

# ANALISA DAYA DUKUNG PONDASI TIANG PANCANG MENGGUNAKAN METODE ANALITIS DAN METODE NUMERIK DENGAN PROGRAM PLAXIS PADA PROYEK PEMBANGUNAN JEMBATAN SICANANG

Novembri Jeremi Halawa<sup>1)</sup>, Darlina Tanjung<sup>2)</sup>, Ahmad Bima Nusa<sup>3)</sup>

<sup>1)</sup>Alumni, <sup>2,3)</sup>Dosen Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik  
Universitas Islam Sumatera Utara  
[jeremi2halawa@gmail.com](mailto:jeremi2halawa@gmail.com); [darlinatanjung@yahoo.com](mailto:darlinatanjung@yahoo.com)

## Abstrak

Suatu konstruksi bangunan dibagi menjadi dua bagian penting yakni bangunan atas dan bangunan bawah. Untuk konstruksi pada bagian bawah biasanya disebut dengan pondasi. Pondasi merupakan bangunan bawah yang berfungsi untuk memikul beban bangunan yang ada di atasnya tanpa mengakibatkan adanya penurunan bangunan di luar batas toleransinya. Oleh sebab itu, dibutuhkan analisa daya dukung dan deformasi dalam merencanakan sebuah pondasi agar diketahui apakah pondasi tersebut memenuhi rencana awal atau tidak. Dari data SPT yang diperoleh dari proyek pembangunan Jembatan Sicanang diketahui besar daya dukung ultimit pondasi tiang pancang dengan menggunakan metode Meyehof pada kedalaman 58m adalah 377,57Ton, sedangkan berdasarkan Metode Elemen Hingga dengan program Plaxis 8.6 dan pemodelan Mohr-Coloumb diperoleh 363,92 Ton. Daya dukung ultimit lateral pondasi dengan Metode Broms secara analitis sebesar 10,18 Ton dan secara grafis 10,32 Ton dan nilai ini tidak berbeda jauh. Nilai Efisiensi kelompok tiang diperoleh dari metode Converse-Labarre yaitu sebesar 0,677. Penurunan elastic tiang tunggal diperoleh sebesar 11,791 mm, penurunan tiang dengan metode Poulos dan Davis sebesar 8,6mm, penurunan tiang kelompok dengan metode Vesic sebesar 66,4 serta penurunan dengan Metode Elemen Hingga program Plaxis 8.6 sebesar 285,66m akibat beban 100Ton. Dari hasil yang diperoleh, bahwa pada penggunaan metode numerik yang menggunakan PLAXIS didapat nilai daya dukung yang lebih kecil dan nilai penurunannya besar sehingga pada penggunaan metode numerik hasil yang didapat bisa digunakan untuk perencanaan suatu pondasi jembatan, dan penggunaan metode numerik sangatlah membantu dan efisien dalam menganalisa suatu perencanaan.

**Kata Kunci:** SPT, Pondasi, Tiang, Daya Dukung, Plaxis 8.6.

## I. PENDAHULUAN

Pada suatu pekerjaan konstruksi tanah memiliki peranan yang sangat penting. Tanah merupakan pondasi pendukung bangunan dan bahan konstruksi bangunan itu sendiri. Dimana hampir seluruh bangunan berdiri di atas maupun dibawah permukaan tanah, maka perlu dilakukan perencanaan pondasi yang dapat memikul beban bangunan maupun gaya yang bekerja pada bangunan. (Nakazawa, 2000).

Bagian dari sebuah konstruksi yang memiliki fungsi untuk meneruskan beban bangunan atas (*upper structure/super structure*) ke dasar tanah yang cukup kuat mendukungnya adalah pondasi. Pondasi bangunan harus mampu menjamin kestabilan bangunan terhadap beban sendiri, beban-beban berguna dan gaya-gaya luar, seperti tekana angin, gempa dan gangguan lain. Penurunan pondasi secara setempat maupun merata lebih dari pada batas tertentu tidak boleh terjadi.

Dari berbagai macam tipe pondasi yang dapat digunakan salah satunya merupakan pondasi tiang pancang. Pondasi tiang pancang digunakan pada suatu bangunan apabila tanah dasar tidak mempunyai daya dukung (*bearing capacity*) yang cukup untuk memikul beban bangunan dan beban yang bekerja pada bangunan tersebut, atau posisi tanah keras yang

cukup dalam untuk dapat memikul berat bangunan dan beban yang bekerja pada bangunan itu.

Adapun jenis pondasi yang digunakan pada Proyek Pembangunan Jembatan Sicanang yaitu pondasi tiang pancang.

## II. TINJAUAN PUSTAKA

### 2.1 Tanah

Tanah didefinisikan sebagai material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain dan dari bahan-bahan organik yang telah melapuk (yang berpartikel padat) disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong di antara partikel-partikel padat tersebut (*Braja M Das, 1995*).

Istilah-istilah seperti kerikil, pasir, lanau, dan lempung digunakan dalam teknik sipil untuk memhedakan jenis-jenis tanah. Pada kondisi alam, tanah dapat terdiri dari dua atau lebih campuran jenis-jenis tanah dan kadang-kadang terdapat pula kandungan bahan organik. Material campurannya, kemudian dipakai sebagai nama tamhahan di helakang material unsur utamanya. Sebagai contoh, lempung berlanau adalah tanah lempung yang mengandung lanau, dengan material utamanya

adalah lempung dan sebagainya (*Hardiyatmo, 1996*).

Tanah berbutir kasar dapat diidentifikasi berdasarkan ukuran butiran. Butiran-butiran yang herdiameter lebih besar dari 2 mm, diklasifikasikan sebagai kerikil. Jika butirannya dapat terlihat oleh mata, tetapi ukurannya kurang dari 2 mm, tanah ini disebut pasir. Tanah pasir disebut pasir kasar jika diameter butirannya berkisar antara 2-0,6 mm, disebut pasir sedang jika diameter butirannya antara 0,6-0,2 mm, dan disebut pasir halus jika diameter butirannya antara 0,2-0,06 mm (*Hardiyatmo, 1996*).

