pada **Gambar 2.23**



Gambar 2. 23 Grafik korelasi antara N-SPT dengan kohesi
(Terzaghi, 1987)

2.7.7 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 lainnya. 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 yang disajikan pada **Tabel 2.4**

Tabel 2. 7 Korelasi antara jenis tanah dengan berat isi tanah

| 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)

2.8 Finite Element Methode (FEM)

Pada analisis dengan metode elemen hingga, tanah dimodelkan sebagai continuum mass dengan parameter tertentu. Penggalan 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 ankur.

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.

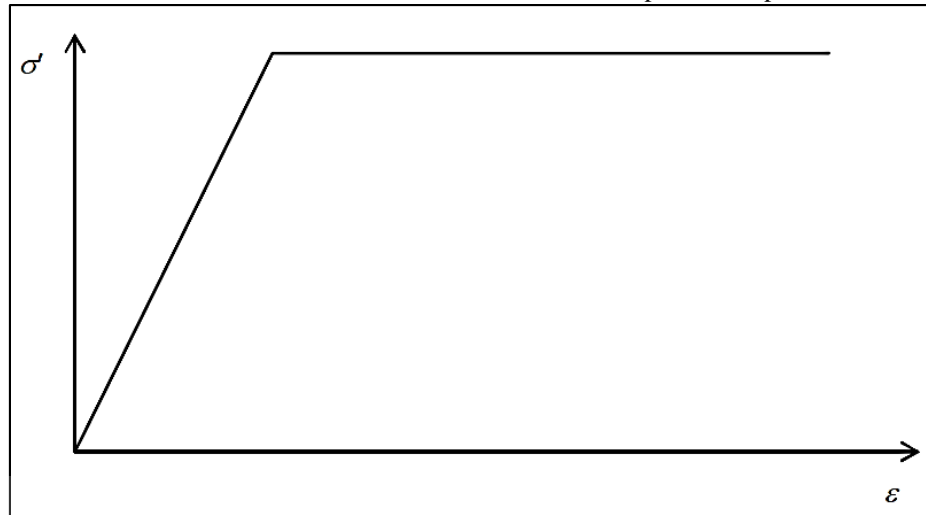
Telah tersedia beberapa model tanah dari yang paling sederhana, yaitu model Mohr-Coulomb, sampai dengan yang kompleks, yaitu Hardening soil model With small strain. Jika menggunakan model Mohr-Coulomb harus hati-hati karena model ini hanya memberikan nilai E yang tetap, sedangkan nilai E yang sebenarnya 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 E_{ur} (*E unloading-reloading*). Korelasi antara E_{ur} dan E_{50} (*secant stiffness in standard triaxial test*) adalah $E_{ur} = (2--10) E_{50}$ 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.

2.8.1 Model Keruntuhan Mohr-Coulomb (Plastisitas Sempurna)

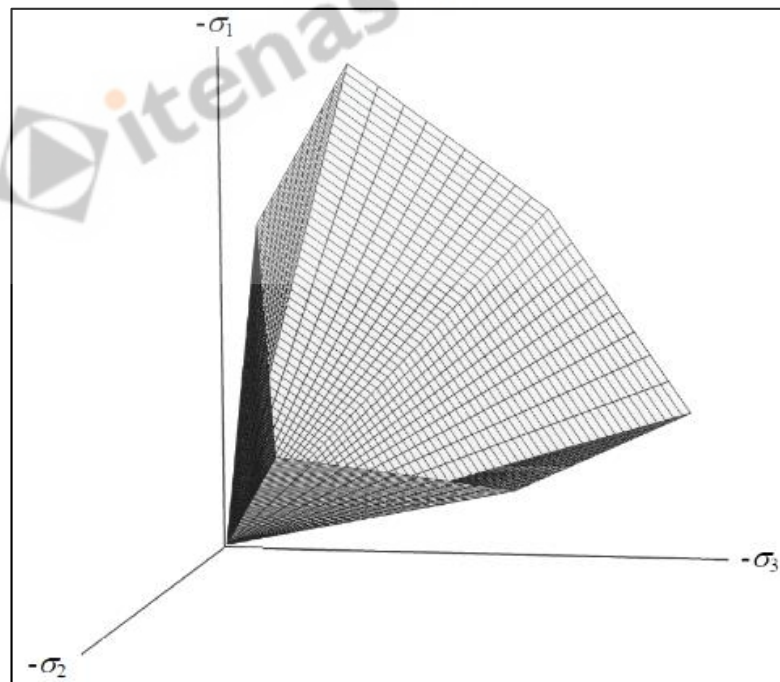
Plastisitas mempunyai hubungan dengan terbentuknya regangan yang tidak dapat kembali seperti semula (Brinkgreve, 2016). Menurut Brinkgreve (2016) prinsip dasar dari model elastis-plastis adalah bahwa regangan dan perubahan regangan dibedakan menjadi bagian elastis dan bagian yang plastis, sehingga untuk mengevaluasi apakah plastisitas telah terjadi dalam perhitungan digunakan sebuah fungsi leleh (*yield function*) yang disebut f , sebagai fungsi dari regangan dan tegangan. Untuk kondisi tegangan yang dinyatakan oleh titik-titik yang berada di bawah bidang leleh, perilaku dari titik-titik tersebut akan sepenuhnya elastis dan seluruh regangan dapat kembali seperti semula (Brinkgreve, 2016).

