

**ANALISIS PENURUNAN PONDASI TIANG PANCANG PADA
PILAR JEMBATAN *OVERPASS* JALAN TOL RUAS
PEKANBARU - DUMAI SEKSI 4**

TUGAS AKHIR

Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat Untuk Meraih Gelar Sarjana
Pada Fakultas Teknik Program Studi Teknik Sipil
Universitas Islam Riau
Pekanbaru

Oleh

CINDY AYU PRATIWI

153110098

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ISLAM RIAU
PEKANBARU
2021**

HALAMAN PERSETUJUAN

TUGAS AKHIR

ANALISIS PENURUNAN PONDASI TIANG PANCANG PADA
PILAR JEMBATAN *OVERPASS* JALAN TOL RUAS
PEKANBARU - DUMAI SEKSI 4

DISUSUN OLEH

CINDY AYU PRATIWI
NPM. 153110098

Diperiksa dan Disetujui oleh :

Dr. Anas Puri, ST.,
Pembimbing


Tanggal : 29-09-2021

HALAMAN PENGESAHAN

TUGAS AKHIR

ANALISIS PENURUNAN PONDASI TIANG PANCANG PADA PILAR JEMBRAN *OVERPASS* JALAN TOL RUAS PEKANBARU - DUMAI SEKSI 4

DISUSUN OLEH :

CINDY AYU PRATIWI

NPM. 153110098

Telah Disetujui Didepan Dewan Penguji Tanggal 17 September 2021
dan Dinyatakan Telah Memenuhi Syarat Untuk Diterima

SUSUNAN DEWAN PENGUJI



Dr. Anas Puri, ST., MT

Dosen Pembimbing



Firman Svarif, ST., M.Eng

Dosen Penguji



Mahadi Kurniawan, ST., MT

Dosen Penguji

HALAMAN PERNYATAAN

Dengan ini saya menyatakan :

1. Karya tulis ini adalah asli dan belum pernah diajukan untuk mendapatkan gelar akademik (Strata Satu), baik di Universitas Islam Riau maupun di Perguruan Tinggi Lainnya;
2. Karya tulis ini adalah merupakan gagasan, rumusan penelitian saya sendiri, tanpa bantuan pihak lain kecuali arahan dosen pembimbing;
3. Dalam karya tulis ini tidak terdapat karya atau pendapat orang lain kecuali secara tertulis dengan jelas dicantumkan sebagai acuan dalam naskah dengan disebutkan nama pengarang dan dicantumkan dalam Daftar Pustaka;
4. Penggunaan *software* komputer bukan menjadi tanggung jawab Universitas Islam Riau;
5. Pernyataan ini saya buat dengan sesungguhnya dan apabila kemudian hari terdapat penyimpangan dan tidak dibenarkan dalam pernyataan ini, maka saya bersedia menerima sanksi akademik dan sanksi lainnya sesuai dengan norma yang berlaku di Perguruan Tinggi.

Pekanbaru, 9 Juli 2021



CINDY AYU PRATIWI

153110098

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum Warahmatullahi Wabarokatuh

Puji dan syukur peneliti ucapkan kehadiran Allah SWT yang telah melimpahkan rahmat dan karuniaNya, sehingga peneliti dapat menyelesaikan penelitian yang berjudul “**Analisis Penurunan Pondasi Tiang Pancang pada Pilar Jembatan *Overpass* Jalan Tol Ruas Pekanbaru - Dumai Seksi 4**”. Adapun penulisan tugas akhir dimaksudkan untuk memenuhi persyaratan kurikulum akademis untuk menyelesaikan program studi Sarjana (Strata I) pada Fakultas Teknik Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Riau.

Tujuan utama dari penelitian ini adalah menganalisis beban yang diterima oleh tiang pancang dan penurunan pondasi tersebut serta menentukan apakah penurunan yang terjadi masih dalam batas penurunan izin.

Peneliti menyadari keterbatasan kemampuan yang peneliti miliki dalam penyusunan penelitian ini. Untuk itu, dengan kelapangan hati peneliti menerima kritik dan saran yang membangun untuk kesempurnaan dalam pengerjaan penelitian ini. Peneliti berharap penelitian ini dapat bermanfaat bagi pembaca dan dapat dijadikan referensi untuk penelitian selanjutnya.

Pekanbaru, 9 Juli 2021



Cindy Ayu Pratiwi

NPM. 153110098

UCAPAN TERIMAKASIH

Assalamu'alaikum Warahmatullahi Wabarokatuh

Dengan segala kerendahan hati peneliti ingin menyampaikan ucapan terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu peneliti dengan memberikan motivasi dan dukungan pada peneliti, terutama kepada:

1. Bapak Prof. Dr. H. Syafrinaldi, Sh., MCL sebagai Rektor Universitas Islam Riau.
2. Bapak Dr.Eng. Muslim, ST., MT sebagai Dekan Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
3. Ibu Dr. Mursyidah, S.Si., MSc sebagai Wakil Dekan I Bidang Akademis Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
4. Bapak Dr. Anas Puri, ST., MT sebagai Dosen Pembimbing Tugas Akhir dan Wakil Dekan II Bidang Keuangan Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
5. Bapak Ir. Akmar Efendi, S.Kom.,M.Kom sebagai Wakil Dekan III Bidang Kemahasiswaan Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
6. Ibu Harmiyati, ST., MSi sebagai Ketua Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
7. Ibu Sapitri, ST., MT sebagai Sekretaris Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
8. Firman Syarif, ST., M.Eng Sebagai Dosen Penguji.
9. Mahadi Kurniawan, ST., MT Sebagai Dosen Penguji.
10. Seluruh Dosen Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
11. Seluruh Staf Dan Karyawan/I Tata Usaha (TU) Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
12. Seluruh Staf Dan Karyawan/I Perpustakaan Universitas Islam Riau.

13. Orangtua tercinta bapak Hery Susanto dan ibu Yanti, serta adik Alvin Prasetyo yang selalu memberi doa dan dukungan baik moril maupun materil dan selalu menjadi sumber inspirasi dan kekuatan.
14. Untuk sahabat yang selalu memberi motivasi dan dukungan untuk penyelesaian tugas akhir ini Annisa Amelia, SE, Dea Richa Frimaetha, SE, Ernida Herawati, SH, Esti Natalina, S.Kep, Nurul Nabila, ST, Shafira Amalia Ramadhani, S.AB dan Putri Acri RUS, S.Pd.
15. Untuk teman-teman yang selalu memberi semangat dan dukungan dalam menyelesaikan tugas akhir ini Dian Puspita Sari, Novi Dania Yusiani, Anggie Anggraeny, Rini Andri Sari, Sri Ramadhani, Abdussalam, Sapriadi, Gian Beryl Favian, Ulfajri Fauzi dan Kurniwanto serta seluruh mahasiswa angkatan 2015 seperjuangan.
16. Seluruh teman-teman SMA 1 Mandau.
17. Kepada pihak-pihak lain yang turut membantu yang tidak disebutkan dalam tulisan ini.

Peneliti berharap penelitian ini bermanfaat bagi pembaca dan bagi peneliti sendiri. Semoga kebaikan semua pihak yang telah membantu menyelesaikan penelitian ini mendapat balasan kebaikan dari Allah SWT.

DAFTAR ISI

HALAMAN PERNYATAAN	i
KATA PENGANTAR.....	i
UCAPAN TERIMAKASIH.....	ii
DAFTAR ISI.....	iv
DAFTAR LAMPIRAN	viii
DAFTAR TABEL	ix
DAFTAR GAMBAR.....	x
DAFTAR NOTASI.....	xi
ABSTRAK.....	xiii
<i>ABSTRACT</i>.....	xiv
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang.....	1
1.2. Rumusan Masalah.....	2
1.3. Tujuan Penelitian.....	2
1.4. Manfaat Penelitian.....	2
1.5. Batasan Masalah.....	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	4
2.1. Umum	4
2.2. Penelitian Terdahulu	4
2.3. Keaslian Penelitian	7

BAB III LANDASAN TEORI.....	8
3.1. Umum	8
3.2. Pondasi.....	8
3.3. Pondasi tiang pancang.....	11
3.3.1. Kategori Tiang Pancang	12
3.3.2. Jenis-jenis Pondasi Tiang Menurut Bahan	12
3.4. Kriteria Pondasi Tiang Pancang	16
3.4.1. Penerusan Gaya Pada Tiang.....	17
3.4.2. Beban Vertikal Sentris.....	17
3.4.3. Beban Vertikal Eksentris	18
3.4.4. Kombinasi Beban Sentris (V) Dan Momen Satu Arah	19
3.4.5. Kombinasi Beban Sentris Dan Momen Bekerja Pada Dua Arah.....	19
3.5. Parameter Tanah.....	19
3.6. Penyelidikan Tanah.....	24
3.6.1. Uji Standar Penetrasi / <i>Standar Penetration Test</i> (SPT)	24
3.7. <i>Pile Driving Analyzer</i> (PDA) <i>Test</i>	25
3.8. Penurunan Pondasi Tiang Pancang.....	26
3.8.1. Penurunan Tiang Tunggal.....	29
3.8.2. Penurunan Kelompok Tiang	30
3.8.3. Penurunan Izin.....	33
3.9. Metode Elemen Hingga dengan Program Plaxis 2D	35
3.9.1. <i>Displacement</i>	37

3.9.2.	Tegangan.....	37
3.9.3.	Regangan	37
3.9.4.	Teori Mohr-Coulomb.....	38
3.10.	Pembebanan.....	38
3.10.1.	Beban Permanen & Beban Transien	38
3.10.2.	Distribusi Beban “D” dalam Arah Melintang	39
3.10.3.	Faktor Distribusi Beban Truk “T”.....	41
3.10.4.	Beban Fatik	42
3.10.5.	Beban Angin.....	43
3.10.6.	Beban Gempa.....	44
3.10.7.	Kombinasi Beban	44
BAB IV METODE PENELITIAN		49
4.1.	Lokasi Proyek Penelitian	49
4.2.	Data Umum Proyek	49
4.3.	Tahapan Pelaksanaan Penelitian.....	50
BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN		53
5.1.	Deskripsi Umum.....	53
5.2.	Hasil Klasifikasi Jenis Tanah	56
5.3.	Hasil Analisa Parameter Tanah Untuk Input Pada Plaxis 2D	57
5.4.	Hasil Analisa Beban yang Bekerja	58
5.5.	Hasil Analisa Penurunan Tiang Pancang Tunggal	60
5.6.	Hasil Analisa Penurunan Tiang Kelompok.....	64

BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN.....68

6.1. Kesimpulan.....68

6.2. Saran69

DAFTAR PUSTAKA.....70

LAMPIRAN



DAFTAR LAMPIRAN

LAMPIRAN A ANALISIS PERHITUNGAN

- A.1. Analisa Pembebanan Struktur Pada MIDAS CIVIL V.8.7.5 2019
- A.2. Langkah-langkah Analisa Menggunakan MIDAS CIVIL V.8.7.5 2019
- A.3. Distribusi Beban Yang Bekerja Pada Masing-Masing Tiang Pancang
- A.4. Perhitungan Berat Tiang Pancang Tunggal
- A.5. Perhitungan Penurunan Elastik Tiang Tunggal Dan Kelompok
- A.6. Perhitungan Penurunan Pondasi Menggunakan Metode Elemen Hingga Plaxis 2D V8.2

LAMPIRAN B DATA SEKUNDER

LAMPIRAN C DATA ADMINISTRASI

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Peneliti Terdahulu.....	4
Tabel 3. 1 Nilai-nilai tipikal beban ijin tiang beton pracetak (Hardiyatmo,2014)	14
Tabel 3. 2 Besaran Sudut Geser Dalam Tanah(Bowles JE, 1989).....	20
Tabel 3. 3 Hubungan kuat tekan bebas (q_u) dengan konsistensinya (Hardiyatmo,2003).....	21
Tabel 3. 4 Perkiraan angka poisson ratio (μ) (Hardiyatmo, 2002)	21
Tabel 3. 5 Nilai Tipikal Berat Volume Tanah (John Wiley & Sons, 1962)	22
Tabel 3. 6 Nilai koefisien Permeabilitas Tanah (Das, 1995).....	23
Tabel 3. 7 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah (Bowles, 1997)	23
Tabel 3. 8 Hubungan Antara Nilai N dari SPT dengan Kerapatan Relatif (D_r) Untuk Tanah Pasir (Terzaghi dan Peck, 1948)	25
Tabel 3. 9 Hubungan Antara Nilai N dari SPT dengan Konsistensi Tanah Untuk Tanah Lempung (Terzaghi dan Peck, 1948)	25
Tabel 3. 10 Nilai-nilai C_p (Vesic, 1977 dalam Das, 2004)	30
Tabel 3. 11 Batas Penurunan Maksimum (Skempton dan Mac Donald, 1955) ...	34
Tabel 3. 12 Hubungan Tipe Masalah Pada Struktur dan Distorsi Kaku (Bjerrum, 1963)	34
Tabel 3. 13 Jenis-Jenis Beban pada Jembatan Menurut SNI 1725 2016	39
Tabel 3. 14 Jumlah Lajur Lintas Rencana	40
Tabel 3. 15 Faktor Beban Untuk Beban “T”	42
Tabel 3. 16 Fraksi Lalu Lintas Truk Pada Satu Lajur	43
Tabel 3. 17 Kombinasi Beban dan Faktor Beban (SNI 1725 : 2016)	48
Tabel 5. 1 Data Tiang Pancang Tunggal	55
Tabel 5. 2 Hasil Idealisasi Geometri Metode <i>Plane Strain</i>	56
Tabel 5. 3 Klasifikasi Jenis Tanah Berdasarkan Data SPT	56
Tabel 5. 4 Parameter tanah yang digunakan pada Plaxis 2D.....	57
Tabel 5. 5 Hasil Beban Maksimal Pada Pile Cap Pilar 1	58
Tabel 5. 6 Hasil Distribusi Pembebanan Pada Masing-Masing Tiang Pancang...	60
Tabel 5. 7 Penurunan Pondasi Tiang Pancang Tunggal.....	61
Tabel 5. 8 Penurunan Pondasi Tiang Pancang Kelompok	64

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3. 1 Kelompok Tiang Menerima Beban Vertikal Sentris	17
Gambar 3. 2 Kelompok Tiang Menerima Beban Vertikal Eksentris	18
Gambar 3. 3 Contoh Pemodelan <i>Plane Strain</i>	31
Gambar 3. 4 Tipe Penurunan (a) Penurunan Seragam (b) Penggulingan (c) Penurunan Tak Seragam	33
Gambar 3. 5 Pemodelan <i>Axisymmetric</i>	36
Gambar 3. 6 Pemodelan <i>Plane strain</i>	36
Gambar 3. 7 Beban Lajur “D”	41
Gambar 3. 8 Pembebanan Truk “T”	41
Gambar 4. 1 Lokasi Penelitian <i>Overpass</i> STA 58+250 (PT. Utama Karya Infrastruktur, 2018).....	49
Gambar 4. 2 Bagan Alir Penelitian	52
Gambar 5. 1 Denah Jembatan STA 58+250 Jalan Tol Pekanbaru-Dumai (PT Utama Karya Infrastruktur, 2019)	53
Gambar 5. 2 Bentuk Profil Memanjang Jembatan <i>Overpass</i> STA 58+250 Jalan Tol Pekanbaru-Dumai (PT Utama Karya Infrastruktur, 2019).....	54
Gambar 5. 3 Potongan Pilar P1 (PT Utama Karya Infrastruktur, 2019)	54
Gambar 5. 4 Denah Pondasi pada Pilar P1(PT Utama Karya Infrastruktur, 2019).....	54
Gambar 5. 5 Hasil Beban Maksimal Pada Pondasi Tiang Pancang yang diterima Oleh P1	59
Gambar 5. 6 Grafik Perbandingan Penurunan Tiang Pancang Titik 7 Dan 25....	62
Gambar 5. 7 Deformasi yang Terjadi pada Tanah di sekitar:	63
Gambar 5. 8 Tegangan Geser yang Terjadi Pada:.....	63
Gambar 5. 9 Grafik Perbandingan Penurunan Pondasi Tiang Pancang Kelompok Dengan Metode Penurunan Elastik Tiang Kelompok Dan Metode Elemen Hingga 2D.....	65
Gambar 5. 10 Deformasi yang Terjadi pada Tanah	66
Gambar 5. 11 Tegangan Geser yang Terjadi Pada.....	67

DAFTAR NOTASI

A_p	= Luas penampang tiang (m^2)
B	= Lebar pondasi
C	= Kohesi
C_p	= Koefisien empiris
C_s	= Konstanta empiris
C_{SM}	= Koefisien respons gempa elastis
D	= Diameter tiang
E	= Modulus young
e	= Angka pori
E_p	= modulus young beban tiang ($2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$)
E_Q	= Gaya gempa
E_Q	= Gaya gempa horizontal statis (kN)
E_s	= Sifat elastis tanah
E_t	= Berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN)
EW_L	=Beban Angin pada Struktur kendaraan
EW_S	=Beban Angin pada Struktur
H	= Tebal lapisan (cm)
I_w	= Faktor pengaruh tergantung dari bentuk pondasi dan kekakuan pondasi
k	= Koefisien permeabilitas
k_h	= Koefisien permeabilitas horizontal
k_v	= Koefisien permeabilitas vertikal
L	= Panjang bentang jembatan yang dibebani
L	= Panjang tiang (m)
LHR	= Jumlah truk rata-rata per hari dalam satu arah selama umur rencana
LHR_{SL}	= Jumlah truk rata-rata per hari dalam satu lajur selama umur rencana
MA	= Beban mati perkerasan dan utilitas
MS	= Beban mati komponen struktural & non struktural
p_t	= Fraksi truk dalam satu lajur

- Q = Intensitas beban terbagi rata (BTR) arah memanjang jembatan (kPa)
 Q_p = Tahanan ujung batas tiang
 Q_{wp} = Beban yang dipikul ujung tiang yang dibawah beban kerja (ton)
 Q_{ws} = Beban yang dipikul kulit tiang dibawah kondisi beban kerja (ton)
 R_d = Faktor modifikasi respons
 S = Penurunan tiang total (mm)
 S_1 = Penurunan batang tiang (mm)
 S_2 = Penurunan tiang akibat beban titik (mm)
 S_3 = Penurunan tiang akibat beban yang tersalur sepanjang batang (mm)
 S_{izin} = Penurunan Iizin
 ϕ = Sudut Geser Dalam
 TB = Gaya Akibat Rem
 TR = Gaya Sentrifugal
 V_{10} = Kecepatan angin pada elevasi 10m di atas permukaan air rencana (km/jam)
 V_B = Kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1m yang akan menghasilkan tekanan
 V_D = Kecepatan gesekan angin yang merupakan karakteristik meteorologi, untuk berbagai macam tipe permukaan di hulu jembatan (km/jam)
 V_{DZ} = Kecepatan angin rencana pada elevasi rencana, Z (km/jam)
 V_o = Kecepatan angin rencana pada elevasi rencana, Z (km/jam)
 Z = Elevasi struktur yang diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung ($Z > 10m$)
 Z_o = Panjang gesekan di hulu jembatan yang merupakan karakteristik meteorologi
 μ = Angka poisson ratio
 γ_{Sn} = Keadaan Batas Layan
 γ_{Un} = Keadaan Batas Ultimit
 ψ = Sudut dilatansi
 ξ = Tegangan geser

**ANALISIS PENURUNAN PONDASI TIANG PANCANG PADA PILAR
JEMBATAN *OVERPASS* JALAN TOL RUAS
PEKANBARU-DUMAI SEKSI 4**

**CINDY AYU PRATIWI
153110098**

ABSTRAK

Pondasi ialah bagian yang harus selalu ada baik pada pembangunan jembatan, gedung, bendungan maupun jalan. Faktor stabilitas terhadap keruntuhan akibat kapasitas dukung pondasi terlampaui ialah syarat yang harus dipenuhi dalam perencanaan pondasi. Dalam tugas akhir ini dilakukan pengembangan dengan menghitung penurunan pada pondasi untuk tiang pancang kelompok dan tiang tunggal nomor 7 dan nomor 25 menggunakan metode statis dan metode elemen hingga 2D lalu membandingkannya hasil penurunannya dengan hasil tes PDA dilapangan, untuk mengetahui penurunan yang terjadi memenuhi syarat yang diizinkan atau tidak.