## 2.2 Pengujian Standard Penetration Test (SPT)

SPT (*standard penetration test*) adalah metode pengujian di lapangan dengan memasukkan (memancangkan) sebuah Split Spoon Sampler (tabung pengambilan contoh tanah yang dapat dibuka dalam arah memanjang) dengan diameter 50 mm dan panjang 500 mm. *Split spoon sampler*

Pengujian SPT bertujuan untuk mendapatkan nilai kepadatan relatif serta sudut geser lapisan tanah dari pengambilan sampel tanah memakai tabung, jenis tanah serta ketebalan dari setiap lapisan tanah tersebut bisa diketahui, buat memperoleh data yang kumulatif di perlawanan penetrasi tanah serta menetapkan kepadatan berasal tanah yang tidak berkoheksi.

## 2.3 Pondasi Tiang Pancang

Tiang pancang adalah bagian-bagian konstruksi yang dibuat dari kayu, beton, dan atau baja, yang digunakan untuk meneruskan (mentransmisikan) beban-beban permukaan ke tingkat-tingkat permukaan yang lebih rendah di dalam massa tanah. Fungsi dan kegunaan dari pondasi tiang pancang adalah untuk memindahkan atau mentransfer beban-beban dari konstruksi di atasnya (super struktur) ke lapisan tanah keras yang letaknya sangat dalam (*Hutami, 2013*).

Dalam pelaksanaan pemancangan pada umumnya dipancangkan tegak lurus dalam tanah, tetapi ada juga dipancangkan miring (*battle pile*) untuk dapat menahan gaya-gaya horizontal yang bekerja. Hal seperti ini sering terjadi pada dermaga dimana terdapat tekanan kesamping dari kapal dan perahu. Sudut kemiringan yang dapat dicapai oleh tiang tergantung dari alat yang dipergunakan serta disesuaikan pula dengan perencanaannya. Tiang Pancang umumnya digunakan (*Hutami, 2013*):

1. Untuk mengangkat beban-beban konstruksi di atas tanah ke dalam atau melalui sebuah lapisan tanah. Di dalam hal ini beban vertikal dan beban lateral boleh jadi terlibat.
2. Untuk menentang gaya desakan keatas, gaya guling, seperti untuk telapak ruangan bawah tanah di bawah bidang batas air jenuh atau untuk menopang kaki-kaki menara terhadap guling.
3. Memampatkan endapan-endapan tak berkoheksi yang bebas lepas melalui kombinasi perpindahan isi tiang pancang dan getaran dorongan. Tiang pancang ini dapat ditarik keluar kemudian.

4. Mengontrol lendutan/penurunan bila kaki-kaki yang tersebar atau telapak berada pada tanah tepi atau didasari oleh sebuah lapisan yang kemampatannya tinggi.
5. Sebagai faktor keamanan rambahan di bawah tumpuan jembatan dan atau pir, khususnya jika erosi merupakan persoalan yang potensial.
6. Dalam konstruksi lepas pantai untuk meneruskan beban-beban diatas permukaan air melalui air dan kedalam tanah yang mendasari air tersebut. Hal seperti ini adalah mengenai tiang pancang yang ditanamkan sebagai dan yang terpengaruh oleh baik beban vertikal (dan tekuk) maupun beban lateral.

### 2.3.1 Jenis – Jenis Pondasi Tiang Pancang

Faktor-faktor yang harus dipertimbangkan dalam memilih jenis pondasi tiang pancang yang akan digunakan ada beberapa faktor yaitu, jenis tanah dasar, alasan teknis pada waktu pemancangan, dan jenis bangunan yang akan dibangun.

#### 1. Tiang Pancang Pracetak

Tiang Pancang pracetak merupakan tiang pancang yang dicetak dan dicor di dalam bekisting, kemudian setelah cukup kuat diangkat dan dipancangkan.

Keuntungan:

- Bahan tiang dapat dites atau diperiksa sebelum pemancangan
- Prosedur pelaksanaan tidak dipengaruhi oleh air tanah
- Tiang Pancang tidak menabahkan tanah granuler

Kerugian

- Kepala tiang kadang – kadang pecah pada saat pemancangan
- Pemancangan sulit bila diameter tiang pancang lebih dari 60 cm
- Banyaknya tulangan dipengaruhi oleh tegangan yang terjadi pada waktu pengangkutan dan pemancangan tiang

#### 2. Tiang Pancang Kayu (*Timber Pile*)

Tiang Pancang yang terbuat dari bahan utamanya yaitu kayu

Keuntungan

- Mudah untuk pemotongannya apabila tiang kayu ini sudah tidak dapat masuk lagi kedalam tanah
- Tiang pancang kayu relatif lebih ringan sehingga mudah dalam pengangkutan
- Kekuatan tarik besar sehingga pada waktu pengangkatan untuk pemancangan tidak menimbulkan kesulitan.

Kerugian

- Tiang pancang kayu tidak tahan terhadap benda agresif dan jamur yang menyebabkan kebusukan
- Tiang pancang kayu memiliki umur yang relatif lebih pendek

- Pada pemancangan tanah yang berbatu ujung tiang pancang kayu mudah hancur
3. **Tiang Pancang Baja (*Steel Pile*)**  
 Tiang Pancang yang terbuat dari baja yang berbentuk silinder berongga
- Keuntungan:
- Tiang Pancang ini mudah dalam penyambungan
  - Tiang Pancang ini memiliki kapasitas daya dukung yang tinggi
  - Dalam pemancangan tidak menimbulkan bahaya yang patah
- Kerugian
- Mudah berkarat atau korosi
  - Bagian H *pile* dapat dirusak atau dibengkokkan oleh rintangan yang besar

**2.4 Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang**

Kapasitas daya dukung ultimit menyatakan tahanan geser tanah untuk melawan penurunan akibat pembebanan yaitu tahanan geser yang dapat dikerahkan oleh tanah disepanjang bidang-bidang gesernya (*Hardiyatmo, 2011*).