Gambar 2. 24 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 seperti yang ditunjukkan pada **Gambar 2.25** (Brinkgreve, 2016).



Gambar 2. 25 Bidang leleh Mohr-Coulomb dalam ruang tegangan utama ($c = 0$)
(Sumber : Brinkgreve, 2016)

2.9 Penelitian Sebelumnya

Penelitian yang dilakukan oleh N. Benmebarek, S. Benmebarek dan R. Kastner yang berjudul “*numerical Studies of seepage failure of sand within A cofferdam*”. menjelaskan bahwa pembangunan perkotaan sering membutuhkan konstruksi penggalian dalam. Ini mungkin untuk ruang bawah tanah yang dalam, terowongan, parkir bawah tanah atau sistem transportasi bawah tanah. Desain penggalian dalam sering didominasi oleh air di sekitar sheet piles atau dinding disangga. Rembesan akan mempengaruhi stabilitas dinding di mana aliran air naik, kebocoran atau kegagalan oleh pengurangan tekanan tanah mungkin terjadi.

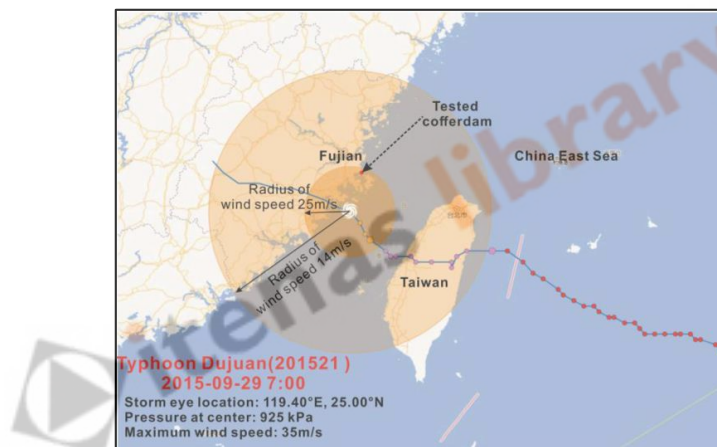
Beberapa metode menghitung stabilitas terhadap kegagalan rembesan tanah telah diusulkan dalam literatur, kadang-kadang menyebabkan perbedaan besar pada kerusakan kepala hidrolik yang menyebabkan kegagalan. Dalam tulisan ini, the FLAC^{-2D} code yang menggunakan metode perbedaan khusus eksplisit digunakan untuk menganalisis kegagalan rembesan pada tanah berpasir di dalam koefisien yang dikenai ke rembesan ke atas aliram. Berdasarkan penelitian ini, kondisi untuk kegagalan rembesan terjadi dengan cara memanaskan atau mengangkat tanah di belakang sheetpile dan diidentifikasi dengan jelas.