Metode analisis yang digunakan merupakan metode kuantitatif. Pengumpulan data sekunder berupa data N-SPT, hasil uji tes PDA dan gambar struktur *overpass*. Penelitian ini menghitung ulang beban struktur menggunakan pembebanan kombinasi SNI 1725-2016, kemudian menghitung penurunan pondasi baik pondasi tiang pancang tunggal, maupun tiang pancang kelompok. Untuk analisis penurunan pondasi tiang pancang tunggal menggunakan metode elastis tiang pancang tunggal dan metode elemen hingga 2D dan untuk analisis penurunan pondasi tiang pancang kelompok menggunakan metode Vesic dan metode elemen hingga 2D.

Hasil analisis penurunan tiang pancang tunggal dengan menggunakan metode elastis tiang pancang tunggal untuk tiang nomor 7 dan 25 adalah sebesar 29 mm, sedangkan hasil analisis menggunakan metode elemen hingga 2D untuk tiang nomor 7 dan 25 adalah sebesar 8,89 mm dan 8,79 mm, dari hasil yang didapat penurunan tiang pancang menggunakan metode elastis tiang tunggal dan metode elemen hingga 2D memenuhi penurunan yang diizinkan. Untuk hasil analisis penurunan tiang pancang kelompok menggunakan metode Vesic adalah sebesar 131,58 mm, sedangkan hasil analisis menggunakan metode elemen hingga 2D adalah sebesar 44,08 mm.

Kata Kunci: Metode Elemen Hingga 2D, Penurunan, Pondasi.

**SETTLEMENT ANALYSIS OF PILLAR FOUNDATION OF THE OVERPASS
AT PEKANBARU-DUMAI TOLL ROAD SECTION 4**

CINDY AYU PRATIWI
153110098

ABSTRACT

The foundation is a part that must exist in the construction of bridges, building, dams and roads. The stability factor against collapse due to exceeding the bearing capacity of the foundation is a requirement that must be met in foundation planning. In this project, the development is carried out by calculating the settlement of the foundation for group piles and single piles number 7 and number 25 using the static method and the 2D finite element method and then comparing the results of the settlement with the results of the PDA test in the field, to find out the settlement that occurs meets the permitted requirements.

The analytical method used is a quantitative. Secondary data collection is N-SPT data, PDA test results and images of overpass structures. This study recalculates the load of the structure by using a combination loading of SNI 1725-2016, then calculates the reduction of the foundation both single piles and group piles. For settlement analysis of pile foundations using single pile elastic method and 2D finite element method and for settlement analysis of pile foundations using the Vesic method and 2D finite element method.

The results of the single pile settlement analysis using the single pile elasticity method for piles number 7 and 25 were 29 mm, while the results of the analysis using the 2D finite element method for piles number 7 and 25 were 8,89 mm and 8,79 mm, From the results obtained, the pile settlement using the single pile elastic method and the 2D finite element method fulfills the permitted settlement. The result of the analysis of the settlement of the pile group using the Vesic method was 131.58 mm, while the result of the analysis using the 2D finite element method was 44,08 mm.

Keywords: 2D finite element method, Settlement, Foundation.

BAB I PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Dalam setiap pekerjaan konstruksi, pondasi ialah bagian yang harus selalu ada baik pada pembangunan gedung, jembatan, bendungan maupun jalan. Pemilihan jenis pondasi yang akan digunakan untuk suatu pekerjaan konstruksi harus sesuai dengan beban yang didukung, kondisi tanah dan fungsi konstruksi itu sendiri agar konstruksi tersebut kokoh, kuat serta ekonomis (Hardiyatmo, 2010). Dalam pemilihan jenis pondasi ini juga diperlukan penyelidikan kondisi tanah terlebih dahulu dan penurunan yang terjadi pada pondasi tersebut harus berada dalam batas yang telah diizinkan.

Jalan Tol Pekanbaru-Dumai merupakan bagian dari Jalan Tol Trans Sumatera yang direncanakan akan membentang dari bagian utara pulau Sumatera hingga bagian selatan. Jalan Tol Pekanbaru-Dumai terbagi menjadi enam seksi, yaitu: Seksi 1: Pekanbaru-Minas, Seksi 2: Minas-Kandis, Seksi 3: Kandis Selatan–Kandis Utara, Seksi 4: Kandis Utara-Duri Selatan, Seksi 5: Duri Selatan-Duri Utara, Seksi 6: Duri Utara-Dumai. Jalan tol ini juga harus didukung dengan adanya jembatan *overpass* yang berfungsi sebagai jalan penyebrangan masyarakat dan kendaraan pengangkut hasil perkebunan, berdasarkan fungsinya jembatan *overpass* memerlukan pondasi yang kokoh agar tidak terjadi penurunan.

Berdasarkan hal tersebut tugas akhir ini membahas tentang penurunan pada pondasi jembatan *overpass* yang mana penelitian ini merujuk pada penelitian sebelumnya yang dilakukan oleh Ridho Aldino, (2019) tentang “Tinjauan Perbedaan Kuat Dukung Dinamis Dan Hasil Uji PDA Pada Tiang Pancang No. 7 Dan No. 25 *Pile Cap* No. 1 *Overpass* STA 58+250 Proyek Jalan Tol Pekanbaru-Dumai”. Dalam tugas akhir ini dilakukan pengembangan dengan menghitung penurunan pada pondasi untuk tiang tunggal nomor 7 dan nomor 25 dan tiang kelompok menggunakan metode statis dan metode elemen hingga 2D dan membandingkannya dengan hasil tes PDA dilapangan.

1.2. Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah dalam penelitian berikut adalah:

1. Bagaimana perbedaan hasil penurunan pondasi tiang tunggal dengan metode elastik tiang dan metode elemen hingga 2D dan bagaimana perbandingannya dengan hasil tes PDA?
2. Apakah hasil penurunan pondasi tiang pancang kelompok memenuhi syarat yang diizinkan?

1.3. Tujuan Penelitian

Adapun tujuan dari penelitian berikut adalah:

1. Untuk mengetahui perbedaan hasil penurunan pondasi tiang tunggal dengan metode elastik tiang dan metode elemen hingga 2D dan membandingkannya dengan hasil tes PDA.
2. Untuk mengetahui hasil penurunan segera pada pondasi tiang pancang kelompok.

1.4. Manfaat Penelitian

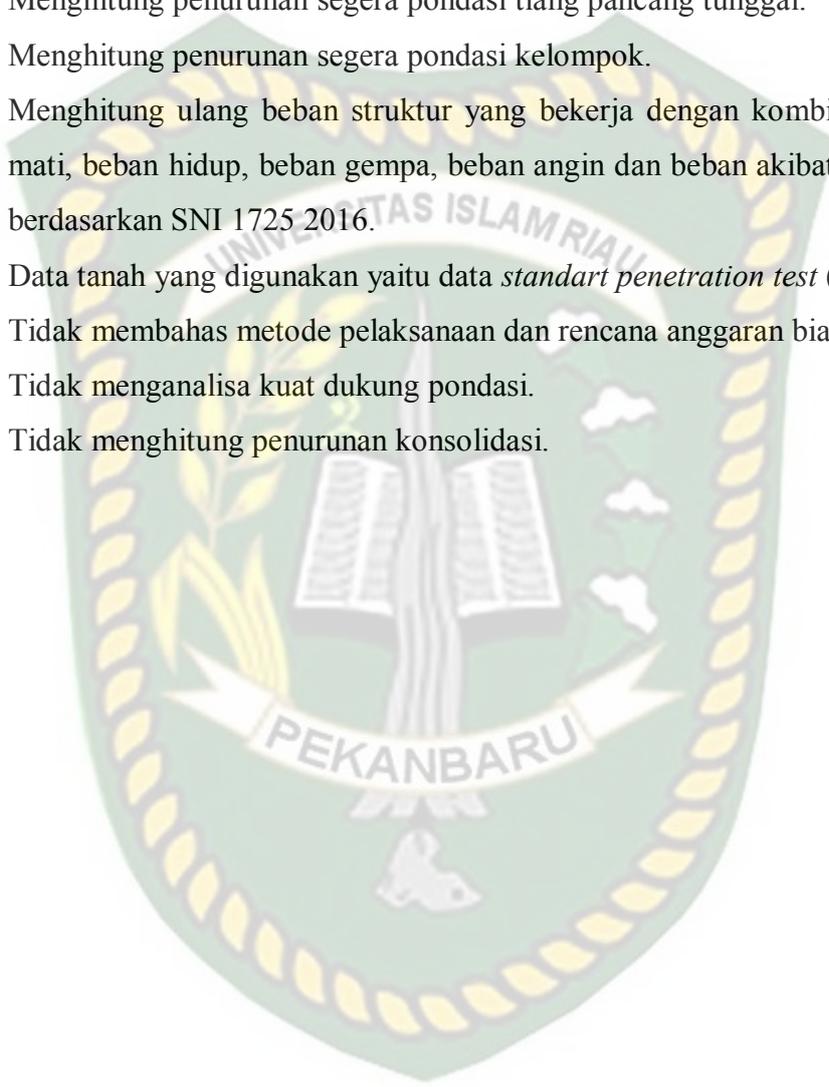
Adapun manfaat dari penelitian ini adalah:

1. Bagi peneliti, ini menambah ilmu pengetahuan, meningkatkan pemahaman dalam menghitung penurunan pada tiang pancang, dan menambah kemampuan peneliti dalam melakukan analisis pembebanan pada jembatan dengan memanfaatkan program MIDAS Civil V.8.7.5 2019.
2. Bagi mahasiswa teknik sipil dapat digunakan sebagai referensi untuk mengetahui penurunan pada pondasi tiang pancang.

1.5. Batasan Masalah

Adapun batasan masalah dalam penelitian ini adalah:

1. Pondasi yang ditinjau dalam penelitian ini adalah pondasi pada pilar 1, nomor pondasi 7 dan 25, karena pada titik itu dilakukan uji PDA .
2. Menghitung penurunan segera pondasi tiang pancang tunggal.
3. Menghitung penurunan segera pondasi kelompok.
4. Menghitung ulang beban struktur yang bekerja dengan kombinasi beban mati, beban hidup, beban gempa, beban angin dan beban akibat kendaraan berdasarkan SNI 1725 2016.
5. Data tanah yang digunakan yaitu data *standart penetration test* (SPT).
6. Tidak membahas metode pelaksanaan dan rencana anggaran biaya (RAB).
7. Tidak menganalisa kuat dukung pondasi.
8. Tidak menghitung penurunan konsolidasi.



BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Umum

Untuk memudahkan penyelesaian penelitian ini, peneliti menggunakan beberapa referensi dari penelitian-penelitian terdahulu sebagai pedoman. Referensi berupa skripsi dan jurnal-jurnal yang berhubungan dengan penelitian ini.

2.2. Penelitian Terdahulu

Beberapa hasil penelitian yang pernah dilakukan pada pondasi antara lain dapat dilihat pada Tabel 2.1 sebagai berikut ini:

Tabel 2. 1 Peneliti Terdahulu

No.	Peneliti Terdahulu	Metode yang digunakan	Hasil Penelitian
1.	Pratama (2017)	Metode Statis & Metode Elemen Hingga	Hasil perhitungann dan presentase nilai terbesar kapasitas dukung (Q_{gall}) pondasi <i>bored pile</i> grup As-I39 dan As-C26 pada titik S1 dengan metode Schmertmaan & Nottingham sebesar 128%, metode Begeeman sebesar 139% dan elemen hingga 2D sebesar 169% dan dinyatakan pondasi aman terhadap beban yang bekerja pada <i>pile cap</i> . Sedangkan defleksi lateral pondasi <i>bored pile</i> metode Broms sebesar 2,39 mm, elemen hingga 2D sebesar 3,46 mm dan penurunan pondasi tunggal dengan metode Dee Beer & Marteen sebesar 9,78 mm, elemen hingga

			<p>2D sebesar 36,40 mm dan pondasi <i>bored pile</i> grup metode Vesic sebesar 21,87 mm dan elemen hingga 2D sebesar 16,78 mm. Berdasarkan hasil yang didapat penurunan memenuhi syarat yang diizinkan.</p>
2.	Edward (2019)	Metode Statis & Metode Elemen Hingga	<p>Hasil dari penelitian ini menunjukkan perbandingan kapasitas dukung pondasi As-6D No.138 menggunakan metode statis memiliki kapasitas dukung paling kecil dibanding dengan menggunakan metode elemen hingga. Perbandingan penurunan yang terjadi pada pondasi menggunakan metode statis lebih besar dan penurunan lebih besar dari penurunan izin sebesar 6cm dibandingkan dengan elemen hingga 2D penurunan yang terjadi lebih kecil dari pada penurunan izin, hasil analisa kapasitas beban lateral pada pondasi As-5E No.114 menggunakan metode Broms mampu memikul beban lateral yang bekerja dengan beban lateral 23,01 ton, hasil analisa tegangan geser efektif tiang pancang menggunakan metode elemen hingga 2D didapat tegangan geser efektif dengan</p>

			interface sebesar 41,19 kN/m ² sedangkan tanpa interface sebesar 41,16 kN/m ² .
3.	Mohta (2019)	Metode Statis & Metode Elemen Hingga	Untuk kuat dukung tiang bor tunggal dalam menggunakan metode Schertmann & Nottingham sebesar 1.537,324 kN, metode Aoki & De Alencer sebesar 1.054,964 dan MEH 2D sebesar 1.393,61 kN. Sedangkan untuk tiang kelompok dengan menggunakan metode Schertmann & Nottingham 2.705,69 kN, metode Aoki & De Alencer sebesar 1.856,74 kN. Dimana penurunan pondasi tiang bor kelompok dengan metode Broms sebesar 30,04 mm dan MEH 2D sebesar 23,95 mm. dari hasil tinjauan kuat dukung tiang bor menggunakan peraturan terbaru (SNI 03-1726-2012 dan SNI 03-1727-2013) dengan peneliti mengambil faktor aman sebesar 2,5 memenuhi syarat yang diizinkan. Maka dapat disimpulkan bahwa pondasi tiang bor dengan SNI 03-1726-2012 aman karena memenuhi syarat yang diizinkan.

2.3. Keaslian Penelitian

Berdasarkan tinjauan pustaka penelitian ini, terdapat beberapa kesamaan dengan judul-judul penelitian yang terdahulu tetapi terdapat perbedaan seperti lokasi penelitian yang berada Di Jalan Tol Pekanbaru-Dumai Seksi 4, kondisi tanah, metode analisis yang digunakan dan fungsi bangunan. Dari perbedaan tersebut dapat disimpulkan bahwa seluruh penelitian ini adalah benar hasil penelitian peneliti dan belum pernah diteliti sebelumnya sebagai objek penelitian tugas akhir.



BAB III LANDASAN TEORI

3.1. Umum

Pondasi ialah bagian dari sistem rekayasa yang meneruskan beban yang ditopang oleh pondasi berdasarkan beban yang berada di atasnya (*upper structure*) serta berat sendiri kedalam tanah dan batuan yang berada di bawahnya. Pemilihan jenis pondasi yang digunakan pada konstruksi tergantung pada, fungsi bangunan, besar beban yang akan dipikul pondasi tersebut, karakteristik kondisi tanah serta hal non teknis seperti biaya pengerjaan (Braja, 1941).

Pondasi tiang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Pondasi jenis ini digunakan untuk mendukung bangunan yang menahan gaya angkat ke atas, terutama pada bangunan-bangunan tingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya-gaya penggulingan akibat beban angin (Hardiyatmo, 2008).

3.2. Pondasi

Pondasi merupakan bagian paling bawah dari sebuah konstruksi yang berfungsi untuk meneruskan beban bangunan di atasnya (termasuk beban sendiri) ketanah tempat pondasi berada tanpa mengakibatkan terjadinya penurunan sebagian atau seluruhnya di luar batas toleransi. Setiap pondasi harus dapat menahan beban yang telah ditentukan atau bahkan beban maksimum yang mungkin terjadi. Pondasi harus diletakkan pada lapisan tanah yang cukup keras dan padat. Nilai keamanan (*safety factor*) perlu diberikan sehingga konstruksi aman dari bahaya keruntuhan akibat kapasitas dukung terlampaui. Tetapi pemberian nilai keamanan yang terlalu besar merupakan pemborosan biaya konstruksi, maka desain yang baik pada pondasi dapat menghasilkan nilai keamanan yang cukup untuk menjamin dari bahaya keruntuhan tanah namun tetap ekonomis. Hal yang juga penting berkaitan dengan desain pondasi adalah *soil investigation* atau penyelidikan tanah.

Untuk memilih pondasi yang memadai, perlu diperhatikan pondasi yang cocok untuk berbagai keadaan di lapangan dan pondasi yang memungkinkan untuk

diselesaikan secara ekonomis dan sesuai dengan jadwal kerjanya. Hal-hal berikut ini perlu diperhatikan (Sosrodarsono, 2005):

1. Keadaan tanah pondasi
2. Batasan-batasan akibat konstruksi di atasnya
3. Batasan-batasan dari sekelilingnya
4. Waktu dan biaya.

Menurut Bowles (1997), sebuah pondasi harus mampu memenuhi beberapa persyaratan stabilitas dan deformasi, seperti:

1. Kedalaman harus memadai untuk menghindarkan pergerakan tanah lateral dari bawah pondasi, khusus untuk pondasi tapak dan pondasi rakit.
2. Kedalaman harus berada dibawah daerah perubahan volume musiman yang disebabkan oleh pertumbuhan tanaman, pembekuan, dan pencairan.
3. Sistem harus aman terhadap rotasi, penggelinciran, penggulingan atau pergeseran tanah.
4. Sistem harus aman terhadap kerusakan yang disebabkan oleh bahan berbahaya yang terdapat di dalam tanah, termasuk bahaya korosi.
5. Sistem harus mampu beradaptasi terhadap perubahan geometri konstruksi atau lapangan selama proses pelaksanaan dan mudah dimodifikasi apabila perubahan harus dilakukan.
6. Metode pemasangan pondasi harus ekonomis.
7. Pondasi dan konstruksi di atasnya harus memenuhi syarat standar untuk perlindungan lingkungan.
8. Pergerakan tanah keseluruhan, umumnya penurunan dan pergerakan diferensial dapat ditoleransi oleh elemen pondasi dan elemen bangunan atas.

Jenis pondasi ini diklasifikasikan menjadi dua, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi ini dapat digolongkan berdasarkan dimana beban itu ditopang oleh tanah yang menghasilkan (Bowles, 1991). Pondasi digolongkan dalam dua jenis, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Perbedaan dari keduanya didasarkan pada sistem pemanfaatan daya dukung tanahnya. Pondasi dalam memanfaatkan tahanan gesek tanah pada dinding pondasi dan tahanan vertikal tanah dibawah dasar pondasi, sedangkan pondasi dangkal hanya

memanfaatkan tahanan vertikal tanah dibawah pondasi sebagai daya dukungnya. Jenis-jenis pondasi tersebut adalah:

1. Pondasi dangkal

Pondasi dangkal ialah pondasi yang tidak membutuhkan galian tanah yang terlalu dalam karena lapisan tanah dangkal sudah cukup keras, apalagi konstruksi yang dibangun di atasnya tidak terlalu besar bebannya.. Contoh: rumah tinggal sederhana.

Yang termasuk dalam jenis pondasi dangkal, yaitu:

- a. Pondasi telapak.
- b. Pondasi memanjang.
- c. Pondasi rakit.