**2.4.1 Metode Meyerhof**

Perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang berdasarkan data SPT dapat digunakan metode Meyerhof, seperti :

- a. Kapasitas daya dukung pondasi tiang pada tanah non kohesif

1. Daya dukung ujung pondasi tiang  
 $Q_p = 40 \times N_b \times A_p \times \frac{li}{D} \leq 400 \times N_b$

2. Tahanan Geser Selimut Tiang

$Q_s = 2 \times N_{SPT} \times li \times P$

Dimana :

$Q_p$  = Tahanan ujung ultimit (kN)

$N_{SPT}$  = Jumlah pukulan yang

diperlukan dari percobaan

SPT = Ncor

$N_b = \frac{N1+N2}{2}$

$N_1$  = Nilai N rata-rata dari dasar ke

10D ke atas

$N_2$  = Nilai N rata-rata dari dasar ke

4D ke bawah

$A_p$  = Luas penampang tiang

pancang (m<sup>2</sup>)

$P$  = Keliling tiang (m)

$li$  = Tebal lapisan tanah (m)

$D$  = Diameter Tiang

- b. Kapasitas Daya Dukung Pondasi Tiang pada Tanah Kohesif

1. Daya dukung ujung pondasi tiang

$Q_p = 9 \times C_u \times A_p$

2. Tahanan geser selimut tiang

$Q_s = \alpha \times C_u \times P \times li$

Dimana :

$C_u$  = Kohesi tanah Undrained (kN/m<sup>3</sup>) =

$NSPT \times \frac{2}{3} \times 10$

$A_p$  = Luas penampang tiang (m<sup>2</sup>)

$\alpha$  = Koefisien adhesi antara tanah dan tiang

$P$  = Keliling tiang (m)

$li$  = Tebal lapisan tanah (m)

**2.5 Kapasitas Daya Dukung Lateral**

Dalam merencanakan pondasi perlu mempertimbangkan beban lateral (*horizontal*), seperti beban gempa dan beban lainnya. Dimana beban tersebut akan bekerja di kepala tiang.

**2.5.1 Tahanan Beban Lateral Ultimit**

Jika tanah lempung terkonsolidasi normal (*normally consolidated*) dan tanah granuler, modulus tanah dapat dianggap bertambah secara linier dengankedalamannya (semakin kebawah semakin besa r). Faktor kekakuan untuk modulus tanah yang tidak konstan ( $T$ ) dinyatakan oleh persamaan:

$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{nh}}$

Dimana :

$E$  = Modulus elastik tiang  $\rightarrow 4700 \sqrt{f'c}$  (kg/cm<sup>2</sup>)

$I$  = Momen inersia tiang  $= \frac{1}{64} \cdot \pi \cdot D^4$  (m<sup>4</sup>)

$nh$  = Koefisien variasi modulus tanah

(kN/m<sup>3</sup>) (Tabel 1)

**Tabel 1. Nilai-nilai nh untuk tanah kohesif**

Tanah	nh (kN/m <sup>3</sup> )	Referensi
Lempung terkonsolidasi normal lunak	166–3518	Reese dan Matlock (1956) Davisson-Prakash (1963)
Lempung terkonsolidasi normal organik	111–277	Peck dan Davidsson (1962) Davidsson (1970)
Gambut	5–27,7–111	Davidsson (1970) Wilson dan Hilt (1967)
Loess	8033–11080	Bowles (1968)

Sumber: *Hardiyatmo, 2008*

**2.5.2 Metode Broms**

Metode perhitungan ini menggunakan teori tekanan tanah yang disederhanakan dengan menganggap bahwa sepanjang kedalaman tiang, tanah mencapai nilai ultimit.

$K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$

$$Hu = \frac{2M_y}{e + 0,54 \sqrt{\frac{Hu}{D \cdot \gamma \cdot K_p}}}$$

## 2.6 Efisiensi Kelompok Tiang

Nilai efisiensi tiang yang dipakai dalam menghitung besar kapasitas kelompok tiang diperoleh dari beberapa persamaan.

### a. Metode Converse – Labarre

$$\eta = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

### b. Metode Los Angeles Group

$$\eta = 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} [m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2}(n-1)(m-1)]$$

### c. Metode Seiler – Keeny

$$\eta = \left( 1 - \left[ \frac{11s}{7(s^2 - 1)} \left[ \frac{m+n-2}{m+n-1} \right] \right] \right) + \frac{0,3}{m+n}$$

Dimana :

$\theta$  = Arc tan D/s dalam derajat

$\eta$  = Efisiensi kelompok tiang

m = Jumlah baris tiang

n = Jumlah tiang dalam satu baris

s = Jarak pusat ke pusat antara tiang (m)

D = Diameter tiang (m)

## 2.7 Faktor Keamanan Tiang

Faktor-faktor yang harus dipertimbangkan dalam penentuan faktor keamanan antara lain:

1. Tingkat ketelitian alat yang dipakai.
2. Kemampuan petugas yang melaksanakan percobaan pembebanan.
3. Cara melakukan percobaan pembebanan.
4. Keadaan lingkungan
5. Faktor lainnya yang dapat mempengaruhi percobaan yaitu jika pompa dongkrak diletakkan pada tempat tidak terlindung sinar matahari.

Jika faktor-faktor tersebut dapat dihindarkan, maka biasanya percobaan pembebanan akan memberikan hasil cukup baik. Pada Tabel 2 ditunjukkan faktor keamanan yang disarankan.