pada penelitian yang dilakukan oleh Ömer Bilgin dari Department of Civil and Environmental Engineering, University of Dayton, Dayton, OH 45469-0243, USA dengan judul Numerical Studies of anchored sheet pile wall behavior constructed in cut and fill conditions menjelaskan bahwa Konstruksi dinding tiang pancang bisa melibatkan penggalian tanah di depan Sheet piles atau di belakang. Prosedur konstruksi ini menghasilkan kondisi pembebanan yang berbeda di tanah dan karena itu perilaku dinding yang berbeda juga harus diharapkan. Metode konvensional, yang didasarkan pada pendekatan keseimbangan batas, biasanya digunakan dalam desain dinding tiang pancang tidak mempertimbangkan metode konstruksi.

namun, metode numerik mekanika kontinum, seperti elemen tertentu metode, memungkinkan untuk memasukkan metode konstruksi selama analisis dan desain Sheet pile walls. Pengaruh jenis konstruksi dinding untuk berbagai kondisi tanah dan ketinggian dinding diselidiki menggunakan pemodelan elemen dan analisis elemen. Pengaruh metode konstruksi pada perilaku tanah, deformasi dinding, momen lentur dinding, dan gaya jangkar diselidiki. Hasil penelitian menunjukkan dinding yang dibangun dengan metode back akan

menghasilkan momen lentur dan dinding yang jauh lebih tinggi deformasinya. Makalah ini menyajikan hasil studi parametrik numerik yang dilakukan dan komparatif. Analisis *anchored sheet pile walls* dibangun dengan metode konstruksi yang berbeda.

Penelitian yang dilakukan oleh Zilong Ti, Kai wei dan Shunquan Qin, Dapeng Mei, serta young li yang berjudul “Assessment of random wave pressure on the construction *cofferdam* for sea-crossing bridges under tropical cyclone” menjelaskan bahwa Konstruksi *cofferdams* untuk jembatan penyeberangan dapat rusak atau bahkan runtuh karena beban gelombang yang ekstrim di bawah siklon tropis. Untuk meningkatkan pemahaman yang lebih baik tentang tekanan gelombang acak pada *cofferdam*, gelombang pengukur dan transduser tekanan dipasang pada *cofferdam* nyata untuk jembatan penyeberangan untuk mengukur acak tekanan gelombang Topan Dujuan pada tahun 2015 Pada **Gambar 2.26**



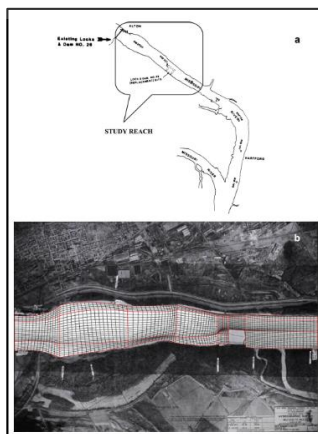
Gambar 2. 26 Lokasi topan ketika perhitungan
 (Zilong Ti, Kai Wei, Shunquain Qin, Dapeng Mei, dan youngle li ,2015)

Teori difraksi orde pertama digunakan untuk menghitung gelombang tekan secara numerik. Hasil yang diukur dan numerik dibandingkan dalam domain frekuensi dan dibahas dalam hal spektrum tekanan, karakteristik spektral tekanan, fungsi transfer dan tekanan gelombang maksimum. Kesimpulan utama adalah: (1) difraksi gelombang dan kedalaman air mempengaruhi rentang frekuensi dominan, *zeroth momen* dan nilai spektral puncak dari spektrum tekanan gelombang pada *cofferdam*; (2) tekanan gelombang maksimum pada sisi naik-gelombang *cofferdam* naik hingga 2,2 kali di sisi bawah-gelombang; (3) puncak sekunder diamati dalam spektrum tekanan di bawah siklon tropis; dan (4) model numerik

berdasarkan urutan pertama teori difraksi tidak dapat menangkap puncak sekunder dan melebih-lebihkan energi tekanan gelombang di dekat frekuensi puncak primer.

Penelitian yang dilakukan oleh Joonwoo Noh, Sangjin Lee, Ji-Sung Kim, Albert Molinas yang berjudul “Numerical Modeling Of Flow and Scouring Around a *Cofferdam*” menjelaskan bahwa ketika merencanakan struktur hidraulik sungai, analisis perubahan hidrodinamik dan ketinggian lapisan sangat penting, terutama penilaian kedalaman gerusan di sekitar *cofferdam*. Dalam penelitian ini, variasi medan listrik dan kedalaman gerusan yang sesuai disimulasikan menggunakan analisis hidrodinamik dua dimensi dan model transportasi bed-load. Model hidrodinamik menggunakan arus PetroveGalerkin yang ramping (SUPG) skema elemen tertentu untuk menyelesaikan persamaan turbulen rata-rata Reynolds.