2. Pondasi dalam

Pondasi dalam ialah pondasi yang membutuhkan pengeboran atau pemancangan dalam karena lapisan tanah yang keras berada dike dalaman yang cukup dalam. Suatu pondasi dapat dikategorikan menjadi pondasi dalam apabila perbandingan antara ke dalaman dengan lebar pondasi lebih dari sepuluh ($Df/B > 10$). Biasanya digunakan untuk konstruksi yang memikul beban yang besar. Contoh: jembatan, bendungan, struktur lepas pantai dan sebagainya.

Yang termasuk dalam jenis pondasi dalam, yaitu:

- a. Pondasi sumuran (*pier foundation*) ialah pondasi yang merupakan bentuk peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi dalam, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam, dimana pondasi sumuran nilai kedalamannya (Df) dibagi lebarnya (B) lebih besar 4 sedangkan pondasi dangkal (Df) dibagi lebarnya (B) lebih kecil 1.
- b. Pondasi tiang (*pile foundation*) pada umumnya berdiameter lebih kecil dan lebih panjang. Pondasi tiang dapat dibedakan menjadi dua yaitu pondasi tiang pancang dan pondasi tiang bor, perbedaan dari kedua pondasi tiang pancang ini ialah pada proses pengerjaannya.

- c. Pondasi tiang bor (*bored pile*) bahan yang digunakan untuk tipe pondasi ini adalah beton bertulang yang dicor di tempat (*in situ*). Pelaksanaannya membutuhkan peralatan bor manual atau mesin.

3.3. Pondasi tiang pancang

Pondasi tiang pancang (*pile foundation*) adalah pondasi yang bentuknya panjang dan langsing yang berfungsi untuk menyalurkan beban ketanah yang lebih dalam. Pondasi tiang pancang dibuat dengan bahan yang bervariasi dapat berupa kayu, beton dan juga baja. Pondasi tiang pancang digunakan pada struktur yang dibangun di atas tanah yang memiliki kapasitas daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan yang bekerja di atasnya (Sardjono, 1988) atau apabila tanah yang mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan seluruh beban yang bekerja pada lapisan yang sangat dalam dari permukaan tanah kedalaman lebih dari 8 meter (Bowles, 1991). Tiang pancang juga digunakan untuk kondisi tanah yang normal untuk menahan beban horizontal, juga dapat digunakan untuk pekerjaan di atas air seperti pembangunan dermaga atau jembatan di atas laut.

Dalam pelaksanaan pemancangan pada umumnya pondasi tiang pancang tegak lurus dalam tanah, tapi juga tiang pancang yang dipancangkan miring (*battle pile*) untuk dapat menahan gaya-gaya horizontal yang bekerja. Hal ini sering terjadi pada pekerjaan konstruksi dermaga dimana terdapat tekanan kesamping dari kapal.

Pondasi tiang hendaknya direncanakan sehingga gaya luar yang bekerja pada kepala tiang tidak lebih besar dari gaya dukung tiang yang diizinkan. Yang dimaksud gaya dukung tiang yang diizinkan meliputi aspek gaya dukung tanah yang diizinkan, tegangan pada bahan tiang diizinkan dan perpindahan kepala tiang diizinkan (Sardjono, 1998).

Pondasi tiang digunakan dengan maksud:

1. Untuk meneruskan beban bangunan yang terletak di atas air atau tanah lunak ketanah pendukung yang kuat.
2. Untuk meneruskan beban ketanah yang relatif lunak sampai kedalaman tertentu sehingga pondasi bangunan mampu memberikan dukungan yang

cukup untuk mendukung beban tersebut oleh gesekan sisi tiang dengan tanah disekitarnya.

3. Untuk menahan gaya-gaya horizontal dan gaya yang arahnya miring.
4. Untuk mengangker bangunan yang dipengaruhi oleh gaya angkat keatas akibat tekanan hidrostatis atau momen penggulingan.
5. Untuk mendukung pondasi bangunan yang permukaan tanahnya mudah tergerus air.

3.3.1. Kategori Tiang Pancang

Menurut Hardiyatmo (2015) pondasi tiang pancang dibagi menjadi 3 kategori sebagai berikut:

1. Tiang perpindahan besar (*large displacement pile*) yaitu tiang pejal atau berlubang dengan ujung tertutup yang dipancang kedalam tanah sehingga terjadi perpindahan volume tanah yang relatif besar. Pondasi tiang yang termasuk dalam tiang perpindahan besar adalah tiang kayu, tiang beton pejal, tiang beton prategang (bejal atau berlubang), tiang baja bulat (tertutup pada ujungnya).
2. Tiang perpindahan kecil (*small displacement pile*) sama seperti tiang kategori perpindahan besar hanya volume tanah yang dipindahkan saat pemancangan relatif kecil. Pondasi tiang yang termasuk dalam tiang perpindahan kecil adalah tiang beton berlubang dengan ujung terbuka, tiang beton prategang berlubang dengan ujung terbuka, tiang baja H, tiang baja bulat dengan ujung terbuka, tiang ulir.
3. Tiang tanpa perpindahan (*non displacement pile*) terdiri dari tiang yang dipasang didalam tanah dengan cara menggali atau mengebor tanah. Pondasi yang termasuk dalam tiang tanpa perpindahan adalah tiang bor yaitu tiang yang pengerjaannya langsung didalam lubang hasil pengeboran tanah.

3.3.2. Jenis-jenis Pondasi Tiang Menurut Bahan

Pondasi tiang dibagi menjadi beberapa jenis sesuai dengan bahan. Bahan yang digunakan pada pembuatan tiang pancang berbeda-beda disesuaikan dengan kebutuhan penggunaannya. Antara lain:

1. Tiang Kayu

Tiang kayu umumnya lebih murah dan mudah penanganannya dibanding tiang pancang dari bahan lainnya. Permukaan tiang dapat dilindungi atau tidak tergantung dari kondisi tanah sekitarnya. Tiang kayu dapat mengalami pembusukan atau rusak akibat dimakan serangga. Untuk menghindari kerusakan pada waktu pemancangan, ujung tiang dilindungi dengan sepatu dari besi. Beban maksimum yang dapat dipukul oleh tiang kayu tunggal dapat mencapai 270-300 kN.

2. Tiang Beton Pracetak (*Precast Reinforced Concrete Pile*)

Tiang beton pracetak umumnya berbentuk prisma atau bulat. Tiang pancang dari beton bertulang dicetak dan dicor dalam acuan beton (bekisting) kemudian setelah cukup kuat (keras) lalu diangkat dan dipancarkan. Karena tegangan tarik beton kecil dan praktis dianggap sama dengan nol sedangkan berat sendiri dari beton besar, maka tiang pancang beton ini harus diberi penulangan-penulangan yang cukup kuat untuk menahan momen lentur yang timbul pada waktu pengangkatan dan pemancangan. Biasanya tiang pancang beton ini dicetak ditempat pekerjaan agar tidak mengalami kesulitan untuk transportasi. Tiang pancang ini dapat memikul beban yang besar hal ini tergantung dari dimensi tiangnya.

Dalam perencanaan tiang pancang beton *precast* ini panjang dari pada tiang harus dihitung dengan teliti sebab bila panjang dari tiang ini kurang, maka tiang tersebut harus disambung, penyambungan ini sulit dilaksanakan dan memakan banyak waktu. Tiang pancang segi empat harus mempunyai sudut-sudut yang ditumpulkan. Tiang pancang berongga (*hollow piles*) harus digunakan bila panjang tiang pancang yang digunakan sangat panjang, selimut beton yang digunakan minimum 40mm, sedangkan untuk tiang pancang yang digunakan pada konstruksi lepas pantai dan langsung terkena air laut atau pengaruh korosi lainnya, selimut beton minimum 50mm. Pangkal tiang harus dibuat tegak lurus pada sumbu tiang untuk menjamin distribusi yang merata dari pukulan penumbuk pada waktu pemancangan.

Keuntungan penggunaan *Precast Reinforced Concrete Pile*:

- a. *Precast Reinforced Concrete Pile* memiliki tegangan tekan yang besar, ini tergantung dari mutu beton yang digunakan.
- b. Bahan tiang dapat diperiksa sebelum pemancangan.
- c. Tiang pancang ini dapat diperhitungkan baik sebagai “*end bearing pile*” maupun sebagai “*friction pile*”.
- d. Tiang pancang beton tahan terhadap pengaruh air maupun bahan-bahan yang korosif.
- e. Tidak terpengaruh oleh tinggi muka air tanah.

Kerugian penggunaan *Precast Reinforced Concrete Pile*:

- a. Karena berat sendirinya besar maka biaya transportnya akan mahal.
- b. Tiang pancang beton ini dapat dipancang setelah cukup keras, hal ini berarti memerlukan waktu yang lama untuk menunggu tiang pancang ini dapat dipergunakan.
- c. Bila panjang tiang pancang kurang maka untuk melakukan penyambungan sangat sulit dan membutuhkan alat yang khusus.
- d. Pemancangan menimbulkan gangguan suara, getaran dan deformasi tanah yang dapat menimbulkan kerusakan bangunan yang ada disekitarnya.
- e. Tiang kadang rusak akibat pemancangan.

Nilai-nilai beban maksimum tiang beton pracetak pada umumnya, ditinjau dari segi kekuatan bahan tiang dapat dilihat pada tabel 3.1

Tabel 3. 1 Nilai-nilai tipikal beban ijin tiang beton pracetak
(Hardiyatmo,2014)

Diameter tiang (cm)	Beban tiang maksimum (kN)
30	300-700
35	350-850
40	450-1200
45	500-1400
50	700-1750
60	800-2500

3. Tiang Beton Cetak di Tempat (*Cast-In Pile*)

Tiang beton cetak ditempat terdiri dari 2 tipe, yaitu:

a. Tiang yang berselubung pipa

Pada tiang yang terselubung pipa, pipa baja dipancang terlebih dahulu kedalam tanah. Kemudian, kedalam lubang dimasukkan adukan beton. Setelah selesai, pipa besi tetap tinggal didalam tanah. Termasuk jenis tiang ini adalah tiang Standar Raimond.

b. Tiang yang tidak berselubung pipa

Pada tiang yang tidak berselubung pipa, pipa baja yang berlubang dipancang terlebih dahulu kedalam tanah kemudian kedalam lubang tersebut dimasukkan adukan benton dan pipa ditarik keluar ketika atau sesudah pengecoran. Termasuk jenis tiang ini adalah tiang Franki.

Keuntungan menggunakan tiang pancang cetak ditempat:

- a. Panjang tiang dapat disesuaikan dengan kondisi tanah.
- b. Pembesaran pada ujung tiang menambah kapasitas dukung tanah.
- c. Penulangan tidak dipengaruhi oleh masalah pengangkutan atau tegangan yang timbul akibat pemancangan.
- d. Tiang dapat dipancang dengan ujung yang tertutup hingga tidak dipengaruhi air tanah.
- e. Gangguan suara dan getaran dapat direduksi.

Kerugian menggunakan tiang pancang cetak ditempat:

- a. Mutu beton tidak diketahui setelah pelaksanaan.
- b. Mutu beton dapat berkurang akibat pengaruh air pada penarikan pipa selubung.
- c. Gangguan tanah dapat mengakibatkan rekonsolidasi dan timbulnya gaya gesek dinding negatif pada tiang sehingga mengurangi kapasitas dukungnya.
- d. Panjang tiang terbatas oleh gaya tarik maksimum yang dapat dilakukan pada waktu menarik pipa selubung.

4. Tiang Baja Profil

Tiang baja profil termasuk tiang pancang dengan bahan yang terbuat dari baja profil. Tiang ini mudah penanganannya dan dapat mendukung beban pukulan yang besar waktu dipancang pada lapisan yang keras. Bentuk baja profil terbentuk profil H, empat persegi panjang, segi enam dan lainnya.

5. Tiang Komposit

Pondasi tiang komposit ialah gabungan dua material yang berbeda. Tiang komposit dapat berupa segmen-segmen yang menyambung, permasalahan sambungan segmen terletak pada ikatan antara kedua material tersebut. Beberapa kombinasi beberapa bahan tiang pancang dapat digunakan untuk mengatasi masalah-masalah pada kondisi tanah tertentu. Masalah pembusukan pada tiang kayu diatas muka air tanah misalnya, dapat diatasi dengan memancang tiang komposit yang terdiri dari tiang beton di bagian atas dan tiang kayu di bagian bawah zona muka air tanah. Tiang komposit dengan bahan baja dan beton juga merupakan kombinasi bahan yang baik.

3.4. Kriteria Pondasi Tiang Pancang

Perencanaan pondasi dalam sebuah kontruksi dapat menggunakan beberapa tipe pondasi. Adapun pemilihan tipe pondasi yang sesuai dapat dilakukan dengan berdasarkan beberapa ketentuan yaitu : fungsi bangunan atas yang akan dipikul oleh pondasi tersebut;

Beberapa kriteria penggunaan pondasi tiang pancang untuk suatu bangunan bergantung dengan kondisi :

- a. Apabila tanah dasar dibawah bangunan tidak memiliki kapasitas dukung (Contoh : pembangunan lepas pantai).
- b. Apabila tanah dasar dibawah bangunan tidak bisa menahan besarnya beban yang bekerja diatas pondasi atau letak lapisan tanah keras berada jauh kedalam dari permukaan tanah.
- c. Kondisi pembangunan diatas tanah tidak rata.
- d. Memenuhi kebutuhan untuk menahan gaya desak keatas (uplift).

3.4.1. Penerusan Gaya Pada Tiang

Umumnya pondasi tiang merupakan suatu kelompok tiang dimana tiang-tiang disatukan pada sebuah kepala tiang (*Pile Cap*). Dengan demikian beban-beban struktur yang bekerja pada *Pile Cap* akan diteruskan ke masing-masing tiang. Besarnya beban yang diterima tergantung pada besar dan jenis beban, jumlah dan jarak antar tiang.

3.4.2. Beban Vertikal Sentris

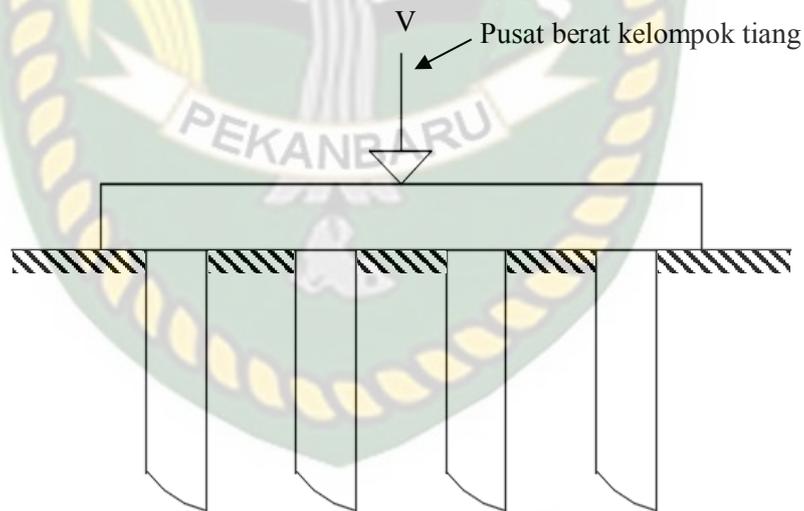
Beban vertikal sentris adalah beban vertikal yang bekerja melalui pusat kelompok tiang. Jadi sentris disini bukan terhadap pusat *Pile Cap*. Oleh karena beban vertikal V maka gaya yang diterima masing masing tiang P adalah sama besar yaitu :

$$P = \frac{V}{n} \dots\dots\dots (3.1)$$

Keterangan : P = Gaya yang diterima masing-masing tiang

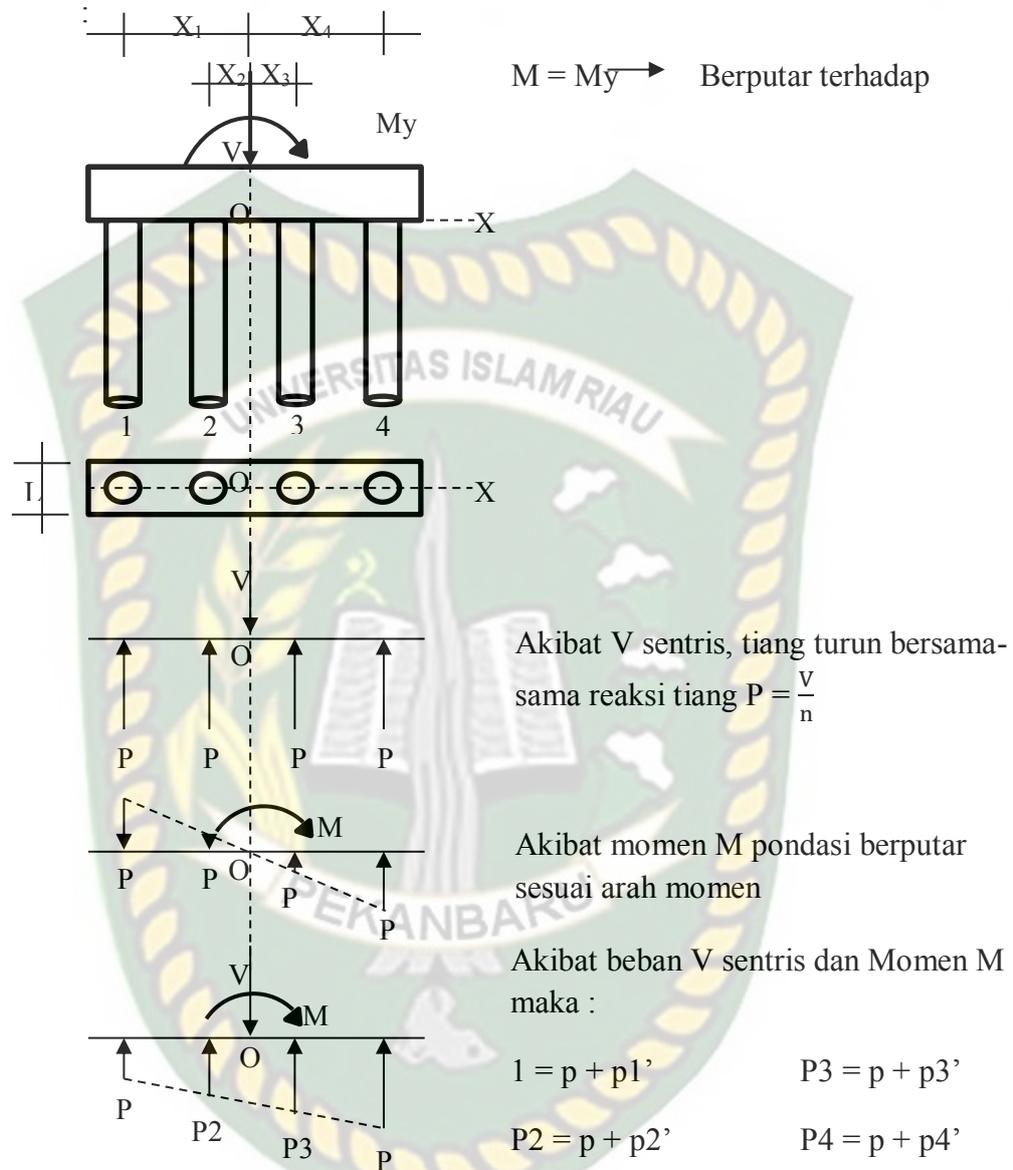
V = Beban vertikal

n = Jumlah tiang



Gambar 3. 1 Kelompok Tiang Menerima Beban Vertikal Sentris

3.4.3. Beban Vertikal Eksentris



Gambar 3. 2 Kelompok Tiang Menerima Beban Vertikal Eksentris

Beban V bekerja sejauh e dari pusat berat kelompok tiang maka dapat diurai menjadi kombinasi beban sentris dan momen. Diasumsikan pilar adalah kaku sempurna. Adapun kelompok tiang dalam menerima beban vertikal eksentris dapat dilihat pada Gambar 3.2 Momen beban = momen reaksi terhadap O Maka besarnya M adalah

$$M = P_1 \frac{\sum_j^n x_j^2}{x_1} \dots\dots\dots (3.2)$$

3.4.4. Kombinasi Beban Sentris (V) Dan Momen Satu Arah

Beban pada tiang ke-i bisa didapatkan dengan Pers 3.3 sebagai berikut :

$$P_i = \frac{V}{n} + \frac{M \cdot x_i}{\sum x^2} \dots\dots\dots (3.3)$$

Keterangan :

P_i = Bernilai negatif apabila tiang pada kondisi tarik, beban yang dipikul oleh tiang ke-i, dan bernilai positif maka tiang mengalami tekan (desak)

V = Beban vertikal (kolom, *pilecap*, tanah diatas *pilecap*)

n = Jumlah tiang

M = Momen beban pada O terhadap sumbu y (M_y)

x_i = Interval tiang ke-i terhadap O yang searah sumbu x

$\sum x^2$ = Jumlah kuadrat jarak x

3.4.5. Kombinasi Beban Sentris Dan Momen Bekerja Pada Dua Arah

Beban pada tiang ke-i (koordinat x_i, y_i), dapat dihitung dengan Pers 3.4 berikut :

$$P_i = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y^2} \dots\dots\dots (3.4)$$

3.5. Parameter Tanah

Parameter tanah adalah ukuran atau acuan untuk mengetahui atau menilai hasil suatu proses perubahan yang terjadi didalam tanah baik dari sifat fisik dan jenis tanah. Beberapa parameter yang dapat digunakan sebagai acuan sebagai berikut:

1. Sudut Geser Dalam (ϕ)

Sudut geser dalam merupakan sudut yang terbentuk dari hubungan antara tegangan normal dan tegangan geser didalam material tanah atau batuan. Sudut geser dalam merupakan sudut rekahan yang dibentuk jika suatu material dikenai tegangan atau gaya terhadapnya yang melebihi tegangan gesernya. Semakin besar sudut geser dalam suatu material maka material tersebut akan lebih tahan menerima tegangan luar yang diterimanya. Bersama dengan kohesi, sudut geser merupakan parameter tanah yang digunakan untuk menentukan ketahanan tanah terhadap deformasi akibat

tegangan yang bekerja pada tanah, dalam hal ini berupa gerakan lateral sesuai dengan jenis tanah. Besarnya nilai sudut geser dalam juga berkaitan dengan tingkat kepadatan suatu jenis tanah. Hubungan antara sudut geser dalam dengan jenis tanah ditunjukkan seperti Tabel 3.2.