**Tabel 2. Faktor keamanan yang disarankan**

KlasifikasiS struktur	Faktorkeamanan			
	Baik	Normal	Jelek	Sangat Jelek
Monumental	2,3	3	3,5	4
Permanaen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2	2,4	2,8

Sumber: Hardiyatmo, 2002

## 2.8 Penurunan Tiang Pancang Tunggal (Poulos & Davis 1980)

Penurunan tiang dapat dihitung berdasarkan:

### a. Untuk tiang apung atau tiang friksi

$$I = I_o R_k R_h R_\mu$$

$$S = \frac{QI}{E_s D}$$

### b. Tiang dukung ujung

$$I = I_o R_k R_b R_\mu$$

$$S = \frac{QI}{E_s D}$$

$E_s = 2q_c$  sampai dengan  $8q_c$  (lempung)

$$E_b = 10E_s$$

$$E_p = 4700\sqrt{f'c}$$

$$R_a = \frac{A_p}{1/4 \pi d^2}$$

$$K = \frac{E_p R_a}{E_s}$$

Dimana :

S = Penurunan untuk tiang tunggal (mm)

Q = Beban yang bekerja (kg)

$I_o$  = Faktor pengaruh penurunan tiang yang tidak mudah mampat

$R_\mu$  = Faktor koreksi angka poisson

$\mu = 0.3$

$R_k$  = Faktor koreksi kemudah mampatan tiang

$R_h$  = Faktor koreksi untuk ketebalan lapisan yang terletak pada tanah

$R_b$  = Faktor koreksi untuk kekakuan lapisan pendukung

K = Faktor kekakuan tiang

$E_p$  = Modulus elastikitas bahan tiang (MPa)

$E_s$  = Modulus elastikitas tanah di sekitar tiang (MPa)

$E_b$  = Modulus elastikitas tanah di dasar tiang (MPa)

## 2.9 Penurunan Tiang Pancang Tunggal Elastik

Untuk tiang elastik, penurunan segera atau penurunan elastikitas dimana penurunan pondasi yang terletak pada tanah berbutir halus yang jenuh dapat dibagi menjadi tiga komponen. Penurunan total adalah jumlah dari ketiga komponen tersebut, yaitu :

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)}$$

Dengan :

$S_e$  = Penurunan total (mm)

$S_{e(1)}$  = Penurunan elastik dari tiang (mm)

$S_{e(2)}$  = Penurunan tiang yang disebabkan oleh beban di ujung tiang(mm)  
 $S_{e(3)}$  = Penurunan tiang yang disebabkan oleh beban di sepanjang batang tiang (mm)

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi \cdot Q_{ws}) \times L}{A_p \times E_p}$$

$$S_{e(2)} = \frac{Q_{wp} \times C_p}{D \times Q_p}$$

$$S_{e(3)} = \frac{Q_{ws} \times C_s}{L \times Q_p}$$

Dimana :

S = Penurunan untuk tiang tunggal (mm)

$Q_{wp}$  = Daya dukung total yang bekerja total pada ujung tiang dikurangi daya dukung friction (kN) (dibagi faktor keamanan = 2,5)

$Q_{ws}$  = Daya dukung friction (kN) (dibagi faktor keamanan = 2,5)

$A_p$  = Luas penampang tiang pancang ( $m^2$ )

L = Panjang tiang pancang (m)

$E_p$  = Modulus elastisitas dari bahan tiang ( $kN/m^2$ )

$\xi$  = Koefisien dari skin friction

D = Diameter tiang (m)

$Q_p$  = Daya dukung ultimit (kN)

$C_p$  = Koefisien empiris

$C_s$  = Konstanta empiris

### 2.10 Penurunan Kelompok Tiang

Sehingga untuk memperoleh besar penurunan kelompok tiang digunakan metode Vesic dimana persamaannya sebagai berikut :

$$S_g = S_e \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

Dimana :

$S_g$  = Penurunan kelompok tiang (mm)

$S_e$  = Penurunan tiang elastik (mm)

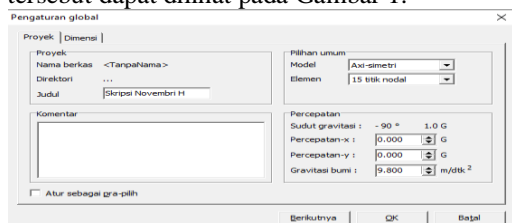
$B_g$  = Lebar kelompok tiang (mm)

D = Diameter tiang pancang (mm)

## III. METODE PENELITIAN

### 3.1 Tahapan pemodelan pada Metode Elemen Hingga

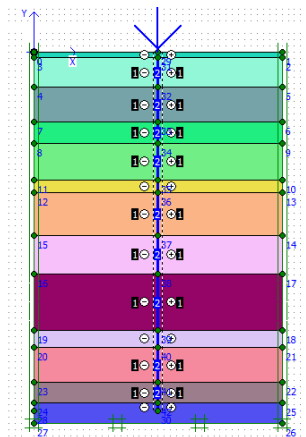
1. Atur para meter dasar yaitu bagian proyek dan dimensi pada jendela pengaturan global, langkah tersebut dapat dilihat pada Gambar 1.



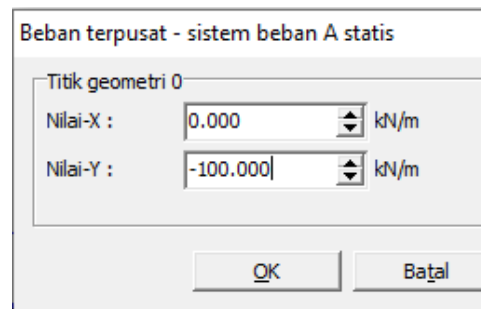
Gambar 1. Para meter pada datab proyek (Sumber:Plaxisversi8.6)

2. Pemodelan tanah digambar menggunakan garis geometri, diambil kedalaman 60m yang terdiri dari beberapa lapisan sesuai dengan data bore hole BK01. Langkah ini dapat dilihat pada Gambar 2
3. Kemudian gambarkan dinding diafragma sebagai tiang dengan cara mengklik tombol pelat lalu klik tombol interface untuk memisahkan kekakuan lebih dari satu elemen, yaitu kekakuan antara tanah dan tiang. Langkah ini dapat dilihat pada Gambar 2
4. Setelah itu gambarkan beban permukaan, yaitu sistem beban A (beban terpusat) dengan menggunakan, kemudian input nilai bebannya dengan mengklik ujung beban seperti Gambar3.
5. Untuk membentuk kondisi batas, klik tombol

jepit standar (standar dfixities), maka akan terbentuk jepit penuh pada bagian dasar dan jepit nol pada sisi vertikal. Proses ini dapat dilihat dari Gambar2.