Berdasarkan hasil analisis lapangan, model transport bed-load mampu mensimulasikan pengembangan lubang gerusan, di mana ditunjukkan bahwa gradien kecepatan meningkat secara dramatis karena adanya struktur hidrolis. Penerapan model diuji dengan mensimulasikan perubahan kecepatan dan perubahan ketinggian lapisan sekitar *cofferdam* yang dibangun selama proyek pengganti Lock and Dam No. 26 di Sungai *Mississippi* pada **Gambar 2.27**. Model yang dibuat dalam penelitian ini mampu memperkirakan kedalaman gerusan maksimum, menentukan konfigurasi *cofferdam* untuk menyarankan perubahan untuk mengurangi gerusan lokal, dan menyarankan jika bahan perlindungan di sekitar *Cofferdam* itu diperlukan.



Gambar 2. 27 Lokasi dari penelitian: (a) lokasi dan *plan view* dari penelitian dan (b) Finite Element Mesh dari penelitian

(Joonwoo Noh, Sangjin Lee, Ji-Sung Kim,dan Albert molinas, 2012)

H.P. Santhosh, Dr. H.M. Rajashekhara Swamy dan Dr. D.L. Prabhakara melakukan penelitian yang berjudul “Construction of Coffederdam –A Case Study” yang menyajikan gambaran umum dari keadaan saat ini pembangunan teknik *cofferdam* dengan penekanan khusus dan penjelasan singkat tentang teknik-teknik lain yang dikembangkan di dunia untuk mengurangi gaya hidrolis struktur sementara. Sebuah *cofferdam* adalah struktur sementara yang dirancang untuk menjaga air dan tanah keluar penggalian di mana dermaga jembatan atau struktur lainnya dibangun. Ketika konstruksi harus dilakukan di bawah muka air, sebuah *cofferdam* dibangun untuk memberikan para pekerja lingkungan kerja yang kering. Sheet pile didorong di sekitar lokasi kerja, seal concrete ditempatkan ke bagian bawah untuk mencegah air merembes masuk dari bawah sheet pile, dan air dipompa keluar.

Ada berbagai jenis *cofferdam*, beberapa digunakan untuk mendukung operasi penggalian dan beberapa tipe kotak tertutup ditempatkan di dalam air. Studi kasus ini membahas prosedur langkah demi langkah diadopsi di Port Pipav, Rajula District, Gujarath. Ini menggambarkan kerumitan manajemen pekerjaan di situs dan memberikan banyak wawasan untuk pekerjaan serupa yang melibatkan perincian bentonite slurry, sekat batu, perencanaan dan pelaksanaan tiang pancang yang saling bertautan, tulangan, beton, pabrik dan peralatan, prosedur keselamatan menjadi diadopsi untuk pembangunan *cofferdam*.

Penelitian yang dilakukan oleh Serdar Koltuk dari University of RWTH Aachen, Department of Engineering Geology and Hydrogeology, D-52064 Aachen, Germany dan Recep Iyisan dari Istanbul Technical University, Civil engineering Faculty Ayazaga Campus 34646, Istanbul, Turkey yang berjudul “Numerical Analysis of groundwater Flow Trough a Rectangular *Cofferdam*” Dalam penelitian ini, analisis elemen hingga aliran air tanah dalam *cofferdam* berbentuk persegi panjang. Model telah dilakukan dengan mempertimbangkan permeabilitas anisotropik lapisan tanah.

Hasil analisis numerik menunjukkan bahwa: (1) Peningkatan permeabilitas horizontal untuk rasio permeabilitas vertikal (k_h/k_v) dari 1 menjadi 2 menyebabkan peningkatan air pori tekanan pada *sheet piles* dan khususnya dalam laju aliran ke dalam *cofferdam*. (2) Maksimum tekanan air pori muncul di daerah sudut *cofferdam*. Ini dapat menyebabkan rembesan analisis kegagalan bahwa faktor keamanan yang diperoleh dari model tiga dimensi terlalu tinggi.