Tabel 3. 2 Besaran Sudut Geser Dalam Tanah(Bowles, 1989)

Tingkat Kepadatan	Sudut Geser Dalam
Sangat lepas	<30
Lepas	30-35
Agak padat	35-40
Padat	40-45
Sangat padat	>45

2. Kohesi (C)

Kohesi merupakan gaya tarik menarik antara partikel tanah. Nilai kohesi (C) diperoleh dari pengujian laboratorium yaitu pengujian kuat geser langsung (*direct shear strength test*) dan pengujian triaxial (*triaxial test*). Kohesi tanah akan semakin besar jika kekuatan gesernya makin besar. Besarnya nilai kohesi juga dipengaruhi oleh kerapatan dan jarak antar molekul dalam suatu benda. Kohesi berbanding lurus dengan kerapatan suatu benda, sehingga bila kerapatan semakin besar maka kohesi yang akan didapat semakin besar. Deformasi terjadi akibat kombinasi keadaan kritis pada tegangan normal dan tegangan geser yang tidak sesuai dengan faktor aman yang direncanakan (Hardiyatmo, 2008).

Untuk kohesi tak terdrainase (c_u) dapat diperoleh dengan mengetahui kuat tekan bebas (q_u), kohesi tak terdrainase (c_u) didapat dari persamaan:

$$(c_u) = \frac{q_u}{2} \dots\dots\dots (3.5)$$

Hubungan kuat tekan bebas (q_u) untuk tanah lempung dengan konsistensinya adalah sebagai berikut:

Tabel 3. 3 Hubungan kuat tekan bebas (q_u) dengan konsistensinya (Hardiyatmo,2003)

Konsistensi	Kuat tekan bebas (q_u) kN/m ²
Lempung Keras	>400
Lempung Sangat Kaku	200-400
Lempung Kaku	100-200
Lempung Sedang	50-100
Lempung Lunak	25-50
Lempung Sangat Lunak	<25

3. *Poisson Ratio* (μ)

Nilai *poisson ratio* (μ) ditentukan sebagai rasio kompresi poros terhadap regangan pemuaian lateral. *Poisson ratio* sering dianggap sebesar 0,2-0,4 dalam perkerjaan-pekerjaan mekanika tanah. Adapun nilai *poisson ratio* dapat ditentukan berdasarkan jenis tanah seperti pada Tabel 3.4 berikut ini:

Tabel 3. 4 Perkiraan angka poisson ratio (μ) (Hardiyatmo, 2002)

Jenis Tanah	<i>Poisson Ratio</i> (μ)
Lempung jenuh	0,4 – 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir padat	0,2 – 0,4
Pasir kasar (angka pori, $e = 0,4 - 0,7$)	0,15
Pasir halus (angka pori, $e = 0,4 - 0,7$)	0,25
Batu	0,1 – 0,4
<i>Loess</i>	0,1 – 0,3

4. Berat isi tanah

Berat isi tanah merupakan berat tanah persatuan volume. Dalam tanah yang jenuh terdiri dari dua bagian yaitu bagian padat atau butiran dan air pori. Dalam tanah yang kering juga hanya terdiri dari dua bagian yaitu butir-butir tanah dan pori udara, biasanya berat isi tanah kering dapat

diperoleh dari data *soil test dan direct shear*. Dalam keadaan tidak jenuh, tanah terdiri dari tiga bagian yaitu butiran padat, pori udara, dan air pori. Nilai tipikal berat isi tanah berbagai jenis tanah untuk keadaan dibawah muka air tanah dapat dilihat pada Tabel 3.5 berikut:

Tabel 3. 5 Nilai Tipikal Berat Volume Tanah (John Wiley & Sons, 1962)

Jenis Tanah	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_{dry} (kN/m ³)
Kerikil	20–22	15 – 17
Pasir	18 – 20	13 – 16
Lanau	18 – 20	14 – 18
Lempung	16 – 22	14 – 21

5. Sudut dilatasi (ψ)

Sudut dilatasi (ψ) adalah sudut yang terbentuk dari bidang horizontal dengan arah pengembangan pada saat butiran menerima tegangan. Sudut dilatasi dinyatakan dalam derajat. Tanah lempung cenderung tidak menunjukkan dilatasi sama sekali yaitu $= 0$. Dilatasi pada tanah pasir bergantung pada kepadatan serta sudut gesernya. Sudut dilatasi dapat dihitung dari persamaan sebagai berikut:

$$\Psi = \phi - 30^\circ \dots\dots\dots (3.6)$$

6. Permeabilitas (k)

Berdasarkan persamaan kozeny-carman, nilai permeabilitas untuk setiap layer tanah dapat dicari dengan menggunakan rumus berikut:

$$k = \frac{e^3}{1+e} \dots\dots\dots (3.7)$$

Untuk tanah yang berlapis-lapis harus dicari nilai permeabilitas untuk arah vertikal dan horizontal dapat dicari dengan rumus berikut:

$$k_v = \frac{H}{\left(\frac{H_1}{k_1}\right) + \left(\frac{H_2}{k_2}\right) + \dots + \left(\frac{H_n}{k_n}\right)} \dots\dots\dots (3.8)$$

Keterangan:

H = Tebal lapisan (cm)

- e = angka pori
 k = koefisien permeabilitas
 k_v = koefisien permeabilitas vertikal
 k_h = koefisien permeabilitas horizontal

Nilai koefisien permeabilitas tanah dapat ditentukan berdasarkan jenis tanah, seperti pada Tabel 3.6:

Tabel 3. 6 Nilai koefisien Permeabilitas Tanah (Das, 1995)

Jenis Tanah	K	
	Cm/det	Ft/mnt
Kerikil bersih	1,0 – 100	2,0 – 200
Pasir kasar	1,0 – 0,01	2,0 – 0,02
Pasir halus	0,01 – 0,001	0,02 – 0,002
Lanau	0,001 – 0,00001	0,002 – 0,00002
Lempung	<0,000001	<0,000002

7. Modulus young (E)

Modulus young adalah besarnya nilai elastisitas tanah yang dapat ditentukan dari kurva tegangan-tegangan yang diperoleh dari uji *triaxial test*. Ada beberapa cara dalam menentukan nilai modulus elastisitas tanah. Nilai perkiraan modulus elastisitas tanah seperti pada Tabel 3.7

Tabel 3. 7 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah (Bowles, 1997)

Jenis Tanah	Modulus Elastisitas (E) (kN/m ²)
Lempung	
Sangat Lunak	300 – 3000
Lunak	2000 – 4000
Sedang	4500 – 9000
Keras	7000 – 20000
Berpasir	30000 – 42500
Pasir	

Berlanau	5000 – 20000
Tidak Padat	10000 – 14000
Padat	20.000 – 10000
Pasir dan Kerikil	
Padat	80000 – 200000
Tidak Padat	50000 – 140000
Lanau	2000 – 20000
<i>Loess</i>	15000 – 60000
Serpih	140000 – 1400000

3.6. Penyelidikan Tanah

Tanah berfungsi meneruskan beban yang diterima dari bangunan yang didistribusikan oleh pondasi. Kekuatan tanah sangat beragam dan tergantung dari bahan penyusunnya, bahan penyusun tanah juga menentukan karakteristik tanah untuk mengetahui bahan penyusun tanah dan kekuatan tanah diperlukan penyelidikan tanah.

Jenis-jenis tanah tertentu sangat mudah terganggu oleh pengaruh pengambilan contoh di dalam tanah. Untuk menanggulangi hal itu, sering dilakukan beberapa pengujian pengujian di lapangan secara langsung. Pengujian dilapangan sangat berguna untuk mengetahui karakteristik tanah dalam mendukung beban pondasi dan tidak dipengaruhi oleh kerusakan contoh tanah akibat operasi pengeboran dan penenangan contoh (Hardiyatmo, 2010).

3.6.1. Uji Standar Penetrasi / *Standar Penetration Test* (SPT)

Berdasarkan SNI 4153:2008, Uji standar penetrasi merupakan metode uji yang dilaksanakan bersamaan dengan pengeboran untuk mengetahui perlawanan dinamik tanah maupun pengambilan contoh terganggu dengan teknik penumbukan. Uji SPT merupakan percobaan dinamis yang dilakukan dalam suatu lubang bor dengan memasukkan tabung sampel yang berdiameter dalam 35 mm sedalam 300 mm dengan menggunakan masa pendorong atau palu seberat 63,5 kg yang jatuh bebas dari ketinggian 760 mm. Banyaknya pukulan palu tersebut untuk

memasukkan tabung sampel sedalam 300 mm dinyatakan sebagai nilai N. Pelaksanaannya dilakukan dalam tiga tahap, tahap pertama adalah dudukan sementara jumlah pukulan untuk memperoleh nilai pukulan N atau perlawanan SPT dinyatakan dalam pukulan per 30 cm.

Hubungan antara nilai N dari SPT dengan kerapatan relatif (D_r) dan konsistensi tanah dapat dilihat pada Tabel 3.8 dan Tabel 3.9 berikut ini:

Tabel 3. 8 Hubungan Antara Nilai N dari SPT dengan Kerapatan Relatif (D_r) Untuk Tanah Pasir (Terzaghi dan Peck, 1948)

Kerapatan relatif (D_r)	Nilai N
Sangat tidak padat	<4
Tidak padat	4-10
Kepadatan sedang	10-30
Padat	30-50
Sangat padat	>50

Tabel 3. 9 Hubungan Antara Nilai N dari SPT dengan Konsistensi Tanah Untuk Tanah Lempung (Terzaghi dan Peck, 1948)

Konsistensi Tanah	Nilai N
Sangat Lunak	<2
Lunak	2-4
Sedang	4-8
Kaku	8-15
Sangat Kaku	15-30
Keras	>30

3.7. *Pile Driving Analyzer (PDA) Test*

Pile Driving Analyzer Test atau sering disingkat *PDA test* adalah suatu sistem pengujian dengan menggunakan data digital komputer yang diperoleh dari *strain transducer* dan *accelerometer* untuk memperoleh kurva gaya dan kecepatan ketika tiang dipukul menggunakan palu/*hammer* yang digunakan 1%-2% dari kapasitas desain beban tiang yang direncanakan. Tujuan dasar dari *PDA test*

adalah untuk mengevaluasi daya dukung tiang, integritas atau keutuhan tiang dan penurunan tiang.

Pile Driving Analyzer Test merupakan sistem yang paling banyak digunakan untuk pengujian beban secara dinamik dan pengawasan pemancangan. Pengujian tiang cara dinamis dilakukan dengan menempatkan 2 pasang sensor secara berlawanan. Satu pasang sensor terdiri dari pengukur regangan (*strain transducer*) dan pengukuran percepatan (*accelerometer*) yang dipasang dibawah kepala tiang (minimum jarak dari kepala tiang ke *transducer* 1,5D-2D) sehingga ada jarak bebas pada saat tumbukan. Akibat tumbukan *hammer* pada kepala tiang, sensor akan menangkap gerakan yang timbul mengubahnya menjadi sinyal listrik yang kemudian direkam dan diproses dengan PDA model PAX. Adapun hasil yang didapat dari PDA *test* adalah:

1. Daya dukung ultimit (Q_u).
2. Nilai keutuhan tiang.
3. Penurunan / *displacement* tiang.
4. Efisiensi dari transfer energi pukulan palu/hammer terhadap tiang.

Penginputan data PDA yang dianalisis dengan CAPWAP (*Case Pile Wave Analysis Program*) yang merupakan program analisa numerik yang menggunakan masukan data gaya (*force*) dan kecepatan (*velocity*) diukur oleh PDA. Kegunaan program ini adalah untuk memperkirakan distribusi dan besarnya gaya perlawanan tanah total sepanjang tiang berdasarkan modelisasi sistem tiang tanah yang dibuat dan memisahkannya menjadi bagian perlawanan dinamis dan statis. Data yang telah dianalisis akan menghasilkan *output* berupa daya dukung ultimit pondasi (Q_u), daya dukung gesek tiang (Q_s), daya dukung ujung tiang (Q_b) dan penurunan maksimum pada tiang.

Pada umumnya, pengujian dengan metode PDA dilaksanakan setelah tiang mempunyai kekuatan yang cukup untuk menahan tumbukan palu/*hammer* atau umur tiang telah mencapai 5 hari setelah pemancangan.

3.8. Penurunan Pondasi Tiang Pancang

Permasalahan umum yang terjadi pada pondasi yaitu penurunan. Besarnya penurunan bergantung pada karakteristik tanah, besarnya beban yang dipikul oleh

pondasi tersebut dan penyebaran tekanan pondasi ke tanah di bawahnya. Penurunan pondasi dapat diestimasi dari hasil uji laboratorium pada contoh tanah tak terganggu yang diambil dari pengeboran atau dari persamaan-persamaan empiris yang dihubungkan dengan hasil pengujian di lapangan secara langsung. Suatu perencanaan harus dapat memperkirakan besarnya penurunan maksimum dan beda penurunan yang masih dalam batas toleransi.

Penurunan ialah istilah yang digunakan untuk menunjukkan gerakan titik tertentu pada bangunan terhadap titik referensi yang tetap. Jika seluruh permukaan tanah di bawah dan di sekitar bangunan turun secara seragam dan penurunan tidak terjadi berlebihan, maka turunnya bangunan akan tidak nampak oleh pandangan mata dan penurunan yang terjadi tidak menyebabkan kerusakan bangunan (Hardiyatmo, 2002). Namun, kondisi demikian tentu mengganggu baik pandangan mata maupun kestabilan bangunan, bila penurunan terjadi secara berlebihan.

Dalam bidang teknik sipil ada dua hal yang perlu diketahui mengenai penurunan, yaitu (Hardiyatmo, 2002):

1. Besarnya penurunan yang akan terjadi.
2. Kecepatan penurunan.

Penurunan pondasi akibat beban yang bekerja pada pondasi dapat diklasifikasikan dalam dua jenis penurunan, yaitu:

a. Penurunan Segera (*Immediately Settlement*)

Penurunan segera (*immediate settlement*) ialah penurunan yang terjadi pada tanah dengan segera sesudah beban bekerja. Pada kondisi di lapangan sangat sulit memperkirakan besarnya penurunan segera, hal ini karena tanah dalam kondisi alam tidak homogen, modulus elastisitas yang bertambah dengan kedalaman, serta kesulitan mengevaluasi kondisi tegangan regangan yang terjadi di lapisan tanah (Hardiyatmo, 2010).

Penurunan yang biasanya terjadi antara 0-7 hari dan terjadi pada tanah lanau, pasir dan tanah liat yang mempunyai derajat kejenuhan ($S_r\%$) < 90% dan untuk semua tanah berbutir kasar dengan koefisien rembes atau tembus yang besar.

b. Penurunan Konsolidasi (*Consolidation Settlement*)

Penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*) ialah penurunan yang terjadi pada tanah sesuai waktu yang lamanya tergantung pada kondisi lapisan tanah tersebut. Apabila tanah mengalami pembebanan lalu berkonsolidasi, maka penurunan tersebut berlangsung dalam 3 fase, yaitu (Leonard, 1962):

1. Fase awal yaitu fase penurunan yang terjadi segera setelah beban bekerja. Penurunan yang terjadi akibat proses penekanan udara keluar dari dalam pori tanah. Untuk lempung jenuh, kemungkinan ini sangat kecil terjadi tapi dalam lempung yang tidak jenuh hal ini sangat besar pengaruhnya. Proporsi penurunan awal dapat diberikan dalam perubahan angka pori dan dapat ditentukan dari kurva waktu terhadap penurunan.
2. Fase konsolidasi primer atau hidrodinamis yaitu fase penurunan yang disebabkan oleh kecepatan aliran air yang meninggalkan rongga pori tanah akibat adanya tambahan tekanan. Proses ini sangat dipengaruhi oleh sifat-sifat tanah seperti permeabilitas, angka pori, bentuk geometri tanah, kompresibilitas, termasuk pengembangan arah horizontal dari zona mampat, tebal lapisan mampat, dan batas lapisan lolos air.
3. Fase konsolidasi sekunder yaitu fase penurunan lanjutan dari konsolidasi primer yang proses penurunannya sangat lambat. Pada tanah anorganik penurunan konsolidasi sekunder jarang diperhatikan karena pengaruhnya sangat kecil. Penurunan konsolidasi ialah penurunan yang terjadi sebagai hasil dari pengurangan volume tanah akibat aliran air meninggalkan zona tertekan yang diikuti oleh pengurangan kelebihan tekanan air pori (*excess pore water pressure*), besarnya ditentukan oleh waktu pembebanan dan terjadi pada tanah jenuh ($S_r=100\%$) mendekati jenuh ($S_r=90-100\%$) atau pada tanah berbutir halus ($K 10^6$ m/s). Kecepatan waktu untuk penurunan konsolidasi tidak dapat

diperkirakan dengan baik, ini disebabkan karena koefisien permeabilitasnya merupakan faktor sangat berarti.