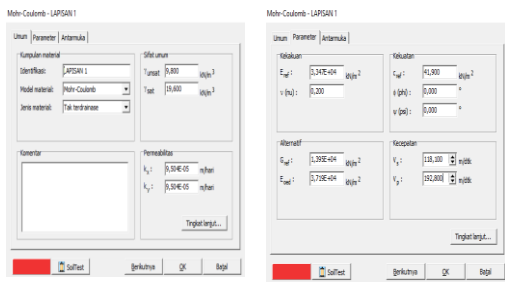
Gambar 2. Pemodelan tanah pada Plaxis (Sumber :Plaxisversi8.6)



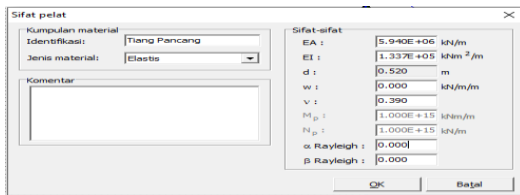
Gambar 3. Input nilai beban terpusat (Sumber :Plaxisversi8.6)

6. Kemudian masukkan data material dengan menggunakan tombol materia Iset. Untuk data tanah, pilih soil & interface pada set type, sedangkan data tiang pilih plates pada settype. Setelah itu seret data yang telah diinput ke

dalam pemodelan geometria wal, seperti pada Gambar4, Gambar5.

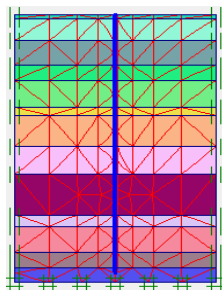


Gambar 4. Input material tanah (Sumber :Plaxisversi8.6)



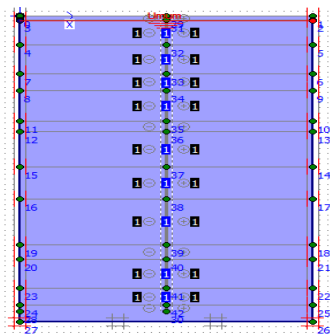
Gambar 5. Input para meter tiang pancang (Sumber:Plaxisversi8.6)

7. Kemudian klik *generate mesh* untuk membagi-bagi elemen menjadi beberapa bagian yang beraturan sehingga mempermudah dalam perhitungan lalu klik *update* akan muncul seperti Gambar6



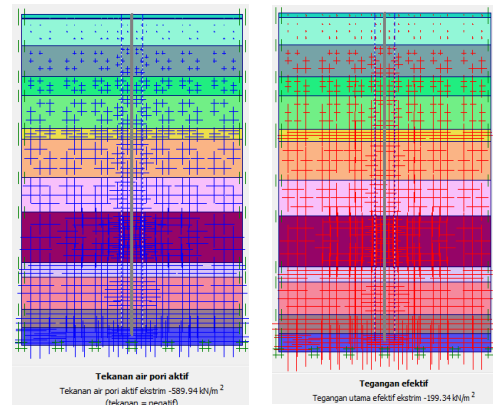
Gambar 6. Generate mesh yang tersusun (Sumber :Plaxisversi8.6)

8. Kemudian klik tombol *initial condition* untuk memodelkan muka air tanah. Klik pada tombol *phreatic level* untuk menggambarkan kedalaman muka air tanah seperti Gambar 7.



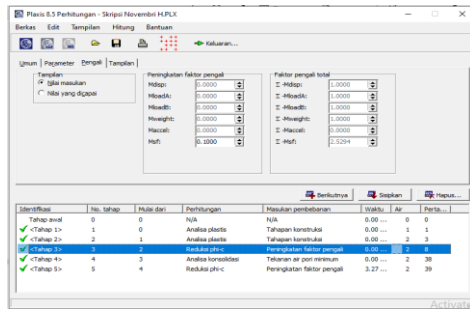
Gambar 7. Muka air tanah pada Plaxis (Sumber :Plaxisversi8.6)

9. Kemudian klik tombol *generat water pressure* untuk mendefinisikan tekanan air tanah. Lalu setelah muncul diagram *active pore pressures* seperti Gambar 8 a.Setelah itu klik *up date* *Perbaharui*, maka akan kembali ketampilan *initial water pressure*, lalu klik *initial pore pressure* , dan *generate pore pressure* maka akan muncul diagram untuk *effective stress* seperti Gambar 8 b, klik *upda telalu calculate*.



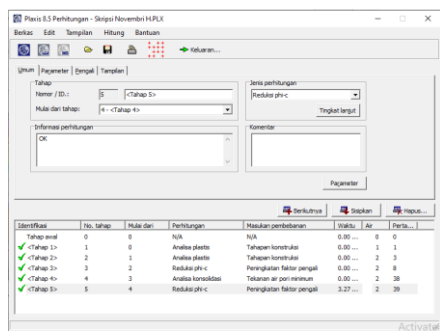
(a) Tekanan air pori aktif, (b) Tegangan efektif (Sumber :Plaxisversi8.6)

10. Dalam *window calculation* terdapat beberapa tahapan yang akan dikerjakan dari awal hingga akhir pemodelan seperti Gambar 9, tahapan ini dilakukan untuk memperoleh nilai  $\Sigma$ -Msf dan penurunan tiang. Adapun tahapannya adalah sebagai berikut:
- Tahap pertama itu, pendefinisian beban. Pada tahap ini dimana parameternya adalah *staged construction*, yang memodelkan sebuah konstruksi. Tahapan ini dapat dilakukan dengan cara klik tab tentukan dibagian parameter, lalu klik tiang.
  - Tahap kedua yaitu, pendefinisian beban yang bekerja pada tiang, parameter tahap ini termasuk *staged construction*. Pada tab tentukan dibagian parameter tentukan beban dengan klik A-beban terpusat.
  - Tahap ketiga, merupakan *phi/c reduction*, yang mensimulasikan kondisi dimana berkurangnya nilai Phi sebelum konsolidasi sehingga didapatkan faktor keamanan (FS).
  - Tahap keempat yaitu *consolidation*, dimana proses konsolidasi dengan parameter *minimum pore pressure*.
  - Tahap kelima yaitu, *phi/c reduction* setelah proses konsolidasi juga didapatkan faktor keamanan (FS).



Gambar 9. Lembar calculation (Sumber:Plaxisversi8.6)

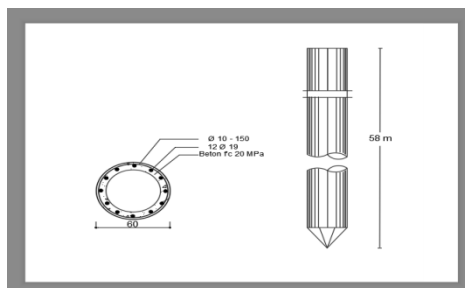
- Setelah perhitungan berjalan dan selesai serta ditandai dengan tanda centang hijau seperti yang terlihat di Gambar10, maka akan diperoleh nilai  $\Sigma$ -Msf dan penurunan tiang tunggal.



Gambar 10.Tahap calculateselesai (Sumber :Plaxisversi8.6)

#### IV. HASIL

##### 4.1 Kapasitas Daya Dukung Tiang Berdasarkan Data SPT



Gambar 11. Gambar Tiang Pancang (Sumber: Proyek Jembatan Sicanang, 2020)

Diameter tiang pancang (D) = 0,6 m  
 Kedalaman tiang pancang = 58 m  
 Luas tiang pancang (Ap) = 0,28 m<sup>2</sup>  
 Keliling tiang pancang (P)=1,88 m

a. Daya dukung pondasi tiang pada tanah non kohesif (pasir).

$$Q_p = 40 \times 10,8 \times 0,28 \times \sqrt[3]{0,6} = 381,87 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2 \times 13 \times 3 \times 1,88 = 146,95 \text{ kN}$$

b. Daya dukung pondasi tiang pancang pada tanah kohesif (lempung).

$$Q_p = 9 \times 113,3 \times 0,28 = 288,25 \text{ kN}$$

Untuk tahanan geser selimut tiang pada tanah kohesif dari Persamaan adalah :

$$Q_s = 0,5 \times 113,3 \times 1,88 \times 3 = 320,28 \text{ kN}$$

Untuk perhitungan lengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4

Tabel 4. Perhitungan daya dukung ultimate Tiang pancang dengan metode Meyerhoff

Depth	Local (kN)	Cumm (kN)	End Bearing (kN)	Qult (ton)
0.85	-	-	-	-
3.45	37.68	60.92	16.96	7.94
6.45	37.68	75.36	16.96	9.42
9.45	75.36	150.72	33.91	18.83
12.45	113.04	263.76	50.87	32.09
15.45	192.17	455.93	644.33	112.23
18.45	146.95	602.88	381.57	100.41
21.45	189.91	792.79	101.74	91.24
24.45	75.36	868.15	33.91	92.01
27.45	173.33	1041.48	84.78	114.88
30.45	189.9072	1231.38	101.74	135.98
33.45	203.10	1434.48	118.69	158.42
36.45	223.07	1657.54	135.65	182.91
39.45	203.10	1860.64	118.69	201.89
42.45	223.07	2083.70	135.65	226.37
45.45	203.10	2286.80	118.69	245.36
48.45	173.33	2460.13	84.78	259.58
51.45	203.10	2663.22	118.69	283.76
54.45	206.86	2870.09	152.60	308.31
57.45	223.07	3093.15	135.65	329.34
58	320.28	3413.43	288.25	377.57
60.45	565.2	3978.63	508.68	457.71

##### 4.2 Kapasitas Daya Dukung Lateral Tiang Pancang

Perhitungan diambil dari kedalaman 58 m dengan NSPT = 17.

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{nh}}$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{21.019.040 \times 0,006359}{831}}$$

$$= 2,762$$

$$L \geq 4T$$

56 ≥ 11,048 (Jenis tiang pancang dikategorikan sebagai tiang panjang).



## 1. Cek keruntuhan tanah akibat beban lateral

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{19,20}{2}\right) = 1,98$$

$$H_u = \frac{2 \times 250}{0+0,54 \sqrt{0,6 \times 16,22 \times 1,98}}$$

$$H_u = 254,64 \text{ kN} = 25,46 \text{ ton}$$

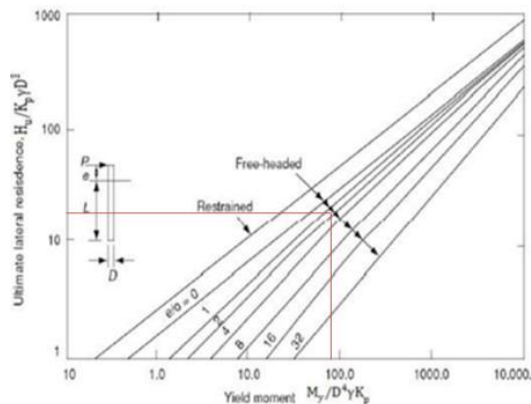
Beban ijin lateral

$$H = \frac{25,46}{2,5} = 10,18 \text{ ton}$$

Cek Terhadap Grafik Tahanan momen ultimit

$$\begin{aligned} &= \frac{My}{K_p \times \gamma \times D^4} \\ &= \frac{113,3}{1,98 \times 0,6^4 \times 16,22} \\ &= 27,22 \end{aligned}$$

Nilai tahanan ultimit sebesar 10,21 diplot ke grafik pada Gambar 12



**Gambar 12. Grafik ultimate lateral resistance dan yield momen**

(Sumber: Broms, 1964)

Dari grafik diatas di dapat nilai *ultimatelateral resistance* sebesar 37,2. Lalu dihitung nilai  $H_u$

$$37,2 = \frac{H_u}{K_p \times \gamma \times D^3}$$

$$H_u = 258,05 \text{ kN} = 25,8 \text{ ton}$$

Beban ijin lateral :

$$H = \frac{25,8}{2,5} = 10,32 \text{ ton}$$

## 4.3 Efisiensi Kelompok Tiang

## a. Metode Converse-Labarre

$$\eta = 1 - 21,80 \frac{(6-1)2+(2-1)6}{90 \times 2 \times 6} = 0,677$$

## b. Metode Los Angeles Group

$$\eta = 1 - \frac{0,6}{3,14 \times 1,5 \times 2 \times 6} [2(6-1) + 6(2-1) + 26-12-1] = 0,755$$