3.8.1. Penurunan Tiang Tunggal

Penurunan elastik tiang tunggal atau penurunan segera adalah penurunan pondasi yang terletak pada tanah berbutir halus yang jenuh. Penurunan tiang dibawah beban bekerja vertikal (Q_w) disebabkan oleh tiga komponen berikut (Braja, 2004) :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \dots\dots\dots(3.9)$$

Keterangan:

S = penurunan tiang total (mm)

S_1 = penurunan batang tiang (mm)

S_2 = penurunan tiang akibat ujung tiang (mm)

S_3 = penurunan tiang akibat beban yang tersalur sepanjang batang (mm)

1. Menentukan penurunan batang tiang (S_1)

Jika diasumsikan bahwa beban tiang adalah elastis, maka deformasi batang tiang dapat di evaluasi dengan menggunakan rumus dibawah ini:

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})}{A_p \cdot E_p} \dots\dots\dots(3.10)$$

Keterangan:

Q_{wp} = beban yang dipikul ujung tiang yang di bawah beban kerja (ton)

Q_{ws} = beban yang dipikul kulit tiang di bawah kondisi beban kerja (ton)

A_p = luas penampang tiang (m^2)

L = panjang tiang (m)

E_p = modulus young beban tiang ($2,1 \times 10^6$ kg/cm²)

ξ = tegangan geser

Besarnya ξ bergantung pada unit tahanan friksi alami disepanjang tiang terpancang dalam tanah. Jika distribusi friksi adalah seragam atau simetris, seperti persegi panjang atau parabola seragam maka nilai ξ adalah 0,5, umumnya pada tanah lempung atau lanau. Jika distribusi friksi dalam bentuk segitiga maka nilai ξ adalah 0,67, umumnya untuk tanah pasir. Sedangkan untuk menentukan nilai Q_{wp} yaitu 40% dari

beban tunggal (Q) dan Q_{ws} yaitu 60% dari beban tunggal (Q) (Simatupang, 2012).

2. Menentukan penurunan tiang akibat beban di ujung tiang (S_2)

Suatu metode semi empiris untuk menentukan besarnya penurunan S_2 yaitu (Vesic, 1977):

$$S_2 = \frac{(Q_{wp} \cdot C_p)}{D_{qp}} \dots \dots \dots (3.11)$$

Keterangan: q_p = tahanan ujung batas tiang ($q_c \times A_p$) (ton)

C_p = koefisien empiris

Nilai-nilai C_p berbagai jenis tanah seperti pada Tabel 3.10 berikut:

Tabel 3. 10 Nilai-nilai C_p (Vesic, 1977 dalam Das, 2004)

Jenis Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor
Pasir (padat ke lepas)	0,02-0,04	0,09-0,18
Lempung(kaku ke lunak)	0,02-0,03	0,03-0,06
Lanau (padat ke lepas)	0,03-0,05	0,09-0,12

3. Menentukan penurunan tiang akibat beban yang tersalur sepanjang tiang (S_3)

Untuk menentukan S_3 dapat digunakan rumus sebagai berikut:

$$S_3 = \frac{(Q_{wp} \cdot C_s)}{L \cdot q_p} \dots \dots \dots (3.12)$$

Keterangan:

$$C_s = \text{sebuah konstanta empiris} = (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}}) C_p$$

3.8.2. Penurunan Kelompok Tiang

Penurunan tiang pancang kelompok didefinisikan sebagai perpindahan titik tiang pancang yang diakibatkan oleh peningkatan tegangan pada lapisan dasar sedalam pemancangan tiang pancang dengan sifat elastis tanah ditambah pemendekan elastis tiang pancang akibat pembebanan (Ilham, 2012).

Penurunan tiang dipengaruhi oleh nilai banding tahanan ujung dengan beban tiang. Jika yang didukung per tiang lebih kecil atau sama dengan tahanan

ujung tiang, penurunan yang terjadi sangat kecil. Sebaliknya, bila beban pertiang sangat melebihi tahanan ujung tiang, maka penurunan yang terjadi akan besar (Hardiyatmo, 2010).

Hubungan paling sederhana untuk penurunan kelompok dengan metode Vesic dengan persamaan sebagai berikut (Das, 2004):

$$S_g = S \sqrt{\frac{Bg}{D}} \dots \dots \dots (3.13)$$

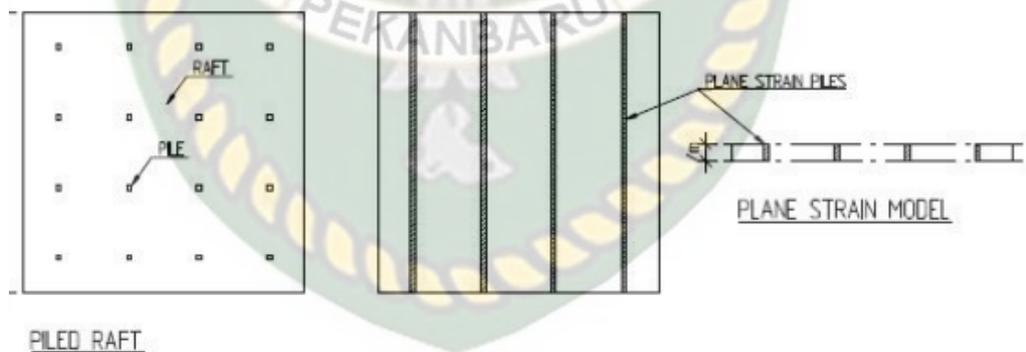
Dimana:

S = Penurunan tiang pancang tunggal (m)

Bg = Lebar kelompok tiang (m)

D = diameter tiang pancang (m)

Untuk analisa menggunakan plaxis 2D, data tiang kelompok yang diinput harus menggunakan idealisasi geometri dengan model *plane strain* terlebih dahulu, pada metode ini diasumsikan bahwa beban yang bekerja hanya sepanjang sumbu x dan y dan tidak pada sumbu z. Untuk memodelkannya, dapat dilakukan dengan cara mengasumsikan bahwa barisan tiang didalam tiang kelompok menjadi dinding elemen biasa. Dapat dilihat pada Gambar di bawah ini:



Gambar 3. 3 Contoh Pemodelan *Plane Strain*

Dinding elemen diasumsikan permeter, jadi kekakuan normal, kekakuan lentur, dan berat tiang dalam barisan kelompok juga dihitung permeter. Untuk analisa kekakuan normal, kekakuan lentur dan berat tiang dalam barisan kelompok dengan metode *plane strain* dengan menggunakan rumus:

1. Kekakuan normal pondasi

$$EA_{psp} = EA_p \frac{np-row-i}{L_r} \dots \dots \dots (3.14)$$

2. Kekuan lentur pondasi

$$EI_{\text{psp}} = EI_P \frac{np\text{-row-}i}{Lr} \dots\dots\dots(3.15)$$

3. Berat pondasi dalam barisan kelompok

$$W_{\text{psp}} = W_P \frac{np\text{-row-}i}{Lr} \dots\dots\dots(3.16)$$

Keterangan:

EA_{psp} = Kekakuan normal pondasi untuk model *plane strain*

EA_P = Kekakuan normal pondasi untuk tiang pancang tunggal

EI_{psp} = Kekakuan lentur pondasi untuk model *plane strain*

EI_P = Kekakuan lentur pondasi untuk tiang pancang tunggal

W_{psp} = berat pondasi untuk model *plane strain*

W_P = berat pondasi tunggal

$np\text{-row-}i$ = Jumlah tiang dalam satu baris

Lr = Panjang *pile cap*

Rumus di atas digunakan untuk input pada bagian pondasi, untuk bagian *pile cap* dapat digunakan rumus:

1. Kekakuan normal *pile cap*

$$EA_{\text{raft}} = E_{\text{raft}} \times h_{\text{raft}} \dots\dots\dots(3.17)$$

2. Kekuan lentur *pile cap*

$$EI_{\text{raft}} = E_{\text{raft}} \times \frac{b \cdot h^3}{12} \dots\dots\dots(3.18)$$

3. Berat *pile cap*

$$W_{\text{raft}} = \gamma_{\text{raft}} \times h_{\text{raft}} \dots\dots\dots(3.19)$$

Keterangan:

EA_{raft} = Kekakuan normal *pile cap*

EI_{raft} = Kekakuan lentur *pile cap*

E_{raft} = Modulus elatisitas

W_{raft} = Berat *pile cap*

b = Lebar *pile cap*

h_{raft} = Tinggi *pile cap*

γ_{raft} = Berat isi beton

3.8.3. Penurunan Izin

Penurunan yang diizinkan dari suatu konstruksi bangunan bergantung pada beberapa faktor. Faktor-faktor tersebut meliputi jenis, kekakuan, fungsi bangunan dan besarnya beban yang diterima pondasi tersebut serta distribusinya. Jika penurunan yang terjadi lambat, semakin besar kemampuan struktur untuk menyesuaikan diri terhadap penurunan yang terjadi tanpa adanya kerusakan struktur. Dimana syarat perbandingan penurunan yang aman yaitu menurut (Flemming, 1922):

$$S_{total} \leq S_{izin}$$

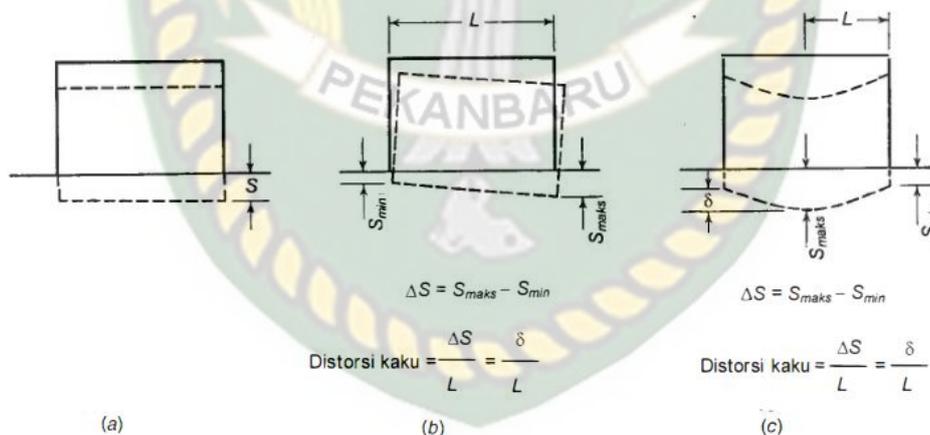
$$S_{izin} = 10\% \cdot D \dots\dots\dots(3.20)$$

Dimana:

D = Diameter tiang

S_{izin} = Penurunan Izin

Beberapa tipe penurunan dapat dilihat dalam Gambar 3.4, gambar tersebut menyajikan penurunan seragam dan penurunan tak seragam.



Gambar 3. 4 Tipe Penurunan (a) Penurunan Seragam (b) Penggulingan (c) Penurunan Tak Seragam

Penurunan tak seragam (*differential settlement*) adalah penurunan terbesar dikurangi penurunan terkecil atau dapat didefinisikan dengan rumus berikut:

$$\Delta S = S_{max} - S_{min} \dots\dots\dots(3.21)$$

Umumnya, penurunan tak seragam lebih membahayakan bangunan dari pada penurunan total. Penurunan tak seragam juga dikarakteristikkan oleh rasio (δ/L). δ merupakan beda penurunan antara dua titik dan L merupakan jarak kedua titik tersebut. Nilai banding tersebut dikenal dengan istilah distorsi kaku (*angular distortion*). Karena penurunan dapat diprediksi, maka dapat diadakan hubungan antara penurunan izin dengan penurunan maksimum. Dapat dilihat pada Tabel 3.11:

Tabel 3. 11 Batas Penurunan Maksimum (Skempton dan Mac Donald, 1955)

Jenis Pondasi	Batas Penurunan Maksimum (mm)
Pondasi terpisah pada tanah lempung	65
Pondasi terpisah pada tanah pasir	40
Pondasi rakit pada tanah lempung	65-100
Pondasi rakit pada tanah pasir	40-65

Hubungan antara tipe masalah struktur dan nilai distorsi kaku (δ/L) dapat dilihat pada Tabel 3.12 berikut:

Tabel 3. 12 Hubungan Tipe Masalah Pada Struktur dan Distorsi Kaku (Bjerrum, 1963)

Tipe masalah	Distorsi kaku (δ/L)
Kesulitan pada mesin yang sensitif terhadap penurunan	1/700
Bahaya pada rangka-rangka dengan diagonal	1/600
Nilai batas untuk bangunan yang tidak diizinkan retak	1/500
Nilai batas dengan retakan pertama diharapkan terjadi pada dinding-dinding panel atau dengan kesulitan terjadi pada <i>overhead crane</i>	1/300
Nilai pada batas penggulingan (miring) bangunan tingkat tinggi dapat terlihat	1/250
Retakan signifikan dalam panel dan tembok. Batasan yang aman untuk dinding tembok fleksibel dengan $h/L < 1/4$ (h = tinggi dinding)	1/150

3.9. Metode Elemen Hingga dengan Program Plaxis 2D

Metode elemen hingga merupakan prosedur perhitungan yang sering digunakan untuk mendapatkan pendekatan dari permasalahan matematis yang muncul pada rekayasa teknik dari metode tersebut yang membuat persamaan matematis dengan berbagai pendekatan dan rangkaian persamaan aljabar yang melibatkan nilai pada titik-titik di bagian yang dievaluasi. Persamaan metode elemen hingga dibuat agar mendapat solusi sebaik mungkin untuk menghindari kesalahan pada hasil akhirnya.

Metode elemen hingga pada rekayasa geoteknik memiliki sedikit perbedaan dengan metode elemen hingga yang digunakan untuk rekayasa struktur, sebab dalam rekayasa geoteknik terjadi interaksi elemen yang memiliki kekakuan yang berbeda. Seperti halnya pondasi dan tanah, dalam menganalisis pondasi dengan metode elemen hingga terdapat perbedaan kekakuan antara dua elemen, yaitu elemen tanah dan elemen struktur atau pondasi.

Salah satu program berbasis metode elemen hingga yang sering digunakan dalam perhitungan geoteknik ialah Plaxis 2D. Program ini melakukan perhitungan berdasarkan metode elemen hingga yang digunakan secara khusus untuk melakukan analisa deformasi dan stabilitas untuk berbagai aplikasi dalam bidang geoteknik (Plaxis, 2012).

Kondisi sesungguhnya dapat dimodelkan dalam regangan bidang maupun secara *axisymetris*. Program ini menerapkan metode antar muka grafis yang mudah digunakan. Program ini terdiri dari empat buah sub program yaitu masukan, perhitungan, keluaran, dan kurva.

Ada tiga pembagian elemen secara garis besar dalam metode elemen hingga, yaitu:

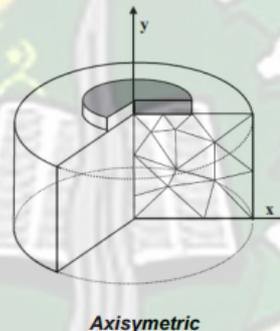
1. 1D (*line element*) digunakan dalam pemodelan *beam element*. *Beam element* menerima momen tahanan (*bending moment*), tegangan normal dan tegangan geser juga.
2. 2D (*plane element*) bentuk elemen 2D yang biasa digunakan adalah *triangular element* (segitiga) dan *quadrilateral element* (segi empat).
3. 3D secara umum elemen-elemen 3D dapat dibedakan menjadi *solid element*, *shell element*, dan *soil-shell element*. Bentuk 3D yang biasa

digunakan adalah *tetrahedral element* (limas segitiga) dan *hexahedral element* (balok).

Analisa metode elemen hingga pada sebuah program memerlukan pemodelan terlebih dahulu. Secara umum pemodelan geometri pada metode elemen hingga dibagi menjadi 3, yaitu:

1. *Axisymmetric*

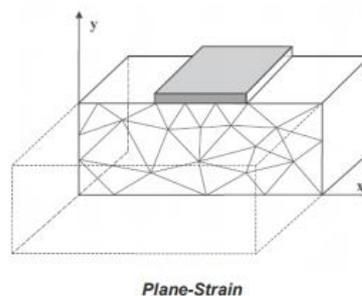
Pemodelan ini digunakan dalam menganalisa struktur atau pemodelan lingkaran yang memiliki potongan radial dan pembebanan seragam terhadap pusat dengan deformasi dan tegangan yang dianggap bernilai sama dengan radialnya. Biasa digunakan untuk analisa tiang pancang tunggal.



Gambar 3. 5 Pemodelan *Axisymmetric*

2. *Plane Strain*

Pemodelan ini biasanya digunakan untuk struktur memanjang dan potongan melintang dengan kondisi tegangan yang seragam. misalnya terowongan, dinding penahan tanah dan saluran drainase, juga dapat digunakan untuk analisa tiang pancang kelompok dengan menghitung idealisasi geometri dan mengasumsikan bahwa barisan kelompok menjadi dinding elemen.



Gambar 3. 6 Pemodelan *Plane strain*

3. Plane stress

Pemodelan ini biasanya digunakan untuk pemodelan portal.

3.9.1. Displacement

Nilai-nilai perpindahan nodal terhadap elemen hingga dapat dianggap sebagai primer. Nilai ini adalah nilai perpindahan pada nodal. Untuk memperoleh nilai-nilai tersebut harus dengan cara menginterpolasikan *displacement* pada nodal dengan menggunakan persamaan *polynomial* (Wihardi, 2015):

$$U(x,y) = a_0 + a_1x + a_2y^2 + a_3x^2 + a_4xy + a_5y^2 \dots\dots\dots (3.22)$$

$$V(x,y) = b_0 + b_1x + b_2y + b_3x^2 + b_4xy + b_5y^2 \dots\dots\dots (3.23)$$

Konstanta a_1, a_2, \dots, a_5 dan b_1, b_2, \dots, b_5 tergantung pada nilai nodal *displacement*. Jika jumlah nodal menjabarkan elemen bertambah maka fungsi interpolasi untuk *polynomial* juga bertambah.

3.9.2. Tegangan

Matrik hubungan antara tegangan (vektor σ) dengan regangan (vektor ϵ) (Wihardi, 2015):

$$\sigma = D \cdot \epsilon \dots\dots\dots (3.24)$$

Untuk kasus elastis isotropik regangan bidang linear matriksnya (Wihardi, 2015):

$$D = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \begin{pmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{pmatrix} \dots\dots\dots (3.25)$$

Dimana:

D : matriks kekakuan material

E : modulus young

V : *poisson ratio*

3.9.3. Regangan

Regangan pada elemen dapat diturunkan dengan menggunakan defiasi standar. Contoh untuk six-node triangle (Wihardi, 2015):

$$\varepsilon_{xx} = \partial u / \partial x = a_1 + 2a_3x + a_4y \dots\dots\dots (3.26)$$

$$\varepsilon_{yy} = \partial v / \partial y = b_2 + b_4x + 2b_5y \dots\dots\dots (3.27)$$

$$\varepsilon_{xy} = (\partial u / \partial y) + (\partial v / \partial x) = (b_1 + a_2) + (a_4 + 2b_3)x + (2a_5 + b_4)y \dots\dots\dots (3.28)$$

Persamaan yang menghubungkan regangan dan nodal *displacement* dituliskan dalam bentuk persamaan matrix (Wihardi, 2015):

$$\varepsilon = B \cdot U_e \dots\dots\dots (3.29)$$

Vektor regangan ε dan vektor nodal *displacement* dihubungkan dengan U_e (Wihardi, 2015):

$$\varepsilon = \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{xy} \end{pmatrix} U_e = \begin{pmatrix} U_1 \\ V_1 \\ V_2 \\ \dots \\ \dots \\ U_6 \\ V_6 \end{pmatrix} \dots\dots\dots (3.30)$$

3.9.4. Teori Mohr-Coulomb

Pemodelan Mohr-coulomb digunakan untuk pendekatan awal terhadap perilaku tanah. Pada pemodelan ini tanah diasumsikan bersifat platis sempurna dengan menetapkan suatu nilai tegangan batas dimana pada titik itu tegangan tidak lagi dipengaruhi oleh regangan. Model ini meliputi lima buah parameter yaitu (Wihardi, 2015): modulus young (E), rasio poisson (ν), kohesi (c), sudut gesek dalam tanah (ϕ) dan sudut dilatasi (ψ).

3.10. Pembebanan

Menurut SNI 1725 2016 mengelompokkan beban menjadi dua kelompok besar, yaitu beban permanen dan transien.

3.10.1. Beban Permanen & Beban Transien

Beban permanen adalah beban yang bersifat tetap meliputi: beban mati komponen struktural dan non struktural jembatan, beban mati perkerasan dan utilitas, gaya horizontal akibat tekanan tanah, gaya-gaya yang terjadi pada struktur jembatan yang disebabkan oleh proses pelaksanaan, termasuk semua gaya yang terjadi akibat kontruksi segmental dan gaya prategang.