## c. Metode Seiler-Kenney

$$\eta = \left(1 - \left[ \frac{11 \times 4,92}{7(4,92^2-1)} \left[ \frac{2+6-2}{2+6-1} \right] \right] \right) + \frac{0,3}{2+6}$$

$$\eta = 0,751$$

## 4.4 Penurunan Tiang Tunggal dengan Metode Poulos dan Davis

Pada kedalaman 58 m diperoleh nilai NSPT = 17. Maka diperoleh :

$$q_c = 4N = 4(17) = 68 \text{ kg/cm}^2 = 6,8 \text{ MPa}$$

$$a. E_s = 2 \times 6,8 \text{ MPa} = 13,6 \text{ MPa}$$

$$b. E_b = 10 \times 6,8 \text{ MPa} = 68 \text{ MPa}$$

$$c. E_p = 4700 \sqrt{20} = 21.019,04 \text{ Mpa}$$

$$d. R_a = \frac{2826}{1/4 \times 3,14 \times 60^2} = 1$$

$$K = \frac{21.019,04 \times 1}{13,6} = 1.545,51$$

Untuk  $\frac{db}{d} = \frac{60}{60} = 1$ , diameter ujung dan atas sama besarnya.

$$\text{Untuk } \frac{L}{d} = \frac{5800}{60} = 96,66$$

$$I_o = 0,026 \text{ (untuk } \frac{L}{d} = 96,66, \frac{db}{d} = 1)$$

$$R_\mu = 0,930 \text{ (untuk } \mu_s = 0,3, K = 1.545,51 \text{ Rk} \\ = 1,672 \text{ (untuk } \frac{L}{d} = 96,66, \\ K = 1.545,51)$$

$$R_h = 0,9 \text{ (untuk } \frac{L}{d} = 96,66, \frac{h}{L} = 1,07)$$

$$R_b = 0,85 \text{ (untuk } \frac{L}{d} = 96,66, \frac{E_b}{E_s} = 5, \\ K = 1.545,51)$$

## e. Penurunan untuk tiang friksi

$$I = 0,026 \times 1,672 \times 0,9 \times 0,930 \\ = 0,0363$$

$$\text{Beban rencana (Q)} = 100 \text{ ton} = 100000$$

$$S = \frac{10000 \text{ kg} \times 0,0363}{136 \text{ kg/cm}^2 \times 60} = 0,044 \text{ cm}$$

$$(0,44 \text{ mm})$$

## f. Penurunan untuk tiang dukung ujung

$$I = 0,026 \times 1,672 \times 0,85 \times 0,930 \\ = 0,03436$$

$$\text{Beban rencana (Q)} = 100 \text{ ton} = 100000 \text{ kg}$$

$$S = \frac{10000 \text{ kg} \times 0,03436}{136 \text{ kg/cm}^2 \times 60} = 0,042 \text{ cm}$$

$$(0,42 \text{ mm})$$



**Tabel 5. Perkiraan penurunan tiang tunggal**

Jenis Penurunan	Penurunan Tiang (S)
Untuk tiang friksi	0,44 mm
Untuk tiang dukung ujung	0,42 mm
Perkiraan penurunan maksimum	0,86 mm

Besar penurunan yang diijinkan (S ijin) : 0,86 mm < 25 mm (Aman).

**4.5 Penurunan Tiang Tunggal Elastik**

$$Q_{wp} = \frac{288,25}{2,5} = 115,3$$

$$Q_{ws} = \frac{3413,43}{2,5} = 1365,372$$

a.  $Se_{(1)} = \frac{(115,3 + 0,67 \times 1365,372) \times 58}{0,28 \times 21019040,3}$   
 = 0,0101 m (10,1 mm)

b.  $Se_{(2)} = \frac{115,3 \times 0,025}{0,6 \times 3701,08}$   
 = 0,00129 m (1,29 mm)

c.  $Se_{(3)} = \frac{1365,372 \times 0,063}{58 \times 3701,08}$   
 = 0,000401 m (0,401 mm)

Penurunan total (Se) : 11,791 mm

**4.6 Penurunan Kelompok Tiang**

Bg = 2 m (20000 mm)

D = 0,6 m = 600 mm

Se = 11,791 mm

$$Sg = 11,791 \sqrt{\frac{20000}{600}}$$

$$= 66,49 \text{ mm}$$

**4.7 Berdasarkan Metode Elemen Hingga**

Parameter yang digunakan pada Metode Elemen Hingga

**Tabel 6. Data-datad iang pancang**

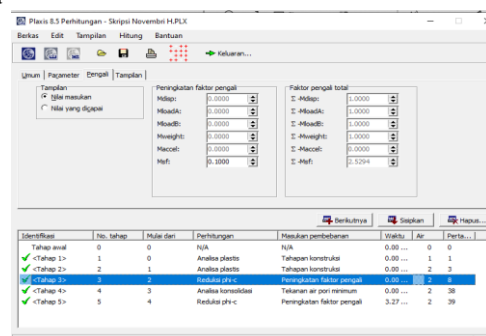
No	Parameter	Nilai
1	Lokasi	BoreholeBK01
2	Jenis pondasi tiang	Tiang pancang
3	Diameter(m)	0,6
4	Panjang tiang(m)	58
5	Luas penampang(m <sup>2</sup> )	0,28
6	Modulus elastikitas (E)(kN/m <sup>2</sup> )	21.019.040 kN/m <sup>2</sup>
7	Momen inersia(I)(m <sup>4</sup> )	0,006359 m <sup>4</sup>
8	EA(kN/m)	5939980,704
9	EI(kNm <sup>2</sup> /m)	133660,07
10	Angka Poisson(μ)	0,3