Beban transien adalah beban yang bersifat tidak tetap, terdiri atas: gaya susut atau rangkak, gaya rem, gaya sentrifugal, gaya tumbukan kendaraan, gaya gempa, gaya friksi, beban lajur “D”, beban truk “T”, beban pejalan kaki, beban akibat penurunan, gaya akibat temperatur, gaya apung, beban angin, dan beban arus. Secara ringkas beban-beban yang harus diperhitungkan dalam perencanaan jembatan dapat dilihat pada Tabel 3.13 seperti:

Tabel 3. 13 Jenis-Jenis Beban pada Jembatan Menurut SNI 1725 2016

Jenis beban (simbol)	Aksi
Beban mati komponen struktural & non struktural (MS)	Tetap
Beban mati perkerasan dan utilitas (MA)	Tetap
Gaya akibat susut atau rangkak (SH)	Transien
Prategang (PR)	Tetap
Gaya horizontal akibat tekanan tanah (TA)	Tetap
Gaya-gaya yang terjadi pada struktur jembatan akibat proses pelaksanaan (PL)	Tetap
Beban Lajur “D” (TD)	Transien
Beban Truk “T” (TT)	Transien
Gaya Akibat Rem (TB)	Transien
Beban Pejalan Kaki (TP)	Transien
Gaya tumbukan kendaraan (TC)	Transien
Beban akibat penurunan (SE)	Transien
Beban Angin pada Struktur (E_{W_s}) atau kendaraan (E_{W_L})	Transien
Gaya gempa (EQ)	Transien
Gaya Friksi (BF)	Transien

3.10.2. Distribusi Beban “D” dalam Arah Melintang

Beban “D” adalah salah satu beban lalu lintas yang besarnya ditentukan oleh lebar lajur lalu lintas rencana pada jembatan, sehingga sering pula disebut beban lajur “D”. ketentuan jumlah lajur lalu lintas rencana berdasarkan SNI 1725 2016 dapat dilihat pada Tabel 3.14 seperti berikut:

Tabel 3. 14 Jumlah Lajur Lintas Rencana

Tipe Jembatan	Lebar Bersih Jembatan (mm)	Jumlah Lajur Lalu lintas rencana (<i>n</i>)
Satu Lajur	$3000 \leq w < 5250$	1
Dua Arah, tanpa Median	$5250 \leq w < 7500$	2
	$7500 \leq w < 10.000$	3
	$10.000 \leq w < 12.500$	4
	$12.500 \leq w < 15.250$	5
	$w \geq 15.250$	6
Dua Arah, dengan median	$5500 \leq w \leq 8000$	2
	$8250 \leq w \leq 10.750$	3
	$11.000 \leq w \leq 13.500$	4
	$13.750 \leq w \leq 16.250$	5
	$w \geq 16.500$	6
Catatan : untuk jembatan tipe lain, jumlah lajur lalu lintas harus ditentukan oleh instansi yang berwenang		
Catatan : lebar jalur kendaraan adalah jarak minimum antara kerb atau rintangan untuk satu arah atau jarak antara kerb atau rintangan atau median untuk banyak arah.		

Beban lajur “D” terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang digabungkan dengan beban garis (BGT) seperti terlihat pada Gambar 3.7. Beban terbagi rata (BTR) mempunyai intensitas q kPa dengan besaran q tergantung pada panjang total yang dibebani L , seperti:

$$\text{Jika } L \leq 30\text{m} : q = 9,0 \text{ kPa} \dots\dots\dots (3.31)$$

$$\text{Jika } L > 30\text{m} : q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa} \dots\dots\dots (3.32)$$

Keterangan:

Q = intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan (kPa)

L = panjang bentang jembatan yang dibebani (meter)

terbesar pada arah memanjang jembatan. Adapun faktor beban “T” seperti terlihat pada Tabel 3.15 berikut:

Tabel 3. 15 Faktor Beban Untuk Beban “T”

Tipe Beban	Jembatan	Faktor beban	
		Keadaan Batas Layan (γ_n^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_n^U)
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

Posisi dan distribusi beban truk “T” dalam arah melintang jembatan dilakukan dengan cara menempatkan beban truk “T” ditengah-tengah lajur lalu lintas rencana.

3.10.4. Beban Fatik

Frekuensi beban fatik harus diambil sebesar Lalu Lintas Harian (LHR) untuk satu lajur lalu lintas rencana. Frekuensi ini harus digunakan untuk semua komponen jembatan, juga untuk komponen jembatan yang memikul jumlah truk yang lebih sedikit. Jika tidak ada informasi yang lebih lengkap dan akurat, maka perencana dapat menentukan jumlah truk harian rata-rata untuk satu lajur sebagai berikut:

$$LHR_{SL} = p_t \times LHR \dots\dots\dots (3.33)$$

Keterangan:

LHR adalah jumlah truk rata-rata per hari dalam satu arah selama umur rencana

LHR_{SL} adalah jumlah truk rata-rata per hari dalam satu lajur selama umur rencana

p_t adalah fraksi truk dalam satu lajur sesuai Tabel 3.16

Tabel 3. 16 Fraksi Lalu Lintas Truk Pada Satu Lajur

Jumlah lajur truk	P_t
1	1,00
2	0,85
3 atau lebih	0,80

3.10.5. Beban Angin

SNI 1725 2016 mengasumsikan angin rencana dengan kecepatan dasar (V_a) sebesar 90 hingga 126 km/jam. Beban angin harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terekspos oleh angin. Luas area yang diperhitungkan merupakan luas area dari semua komponen, termasuk sistem lantai dan railing yang diambil tegak lurus terhadap arah angin. Arah ini harus divariasikan untuk mendapatkan pengaruh yang paling berbahaya terhadap struktur jembatan atau komponen-komponennya.

Jembatan dengan elevasi lebih tinggi dari 10 m di atas permukaan tanah atau permukaan air, kecepatan angin rencana V_{DZ} harus dihitung dengan persamaan ..

$$V_{DZ} = 2,5 \cdot V_o \left[\frac{V_{10}}{V_B} \right] \cdot \ln \left[\frac{Z}{z_0} \right] \dots\dots\dots (3.34)$$

Keterangan:

V_{DZ} adalah kecepatan angin rencana pada elevasi rencana, Z (km/jam)

V_{10} adalah kecepatan angin pada elevasi 10m di atas permukaan air rencana (km/jam)

V_B adalah kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1m yang akan menghasilkan tekanan

V_o adalah kecepatan angin rencana pada elevasi rencana, Z(km/jam)

V_D adalah kecepatan gesekan angin yang merupakan karakteristik meteorologi, untuk berbagai macam tipe permukaan di hulu jembatan (km/jam)

Z_0 adalah panjang gesekan di hulu jembatan yang merupakan karakteristik meteorologi

Z adalah elevasi struktur yang diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung ($Z > 10\text{m}$)

Tabel 3. 17 Nilai V_0 dan Z_0 Terhadap Kondisi Permukaan Hulu (SNI 2016)

Kondisi	Lahan Terbuka	Sub Urban	Kota
V_0 (km/jam)	13,2	17,6	19,3
Z_0 (mm)	70	1000	2500

3.10.6. Beban Gempa

Saat terjadi gempa, jembatan harus direncanakan memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh dan mengalami kerusakan signifikan, sehingga jembatan dapat berfungsi dengan baik pasca gempa. Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal, sebagai berikut:

$$E_Q = C_{SM}/R_d \cdot E_t \dots\dots\dots (3.35)$$

Keterangan:

E_Q adalah gaya gempa horizontal statis (kN)

C_{SM} adalah koefisien respons gempa elastis

R_d adalah faktor modifikasi respons

E_t adalah berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN)

Koefisien respons gempa elastis C_{SM} diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan sesuai dengan daerah gempa dan periode ulang rencana. Koefisien percepatan yang diperoleh berdasarkan peta gempa dikalikan dengan suatu faktor amplifikasi sesuai dengan keadaan tanah sampai kedalaman 30 m di bawah struktur jembatan.

3.10.7. Kombinasi Beban

Faktor beban harus dipilih sedemikian rupa untuk menghasilkan kondisi ekstrem akibat beban yang bekerja. Untuk setiap kombinasi pembebanan harus diselidiki kondisi ekstrem maksimum dan minimum. Dalam kombinasi

pembebanan dimana efek salah satu gaya mengurangi efek gaya yang lain, maka harus digunakan faktor beban terkurangi untuk gaya yang mengurangi tersebut.

Untuk beban permanen, harus dipilih faktor beban yang menghasilkan kombinasi pembebanan kritis. Jika pengaruh beban permanen adalah meningkatkan stabilitas atau kekuatan komponen jembatan, maka perencana harus memperhitungkan pengaruh faktor beban terkurangi (minimum). Berikut kombinasi beban yang harus ditinjau menurut SNI 1725 2016:

- a. Kuat I merupakan kombinasi pembebanan yang memperhitungkan gaya-gaya yang timbul pada jembatan dalam keadaan normal tanpa memperhitungkan beban angin. Pada kombinasi ini semua gaya nominal yang terjadi dikalikan dengan faktor beban yang sesuai.
- b. Kuat II merupakan kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan penggunaan jembatan untuk memikul beban kendaraan khusus yang ditentukan pemilik tanpa memperhitungkan beban angin.
- c. Kuat III merupakan kombinasi pembebanan dengan jembatan dikenai beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.
- d. Kuat IV merupakan kombinasi pembebanan untuk memperhitungkan kemungkinan adanya rasio beban mati dengan beban hidup yang besar.
- e. Kuat V merupakan kombinasi pembebanan berkaitan dengan operasional normal jembatan dengan memperhitungkan beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.
- f. Ekstrem I merupakan kombinasi pembebanan gempa, faktor beban hidup yang mempertimbangkan bekerjanya beban hidup pada saat gempa berlangsung harus ditentukan berdasarkan kepentingan jembatan.
- g. Ekstrem II merupakan kombinasi pembebanan yang meninjau kombinasi antara beban hidup terkurangi dengan beban yang timbul akibat tumbukan kapal, tumbukan kendaraan, banjir atau beban hidrolika lainnya, kecuali untuk kasus pembebanan akibat banjir tidak boleh dikombinasikan dengan beban akibat tumbukan kendaraan dan tumbukan kapal.

- h. Layan I merupakan kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan operasional jembatan dengan semua beban mempunyai nilai nominal serta memperhitungkan adanya beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam. Kombinasi digunakan untuk mengontrol lendutan serta lebar retak.
- i. Layan II merupakan kombinasi pembebanan yang dituukan untuk mencegah terjadinya pelelehan pada struktur baja dan selip pada sambungan akibat beban kendaraan.
- j. Layan III merupakan kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada arah memanjang jembatan beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak dan tegangan utama tarik pada bagian badan dari jembatan beton segmental.
- k. Layanan IV merupakan kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada kolom beton pratekan dengan tujuan mengontrol besarnya retak.
- l. Fatik merupakan kombinasi beban fatik dan fraktur sehubungan dengan umur fatik akibat induksi beban yang waktunya tak terbatas.

Jika komponen pracetak dan prategang digunakan dan dikombinasikan dengan balok baja, pengaruh dari hal-hal berikut harus diperhitungkan sebagai beban konstruksi (PL) :

- a. Friksi antara dek pracetak dan balok baja jika penarikan *strand* longitudinal pada pelat pacetak dilakukan sebelum pelat disatukan dengan balok menjadi penampang komposit.
- b. Gaya induksi pada balok baja dan *shear connector* jika penarikan tendon/*strand longitudinal* pada pelat pracetak dilakukan setelah dek disatukan dengan balok menjadi penampang komposit.
- c. Pengaruh adanya rangkai dan susut yang berbeda pada balok baja dan pelat beton.
- d. Pengaruh efek *Poisson* yang berbeda pada balok baja dan pelat beton.

Faktor beban γ_{EQ} untuk beban hidup pada keadaan batas ekstrem I harus ditentukan berdasarkan kondisi spesifik jembatan. Sebagai pedoman dapat digunakan faktor γ_{EQ} sebagai berikut:

$\gamma_{EQ} = 0,5$ (jembatan sangat penting)

$\gamma_{EQ} = 0,3$ (jembatan penting)

$\gamma_{EQ} = 0$ (jembatan standar)



Dokumen ini adalah Arsip Miik :

Perpustakaan Universitas Islam Riau

Tabel 3. 18 Kombinasi Beban dan Faktor Beban (SNI 1725 : 2016)

KOMBINASI	Beban Mati (Sendiri)		Beban Mati Tambahan	PR Prategang	TT Truk	TB Rem	TP Pejalan Kaki	TD Lajur	EQ Gempa	EW (Angin)	
	Beton PRA	Beton Cor								EWS Struktur	EWL Kendaraan
Kuat I	1,2	1,3	2	0,5	1,4	1,8	1,8	1,8	-	-	-
Kuat II	1,2	1,3	2	0,5	1,4	1,4	1,4	1,4	-	-	-
Kuat III	1,2	1,3	2	0,5	-	-	-	-	-	1,4	-
Kuat IV	1,2	1,3	2	0,5	-	-	-	-	-	-	-
Kuat V	1,2	1,3	2	0,5	-	-	-	-	-	0,4	1
Ekstrem I	1,2	1,3	2	0,5	0,3	0,3	0,3	0,3	1	-	-
Ekstrem II	1,2	1,3	2	0,5	-	-	-	-	-	-	-
Layan I	1	1	1	1	1	1	1	1	-	0,3	1
Layan II	1	1	1	1	1,3	1,3	1,3	1,3	-	-	-
Layan III	1	1	1	1	0,8	0,8	0,8	0,8	-	-	-
Layan IV	1	1	1	1	-	-	-	-	-	0,7	-
Fatik	-	-	-	-	0,75	0,75	0,75	0,75	-	-	-

BAB IV METODE PENELITIAN

4.1. Lokasi Proyek Penelitian

Pada penelitian ini lokasi dari objek yang diteliti berada pada Proyek Pembangunan *Overpass* STA 58+250 Jalan Tol Ruas Dumai-Pekanbaru Seksi 4, Kandis Utara – Duri Selatan. Peta lokasi objek penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 4.1.



Gambar 4. 1 Lokasi Penelitian *Overpass* STA 58+250 (PT. Utama Karya Infrastruktur, 2018)

4.2. Data Umum Proyek

Adapun data umum Proyek Pembangunan *Overpass* STA 58+250 (Jalan Tol Ruas Pekanbaru-Dumai Seksi 4) sebagai berikut:

1. Nama proyek : Pembangunan Jalan Tol Ruas Pekanbaru-Dumai Seksi 4

2. Fungsi bangunan : Jembatan *Overpass*
3. Lokasi proyek : Kandis Utara-Duri Selatan
4. Pemilik proyek : Kementrian Pekerjaan Umum
5. Kontraktor pelaksana : PT. Hutama Karya Infrastruktur
6. Status : Proyek Pemerintah

4.3. Tahapan Pelaksanaan Penelitian

Pelaksanaan penelitian ini ditampilkan dalam bentuk laporan penelitian dengan beberapa tahapan sebagai berikut:

1. Persiapan

Pada tahap ini peneliti melakukan persiapan seperti mencari buku dan tugas akhir terdahulu yang berkaitan dengan tugas akhir ini sebagai acuan penyelesaian tugas akhir ini.

2. Pengumpulan data

Dalam penelitian ini menggunakan data sekunder yang didapat dari kontraktor PT. Hutama Karya Infrastuktur, berupa: Laporan penyelidikan tanah (SPT), Gambar struktur dan hasil PDA *test*.

3. Analisa data

Setelah data yang dibutuhkan didapatkan maka analisa data yang dilakukan adalah:

- a. Menentukan klasifikasi tanah dengan data SPT.
- b. Menghitung beban maksimum yang bekerja pada *pile cap* menggunakan *software* MIDAS dan kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1725 2016, kemudian menghitung beban yang didistribusikan ke masing-masing tiang pancang dengan kombinasi beban vertikal dan momen dua arah.
- c. Menghitung penurunan pondasi tiang pancang secara manual menggunakan metode penurunan elastis tiang untuk tiang tunggal dan metode Vesic untuk tiang kelompok.
- d. Menghitung penurunan pondasi tiang pancang menggunakan metode elemen hingga 2D dengan *software* Plaxis 2D model material tanah yang digunakan yaitu model Mohr-Coloumb. Untuk tiang pancang

tunggal pemodelan plaxisnya yaitu aksisimetri, model material tiang pancang tiang linear elastis dan tipe material tiangnya non porous, sedangkan untuk tiang pancang kelompok pemodelan plaxisnya yaitu dengan *plane strain* dengan model tiang menggunakan *plate*.

e. Melakukan perbandingan hasil analisis penurunan pondasi dengan penurunan izin yang ditentukan dan data tes PDA, lalu mengambil kesimpulan dari hasil perhitungan.

4. Hasil dan Pembahasan

Setelah analisa perhitungan selesai maka diperoleh data yang diinginkan, dalam penelitian ini peneliti memasukkan hasil yang didapat dalam bentuk tabel.

5. Kesimpulan

sebagai penutup dari penelitian yang dibuat berdasarkan hasil yang diperoleh dari proses analisa dan pembahasan juga perbandingan dengan penurunan izin dan hasil PDA *test*.

Tahapan-tahapan pelaksanaan penelitian dapat dilihat seperti Gambar 4.2 sebagai berikut:

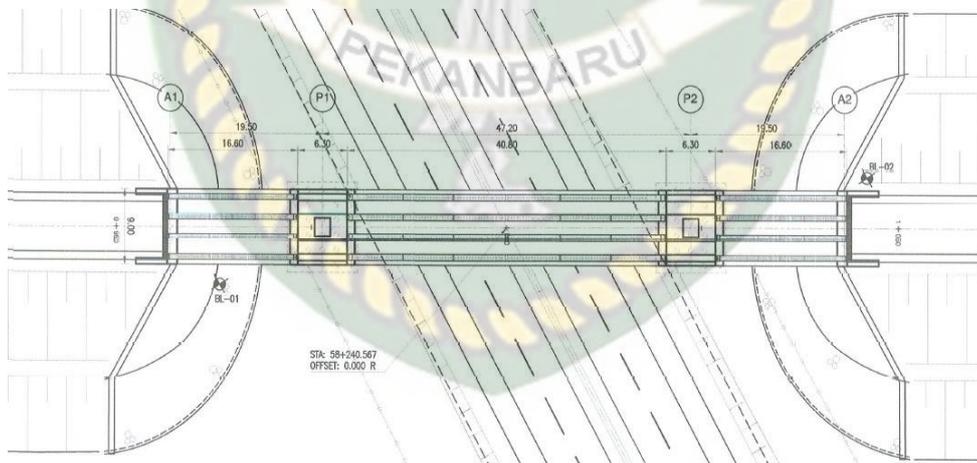


Gambar 4. 2 Tahapan Pelaksanaan Penelitian

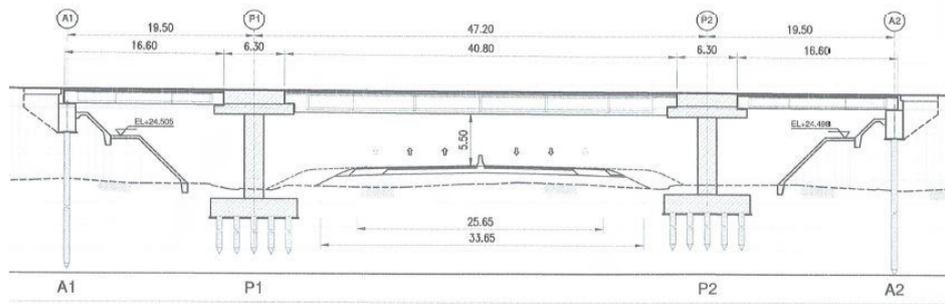
BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1. Deskripsi Umum

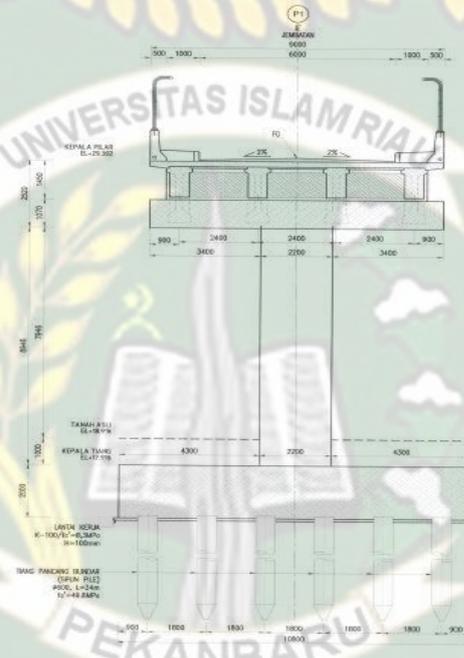
Objek dalam penelitian ini adalah pilar 1 pada jembatan *Overpass* STA 58+250 yang merupakan bagian dari Proyek Jalan Tol Pekanbaru-Dumai Seksi 4. Pondasi yang digunakan pada pilar 1 *Overpass* STA 58+250 merupakan jenis pondasi tiang pancang yang berjumlah 30 tiang dengan diameter 60 cm, pondasi ini dipancang menggunakan *diesel hammer*. Penyelidikan tanah yang digunakan pada lokasi pembangunan ialah dengan metode *Standard Penetration Test* (SPT). Penelitian ini dilakukan untuk menentukan penurunan yang terjadi pada pondasi yang menerima beban dari bangunan yang berada di atasnya dan menghitung beban yang bekerja dan diterima oleh pondasi menggunakan *software* MIDAS berdasarkan data gambar struktur seperti pada Gambar 5.1, Gambar 5.2, Gambar 5.3, Gambar 5.4, dan peraturan pembebanan SNI 1725 2016.



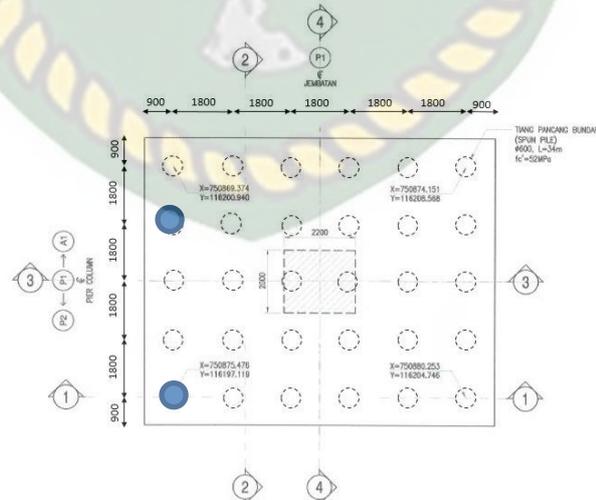
Gambar 5. 1 Denah Jembatan STA 58+250 Jalan Tol Pekanbaru-Dumai (PT Utama Karya Infrastruktur, 2019)



Gambar 5. 2 Bentuk Profil Memanjang Jembatan *Overpass* STA 58+250 Jalan Tol Pekanbaru-Dumai (PT Hutama Karya Infrastruktur, 2019)



Gambar 5. 3 Potongan Pilar 1 (PT Hutama Karya Infrastruktur, 2019)



Gambar 5. 4 Denah Pondasi pada Pilar 1 (PT Hutama Karya Infrastruktur, 2019)

Data teknis Struktur Jembatan *Overpass* STA 58+250 Ruas Jalan Tol Pekanbaru-Dumai Seksi 4 adalah sebagai berikut:

1. Nama Bangunan : Jembatan *Overpass* STA 58+250 Jalan Tol Ruas Pekanbaru-Dumai Seksi 4
2. Tipe Jembatan : Beton Prategang (*Prestressed Concrete Bridge*)
3. Lebar Jembatan : 9,00 m
4. Panjang Jembatan : 86,2 m
5. Jumlah *Abutment* : 2
6. Jumlah Pilar : 2
7. Mutu Beton $F'c$: 49,8 Mpa

Data-data teknis ini diperlukan sebelum memodelkan tiang pancang, untuk analisa pada perhitungan penurunan tiang tunggal baik secara manual maupun program Plaxis 2D, maka data yang digunakan disajikan pada Tabel 5.1 sebagai berikut:

Tabel 5. 1 Data Tiang Pancang Tunggal

No.	Keterangan	Nilai
1	Nomor Tiang	7 dan 25
2	Jenis Pondasi	Tiang Pancang
3	Diameter Tiang	0,6 m
4	Panjang Tiang	34 m
5	Luas Penampang	0,283 m ²
6	Modulus Elastisitas	33.234.018 kN/m ²
7	Momen Inersia	0,00636 m ⁴
8	EA (Kekakuan Normal)	9.373.130,97 kN/m
9	EI (Kekakuan Lentur)	210.945, 198 kNm ² /m
10	Angka Poisson	0,2

Untuk data tiang pancang kelompok yang diinput kedalam Plaxis 2D, memerlukan hitungan idealisasi geometri terlebih dahulu, maka data yang dapat disajikan adalah sebagai berikut:

Tabel 5. 2 Hasil Idealisasi Geometri Metode *Plane Strain*

Input Parameter	Pondasi	Pile cap
Kekakuan Normal (EA) (kN/m)	1.874.626,194	66.468.036
Kekakuan Lentur (EI) (kNm ² /m)	42.189,039	22.156.012,001
Berat (w) (kN/m/m)	1,358	48

5.2. Hasil Klasifikasi Jenis Tanah

Pengklasifikasian jenis tanah pada titik SPT untuk mengetahui jenis tanah dan konsistensi tanah tersebut, diperkirakan jenis tanah yang dapat dilihat pada Tabel 5.3 sebagai berikut:

Tabel 5. 3 Klasifikasi Jenis Tanah Berdasarkan Data SPT

Kedalaman	Jenis Tanah dan Kepadatan	N-SPT	
0.00-2.00	Lempung Berpasir, Sedang	5	
2.00-4.00		4	
4.00-6.00	Lempung Berpasir, Kaku	12	
6.00-8.00	Pasir, Sedang	20	
8.00-10.00		17	
10.00-12.00	Pasir, Lepas	8	
12.00-14.00	Pasir, Sedang	17	
14.00-16.00		20	
16.00-18.00		21	
18.00-20.00		22	
20.00-22.00		18	
22.00-24.00		23	
24.00-26.00		17	
26.00-28.00		Lempung Berlanau, Kaku	14
28.00-30.00			14
30.00-32.00		Lempung Berlanau, Sangat Kaku	16
32.00-34.00	25		
34.00-36.00	30		
36.00-38.00	35		

38.00-40.00		37
40.00-42.00	Pasir, Padat	40
42.00-45.00		45

5.3. Hasil Analisa Parameter Tanah Untuk Input Pada Plaxis 2D

Hasil analisa parameter tanah yang digunakan pada Plaxis 2D didapat hasil seperti pada Tabel 5.4 . Untuk penjelasan mengenai parameter tanah yang digunakan dapat dilihat pada Lampiran A-31.

Tabel 5. 4 Parameter tanah yang digunakan pada Plaxis 2D

Parameter Tanah	Tanah dan Kepadatan						
	Lempung Berpasir		Pasir			Lempung Lanau	
	Sedang	Kaku	Lepas	Padat	Sedang	Kaku	Sangat Kaku
Berat Isi Tanah Jenuh Air (γ_{sat}) kN/m ³	19,8	20,5	17,9	20,9	19,1	20,5	21,6
Berat Isi Tanah Kering (γ_{unsat}) kN/m ³	18,6	17,8	14,3	17,5	18,2	17,8	18,9
Poisson Ratio (μ)	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,35	0,35
Modulus Elastisitas (E)	3×10^4	9×10^3	1×10^4	2×10^4	1×10^4	9×10^3	1×10^4
Permeabilitas Arah X (kx) (Cm/Det)	864×10^{-6}	864×10^{-6}	8,64	0,864	8,64	864×10^{-6}	864×10^{-6}
Permeabilitas Arah Y (ky) (Cm/Det)	864×10^{-6}	864×10^{-6}	8,64	0,864	8,64	864×10^{-6}	864×10^{-6}

Sudut Geser Dalam (ϕ)	35	40	30	40	35	40	45
Kohesi (C) (kN/m ³)	25	50	1	1	1	50	100
Sudut Dilatasi (Ψ)	4	10	0	10	5	10	15

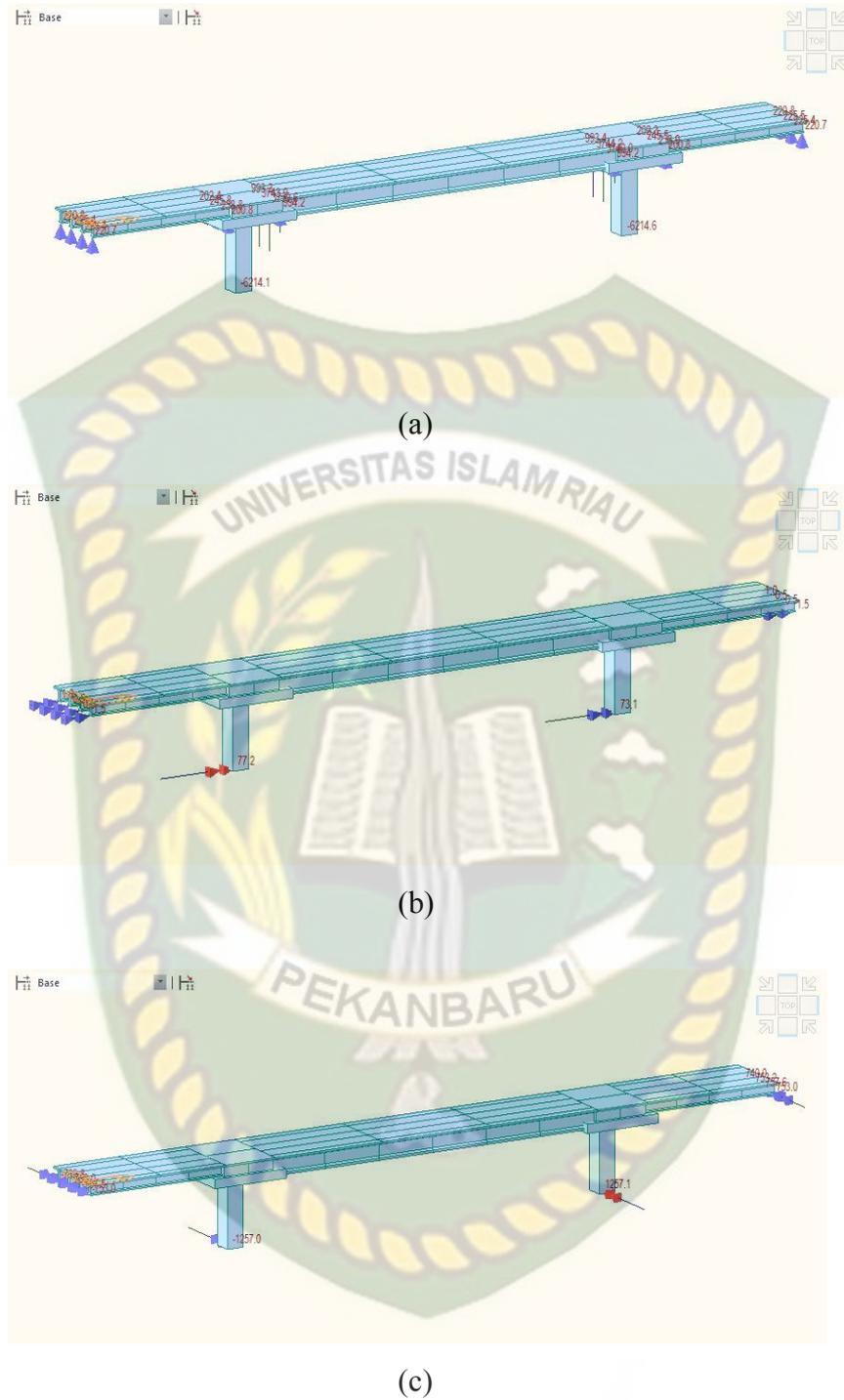
5.4. Hasil Analisa Beban yang Bekerja

Analisa beban aksial, beban lateral dan momen yang disalurkan terhadap pondasi tiang pancang menggunakan bantuan *software* MIDAS. Perhitungan beban meliputi beban mati, beban hidup, beban angin, beban gempa dan beban kombinasi berdasarkan SNI 1725 2016. Hasil analisa beban maksimum pada *pile cap* pada pilar 1 *overpass* STA 58+250 seksi 4 dapat dilihat pada Lampiran A-20 dan Tabel 5.5:

Tabel 5. 5 Hasil Beban Maksimal Pada *Pile Cap* Pilar 1

Titik	Beban lateral		Beban aksial	Momen	
	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN.m)	MY (kN.m)
P1	3744,9	155,3	62141,3	771,6	12569,8

Data pada Tabel 5.5 di atas merupakan hasil analisa *software* MIDAS, didapatkan beban aksial maksimum sebesar 62141,3 kN dan beban lateral sebesar 3744,9 kN dan 155,3 kN. Untuk lebih jelas dapat dilihat pada Gambar 5.5 seperti berikut:



Gambar 5.5 Hasil Beban Maksimal Pada *Pile* Pilar 1

(a) Beban Vertikal (FZ)

(b) Momen (MX)

(c) Momen (MY)

Dari hasil pembebanan menggunakan Midas pada pilar 1, maka didapatkan nilai beban yang bekerja pada *pile cap* adalah sebagai berikut:

$$F_z = 62141,3 \text{ kN}$$

$$M_x = 771,6 \text{ kNm}$$

$$M_y = 12569,8 \text{ kNm}$$

Maka dilakukan pendistribusian beban untuk mengetahui beban yang bekerja pada masing-masing tiang. Hasil distribusi pembebanan dapat dilihat pada tabel 5.6. Untuk perhitungan distribusi pembebanan dapat dilihat pada Lampiran A-21.

Tabel 5. 6 Hasil Distribusi Pembebanan Pada Masing-Masing Tiang Pancang

NO TIANG	Pi (kN)	NO TIANG	Pi (kN)
1	1886,14	16	2111,28
2	1965,95	17	2191,09
3	2045,76	18	2270,90
4	2125,57	19	1864,71
5	2205,38	20	1944,52
6	2285,19	21	2024,33
7	1879,00	22	2104,14
8	1958,81	23	2183,94
9	2038,62	24	2263,75
10	2118,43	25	1857,57
11	2198,23	26	1937,38
12	2278,04	27	2017,18
13	1871,86	28	2096,99
14	1951,66	29	2176,80
15	2031,47	30	2256,61

Keterangan: Pi (kN) : Beban Aksial

5.5. Hasil Analisa Penurunan Tiang Pancang Tunggal

Analisa penurunan pondasi tiang pancang tunggal pada pilar 1 *overpass* STA 58+250 seksi 4 menggunakan metode penurunan elastik tiang tunggal

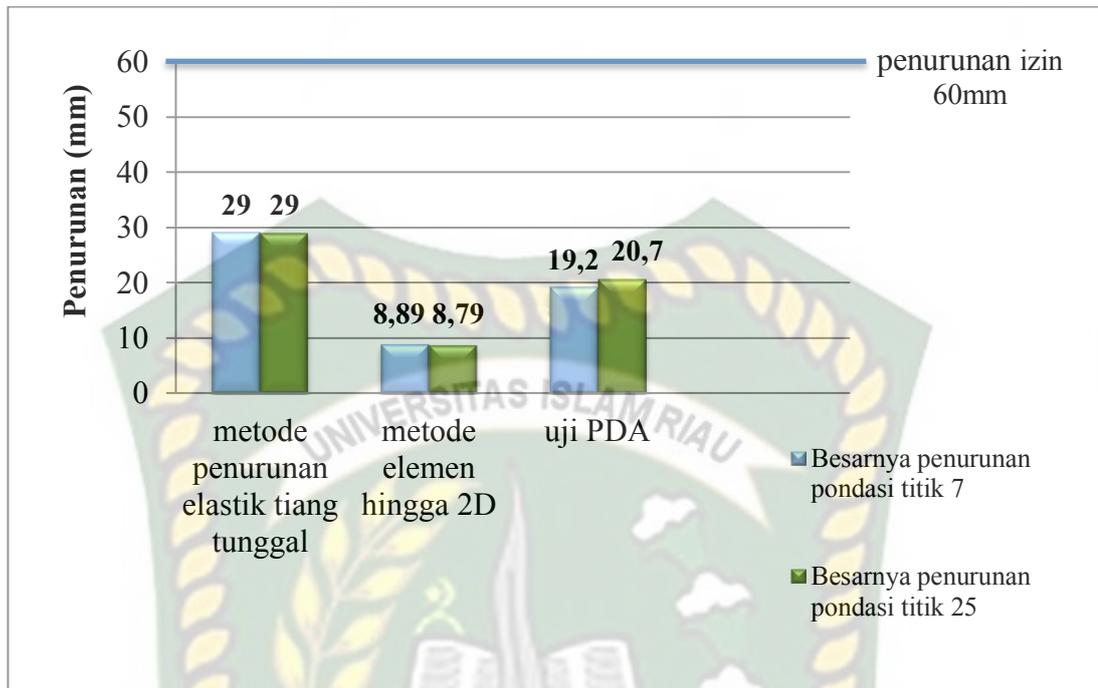
seperti pada pers 3.9 dan metode elemen hingga 2D dengan plaxis 2D untuk tiang tunggal menggunakan pemodelan aksisimetri. Hasil perhitungannya dapat dilihat pada Tabel 5.7 sebagai berikut:

Tabel 5. 7 Penurunan Pondasi Tiang Pancang Tunggal

Titik pondasi	Metode penurunan elastik tiang tunggal (mm)	MEH 2D (mm)	Hasil penurunan uji PDA (mm)
7	29	8,89	19,2
25	29	8,79	20,7

Dari hasil Tabel 5.7 penurunan pada pondasi tiang pancang tunggal pilar 1 *overpass* STA 58+250 seksi 4 menggunakan metode penurunan elastik tiang tunggal pada tiang pancang nomor 7 didapatkan sebesar 29 mm dan pada tiang pancang nomor 25 sebesar 29mm. Penurunan dengan menggunakan metode elemen hingga 2D untuk pondasi tiang pancang nomor 7 didapatkan sebesar 8,89 mm dan untuk tiang pancang nomor 25 didapatkan sebesar 8,79 mm.

Berdasarkan hasil Tabel 5.7 maka dapat disajikan secara grafik analisa penurunan pondasi tiang pancang tunggal untuk titik pondasi nomor 7 dan 25 dengan penurunan izin sebesar 60mm dapat dilihat pada Gambar 5.6 sebagai berikut:



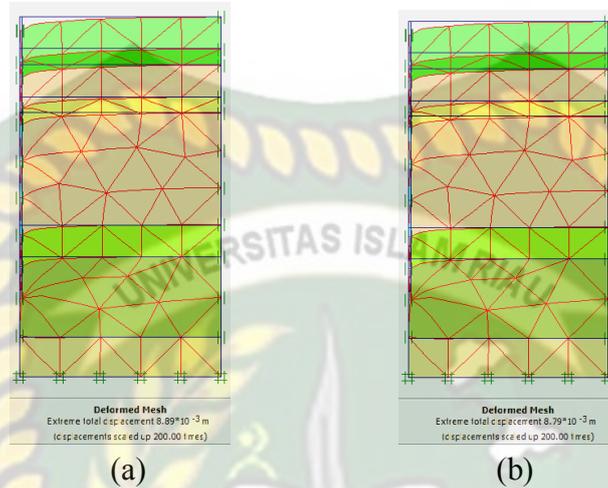
Gambar 5. 6 Grafik Perbandingan Penurunan Tiang Pancang Titik 7 Dan 25

Dari Gambar 5.6 nilai penurunan pondasi tiang pancang tunggal nomor 7 dan 25 pada pilar 1 *overpass* STA 58+250 seksi 4 adalah sebagai berikut:

1. Pada metode penurunan elastik tiang tunggal didapat nilai penurunan pada tiang pancang nomor 7 adalah sebesar 29 mm dan pada tiang pancang nomor 25 adalah sebesar 29 mm.
2. Pada metode elemen hingga 2D didapat nilai penurunan pada tiang pancang nomor 7 adalah sebesar 8,89 mm dan pada tiang pancang nomor 25 adalah sebesar 8,79 mm.