**Tabel 7. Parameter tanah untuk program Metode Elemen Hingga**

Depth (m)	γ <sub>unsat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>sat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	k <sub>x</sub> /k <sub>y</sub> (m/day)	E <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	c (kN/m <sup>2</sup> )	φ	Ψ
0 – 0,85	6,2	16	0,000864	1292,77	1	-	-
0,85 – 5,7	2,1171	11,9171	0,000864	1551,32	1	33,95	-
5,7 – 11,3	7,2	17	0,000864	1809,87	12,35	0	0
11,3 – 14,7	2,2205	12,0205	0,000864	2068,43	12,35	28,51	0
14,7 – 20,65	5,6	15,4	0,864	13278,78	1	36,75	6,75
20,65 – 22,7	6,56	16,36	0,000864	2106,73	1	0	0
22,7 – 29,6	2,2576	12,0576	0,000864	2585,53	16,86	29,33	0
29,6 – 35,85	2,2329	12,0329	0,000864	2757,90	18,04	30,33	0
35,85 – 44,9	2,1322	11,9322	0,000864	2987,73	14,61	27,26	0
44,9 – 47,65	2,2894	12,0894	0,000864	2298,25	20,29	21,31	0
47,65 – 53,4	2,5481	12,3481	0,000864	2757,90	21,37	22,90	0
53,4 – 56,7	7,1	16,9	0,000864	3217,55	5,58	0	0
56,7 - 60	2,4277	12,2277	0,000864	8043,88	5,58	19,20	0

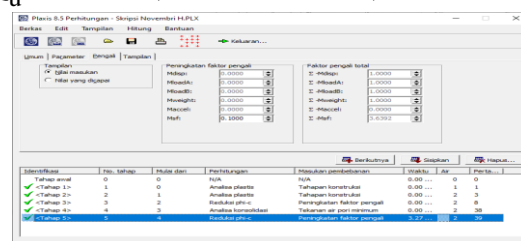
**Hasil Perhitungan Berdasarkan Metode Elemen Hingga**

Q<sub>u</sub> = 252,94 ton (Sebelum Konsolidasi)



**Gambar 13. Nilai Σ-Msf sebelum proses konsolidasi (Sumber : Plaxis versi 8.6)**

Q<sub>u</sub> = 363,92 ton (Setelah Konsolidasi)

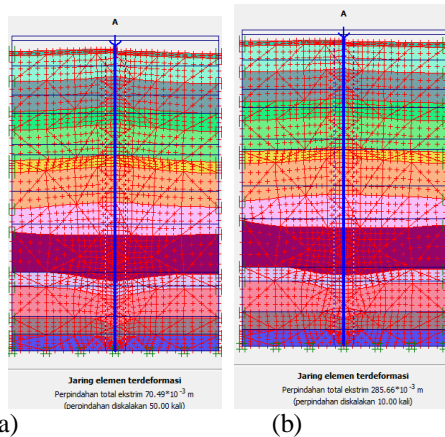


**Gambar 14. Nilai Σ-Msf setelah proses konsolidasi**

Besar penurunan tiang yang diperoleh dari program Plaxis sebelum konsolidasi dan setelah konsolidasi dapat dilihat dari Gambar 15

Penurunan Sebelum Konsolidasi 70.49 mm

Penurunan Setelah Konsolidasi 285.56mm



Gambar 15. Penurunan tiang (a) sebelum konsolidasi, (b) setelah konsolidasi

## V. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil perhitungan pada proyek pembangunan Jembatan Sicanang bore hole BK 01 dapat disimpulkan sebagai berikut:

1. Nilai daya dukung ultimit aksial yang dihasilkan dari program Plaxis lebih kecil dari pada besar daya dukung berdasarkan data SPT. Maka dari itu nilai yang dipakai untuk perencana diambil yang terkecil yakni Plaxis sebesar 363,92 ton
2. Efisiensi kelompok tiang ( $\eta$ ) dari keempat metode diatas diambil hasil yang paling kecil yaitu metode Covers-Labbarre
3. Penurunan tiang pancang tunggal dalam perencanaan diambil terbesar, dalam hal ini dengan metode program PLAXIS sebesar 285,66 mm. Untuk menganalisis penurunan ini dapat ditinjau
  - a) Kedalaman tiang pancang 58 m, masih mempunyai nilai  $N_{SPT}$  17
  - b) Berdasarkan ketentuan bahwa tanah keras pada  $N_{SPT}$  harus  $>35$

## DAFTAR PUSTAKA

- [1]. Bowles, J. E. 1991, Analisa dan Desain Pondasi Jilid 1 (4th ed.). Erlangga, Jakarta. Bowles, J.E. (1997) *Analisis dan Desain Pondasi Jilid II* (P.Silaban (Ed.)). Erlangga, Jakarta.
- [2]. Das, B. M. 1995 *Principle of Geotechnical Engineering Jilid I*. Erlangga, Jakarta. Das, Braja M. (2011). *Principles of Foundation Engineering, SI* (7th ed.).
- [3]. Hardiyatmo, H.C. 2002. *Teknik Fondasi I Jilid 2* (Edisi kedua). Beta Offset, Yogyakarta.
- [4]. USA. Gunawan, R. 1983, *Pengantar Teknik Pondasi*. Kanisius.
- [5]. Hardiyatmo, H.C., 2008, *Teknik Fondasi II (IV)*. Gadjah Mada University Press, Bandung.
- [6]. Mayerhof, G.G. 1956, Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesion less Soils. *JSMFD, ASCE, 82 (Splaxis Versi 8 Manual Latihan)*. (2012).
- [7]. Poulos, H. G., & Davis, E. . (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*. The University of Sidney.
- [8]. Lazuardi, R. 2015, *Analisis Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal dengan Panjang Tiang 21 Meter dan Diameter 0,5m Secara Analitis dan Metode Elemen Hingga (Proyek Pembangunan Jalan Bebas Hambatan Medan-Kualanamu Lokasi Jembatan Sei Batu Gingging STA 41+630)*. Teknik Sipil, Fakultas Teknik Universitas Sumatera Utara.