Berdasarkan grafik diatas dapat terlihat bahwa nilai penurunan tiang pancang nomor 7 dan 25 untuk metode penurunan elastis tiang tunggal dan metode elemen hingga 2D memenuhi syarat yang diizinkan.

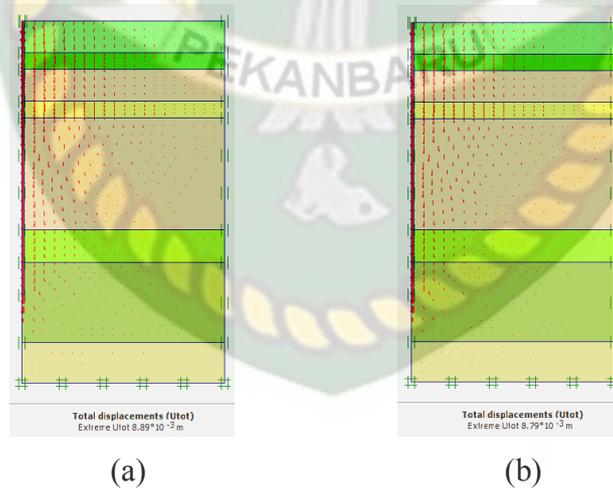
Dari hasil analisa metode elemen hingga 2D menggunakan plaxis 2D juga menunjukkan hasil deformasi dan tegangan geser efektif yang dapat dilihat pada Gambar 5.7 dan 5.8 berikut ini:



Gambar 5. 7 Deformasi yang Terjadi pada Tanah di sekitar:

(a) pondasi nomor 7 sebesar 8,89 mm

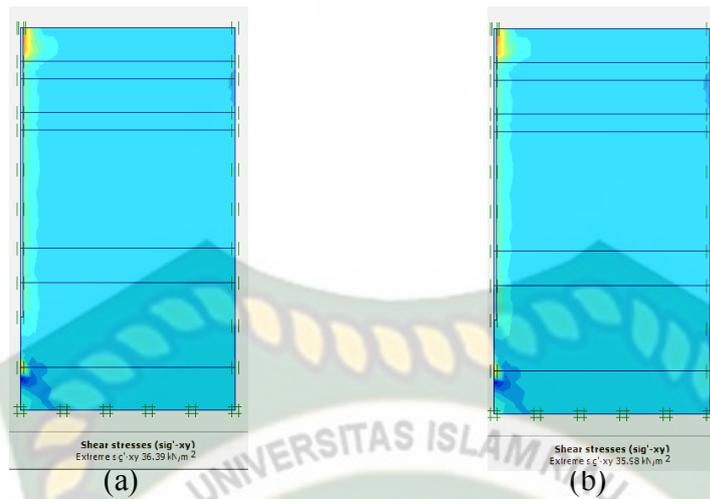
(b) pondasi nomor 25 sebesar 8,79 mm



Gambar 5. 8 Displacement yang Terjadi Sebesar:

(a) pondasi nomor 7 sebesar 8,89 mm

(b) pondasi nomor 25 sebesar 8,79 mm



Gambar 5. 9 Tegangan Geser yang Terjadi Pada:

(a) pondasi nomor 7 sebesar 36,39 kN/m²

(b) pondasi nomor 25 sebesar 35,98 kN/m²

Berdasarkan hasil analisis penurunan dengan menggunakan *software* plaxis 2D seperti yang terlihat pada gambar di atas, nilai penurunan pada tiang pancang tunggal nomor 7 adalah 8,89 mm, untuk nomor 25 adalah 8,79 mm dan tegangan geser yang terjadi pada tiang pancang tunggal nomor 7 adalah sebesar 36,39 kN/m², untuk nomor 25 adalah sebesar 35,98 kN/m².

5.6. Hasil Analisa Penurunan Tiang Kelompok

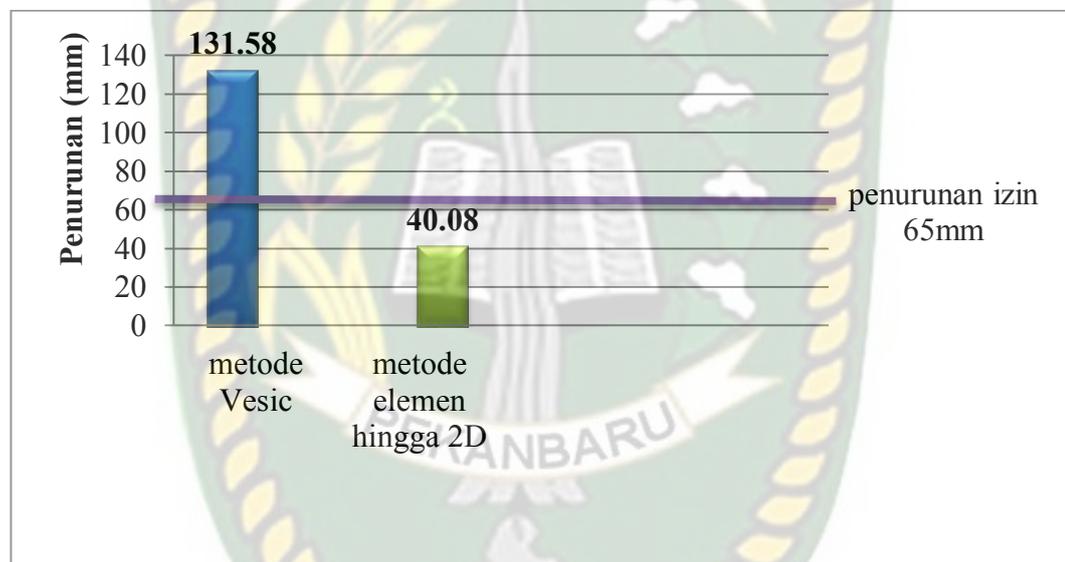
Analisa penurunan pondasi tiang pancang kelompok pada pilar 1 *overpass* STA 58+250 seksi 4 menggunakan metode Vesic dengan rumus seperti pers 3.13 dan metode elemen hingga 2D dengan plaxis 2D untuk tiang kelompok menggunakan pemodelan *plane strain*. Hasil perhitungannya dapat dilihat pada Tabel 5.8 sebagai berikut:

Tabel 5. 8 Penurunan Pondasi Tiang Pancang Kelompok

Metode Vesic (mm)	MEH 2D (mm)
131,58	44,08

Dari hasil Tabel 5.8 penurunan pada pondasi tiang pancang kelompok pilar 1 *overpass* STA 58+250 seksi 4 menggunakan metode Vesic penurunan yang didapatkan sebesar 131,58 mm. Penurunan dengan menggunakan metode elemen hingga 2D untuk pondasi tiang pancang kelompok didapatkan sebesar 44,08 mm.

Berdasarkan hasil Tabel 5.8 maka dapat disajikan secara grafik analisa penurunan pondasi tiang pancang kelompok untuk pondasi pada pilar 1 dengan penurunan izin sebesar 65 mm dapat dilihat pada Gambar 5.9 sebagai berikut:



Gambar 5. 10 Grafik Perbandingan Penurunan Pondasi Tiang Pancang Kelompok Dengan Metode Penurunan Elastik Tiang Kelompok Dan Metode Elemen Hingga 2D

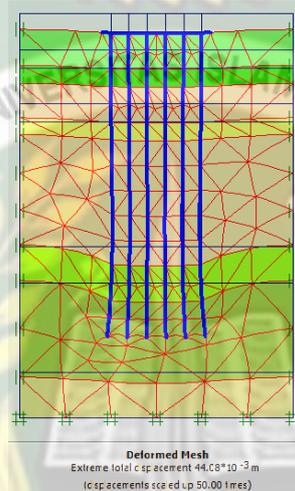
Dari Gambar 5.9 nilai penurunan pondasi tiang pancang kelompok pada pilar 1 *overpass* STA 58+250 seksi 4 adalah sebagai berikut:

1. Pada metode penurunan elastik tiang kelompok didapat nilai penurunannya adalah sebesar 131,58 mm
2. Pada metode elemen hingga 2D didapat nilai penurunan pada tiang pancang kelompok adalah sebesar 44,08 mm.

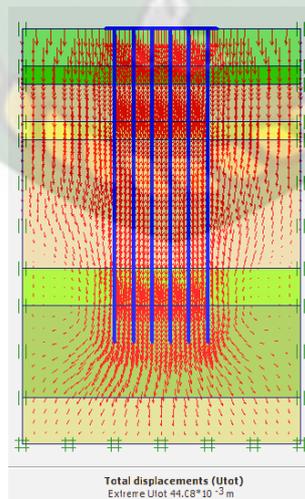
Berdasarkan grafik diatas dapat terlihat bahwa nilai penurunan tiang pancang kelompok untuk metode penurunan elastik tiang kelompok tidak

memenuhi syarat yang diizinkan dan metode elemen hingga 2D memenuhi syarat yang diizinkan.

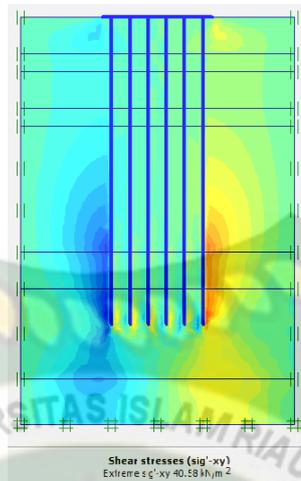
Dari hasil analisa metode elemen hingga 2D menggunakan plaxis 2D juga menunjukkan hasil deformasi dan tegangan geser efektif yang dapat dilihat pada Gambar 5.10, 5.11 dan 5.12 sebagai berikut:



Gambar 5. 11 Deformasi yang Terjadi pada Tanah di sekitar adalah sebesar 44,08 mm



Gambar 5. 11 *Displacement* yang Terjadi pada Tanah di sekitar adalah sebesar 44,08 mm



Gambar 5. 12 Tegangan Geser yang Terjadi Pada
Tiang Pancang Kelompok Sebesar 97,03 kN/m²

Berdasarkan hasil analisis penurunan dengan menggunakan *software* plaxis 2D seperti yang terlihat pada gambar di atas, nilai penurunan pada tiang pancang kelompok yang didapat adalah sebesar 44,08 mm dan tegangan geser yang terjadi adalah sebesar 97,03 kN/m².

BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN

6.1. Kesimpulan

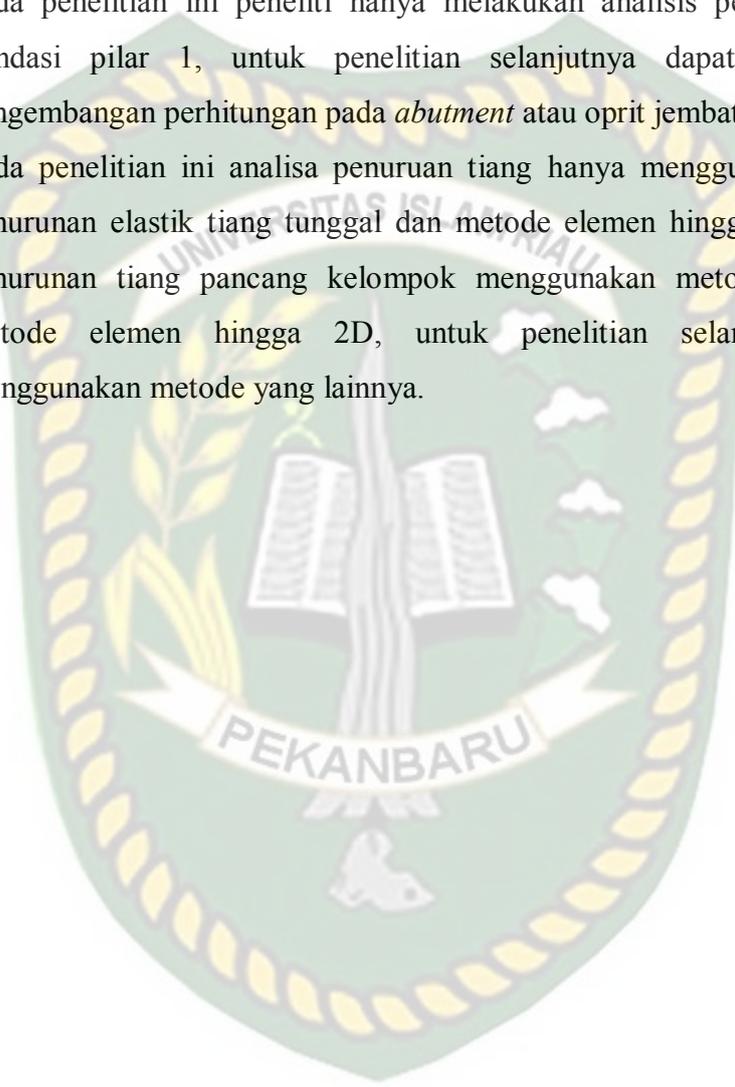
Berdasarkan analisa hasil dan pembahasan dari penelitian Analisa Penurunan Pondasi Tiang Pancang pada Pilar Jembatan *Overpass* Jalan Tol Ruas Pekanbaru - Dumai Seksi 4, didapatkan kesimpulan sebagai berikut:

1. Berdasarkan hasil analisa menggunakan metode penurunan elastik tiang tunggal pada tiang 7 dan 25 penurunan yang terjadi sebesar 29 mm, dari nilai tersebut dapat diketahui bahwa menggunakan metode penurunan elastis tiang tunggal penurunan yang terjadi pada pondasi aman karena lebih kecil dari penurunan yang diizinkan. Sedangkan hasil analisa tiang tunggal menggunakan metode elemen hingga 2D pada nomor 7 dan 25 penurunan yang terjadi sebesar 8,89 mm dan 8,79 mm, dari nilai tersebut dapat diketahui bahwa menggunakan metode elemen hingga 2D penurunan yang terjadi aman karena lebih dari kecil dari penurunan yang diizinkan. Untuk hasil tes PDA pada tiang nomor 7 dan 25 adalah sebesar 19,2 mm dan 20,7 mm. Dari nilai tersebut, metode elemen hingga 2D yang paling mendekati nilai hasil tes PDA.
2. Berdasarkan hasil perbandingan penurunan yang terjadi pada pondasi menggunakan metode Vesic dan metode elemen hingga 2D pada pilar 1 pondasi tiang pancang kelompok. Hasil penurunan pondasi tiang pancang kelompok dengan metode Vesic adalah sebesar 131,58 mm, sedangkan dengan metode elemen hingga 2D hasil yang didapatkan adalah sebesar 44,08 mm dan penurunan izin 65 mm, maka penurunan menggunakan metode Vesic tidak aman karena hasil yang didapatkan lebih besar dari penurunan yang diizinkan, sedangkan penurunan menggunakan metode elemen hingga 2D aman karena hasil yang didapatkan lebih kecil dari penurunan yang diizinkan.

6.2. Saran

Adapun saran yang dapat dilaksanakan untuk penelitian lebih lanjut, yaitu sebagai berikut:

1. Pada penelitian ini peneliti hanya melakukan analisis penurunan pada pondasi pilar 1, untuk penelitian selanjutnya dapat melakukan pengembangan perhitungan pada *abutment* atau oprit jembatan *overpass*.
2. Pada penelitian ini analisa penurunan tiang hanya menggunakan metode penurunan elastik tiang tunggal dan metode elemen hingga 2D. Analisa penurunan tiang pancang kelompok menggunakan metode Vesic dan metode elemen hingga 2D, untuk penelitian selanjutnya dapat menggunakan metode yang lainnya.



DAFTAR PUSTAKA

- Aldino, Ridho., 2019, *Tinjauan Perbedaan Kuat Dukung Tiang Tunggal Antara Data Kalendering, Data Spt, Dan Data Pda Test Pada Tiang Pancang No. 7 Dan No. 25 Pile Cap No. 1 Overpass Sta 58+250 Proyek Jalan Tol Pekanbaru-Dumai*, Pekanbaru, Universitas Islam Riau.
- Badan Standarisasi Nasional., 2008. SNI 4153:2008 *Cara Uji Penetrasi Lapangan dengan SPT*, Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional., 2016. SNI 1725:2016 *Pembebanan Untuk Jembatan*, Jakarta.
- Bowles, J. E., 2005. *Analisis Dan Desain Pondasi II*, Jakarta, Erlangga.
- Das, Braja M., 1941, *Soil Mechanics Laboratory Manual Third Edition*, United States of Amerika, Engineering Press.Inc.
- Das, Braja M., 2004, *Mekanika Tanah Jilid 2*, Jakarta, Erlangga.
- Edward, Muhammad., 2019, *Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Pancang Menggunakan Data N-Spt Pada Gedung Menara Bri Kota Pekanbaru*, Pekanbaru, Universitas Islam Riau.
- Hardiyatmo, H.C., 1996, *Teknik Fondasi I*, Jakarta, PT Gramedia Pustaka Utama.
- Hardiyatmo, H.C., 2002, *Analisis dan Perancangan Fondasi II*, Yogyakarta, Gajah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H.C., 2002, *Mekanika Tanah 1*, Yogyakarta, Gajah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H.C., 2002, *Mekanika Tanah 2*, Yogyakarta, Gajah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H.C., 2010, *Teknik Pondasi I*, Yogyakarta, Gajah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H.C., 2010, *Teknik Pondasi Jilid 2*, Yogyakarta, Gajah Mada University Press.
- Komarudin., 2016, *Studi Penanganan Pondasi Tiang Pada Kelompok Tiang*

Dengan Sistem Pile Raft Dan Perpanjangan Tiang, Indramayu, Universitas Wiralodra.

Mohta, Ingkia., 2019, *Tinjauan Kuat Dukung Pondasi Tiang Bor Berdasarkan Data Sondir Dan Uji PDA Gedung Arsip Dan Perlengkapan Dinas Kesehatan Provinsi Riau*, Pekanbaru, Universitas Islam Riau

Pratama, Ramanda., 2017, *Tinjauan Kapasitas Dukung Pondasi Bored Pile Menggunakan Formula Statis Dan Elemen Hingga 2D Pada Gedung E Fakultas Teknik Universitas Islam Riau*, Pekanbaru, Universitas Islam Riau.

PT. Utama Karya Infrastruktur. 2019. Laporan Perencanaan Jembatan *Overpass* Seksi 4 Jalan Tol Pekanbaru-Dumai, Pekanbaru.

Ridar, Masyiriki Dan Anwar Khatib., 2015, *Tinjauan Daya Dukung Dan Penurunan Pondasi Sumuran Dipemuda City Walk Di Jl. Pemuda Pekanbaru Provinsi Riau*, Pekanbaru, Universitas Islam Riau.

Sosrodarsono, S., 2005, *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*, Jakarta, Penerbit Pradnya Paramita.

Surendro, Bambang., 2015, *Mekanika Tanah*, Yogyakarta, Penerbit Andi.

Tamara, Dea., 2017, *Perbandingan Analisa Besar Daya Dukung Pondasi Bored Pile Pada Sta 43+030 Di Titik B Menggunakan Metode Elemen Hingga Terhadap Metode Analitik*, Medan, Universitas Sumatera Utara.

Terzaghi, K. and Peck, R.B., 1948, *Soil Mechanics In Engineering Practice*, New York, 2nd Ed John Wiley and Sons.

Vesic, A.S., 1977, *Design Of File Foundation*, Washington, D.C, NCHRP Synthesis 42.