

2 TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tanah

Tanah didefinisikan sebagai material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain dan dari bahan-bahan organik yang telah melapuk (yang berpartikel padat) disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong di antara partikel-partikel padat tersebut (Das, 1985).

Tanah terdiri dari 3 komponen, yaitu : udara, air ,dan bahan padat. Udara dianggap tidak memiliki pengaruh teknis, sedangkan air sangat mempengaruhi kondisi teknis tanah. Air yang masuk sepenuhnya pada rongga butiran tanah maka tanah dikatakan dalam kondisi jenuh, kemudian kondisi jenuh sebagian ketika air dan udara mengisi rongga tersebut, dan disebut tanah kering ketika tidak mengandung air sama sekali (Hardiyatmo, 2020).

Tanah dalam dunia konstruksi selalu mempunyai peranan penting. Tanah adalah fondasi pendukung suatu bangunan, atau bahkan konstruksi dari bangunan itu sendiri seperti tanggul atau bendungan, atau kadang-kadang sebagai sumber penyebab gaya luar pada bangunan, seperti tembok/dinding penahan tanah (Nakazawa & Sosrodarsono, 2000).

Banyak masalah-masalah teknik yang sering dijumpai oleh para ahli teknik sipil dan perlu dilakukan pertimbangan sedalam dalamnya seperti untuk menentukan daya dukung tanah beserta kemungkinan dalamnya penurunan yang akan terjadi. Kemudian pengalaman dan pengetahuan mengenai karakteristik mekanis dari tanah bahkan dari kondisi tanah yang telah dilakukan pembangunan akan berguna untuk mengatasi masalah yang sering dihadapi (Nakazawa & Sosrodarsono, 2000).

2.2 Klasifikasi Tanah

Klasifikasi mengenai tanah perlu dilakukan untuk memberikan gambaran sepintas mengenai sifat-sifat tanah dalam menghadapi perencanaan dan pelaksanaan suatu konstruksi yang mana memenuhi syarat-syarat perencanaan yang

digunakan dalam peraturan perencanaan. Klasifikasi tanah diperlukan antara lain sebagai berikut (Nakazawa & Sosrodarsono, 2000) :

1. Perkiraan hasil eksplorasi tanah.
2. Perkiraan standar kemiringan lereng dari penggalian tanah atau tebing.
3. Perkiraan pemilihan bahan.
4. Perkiraan persentase muai dan susut.
5. Pemilihan jenis konstruksi dan peralatan untuk konstruksi.
6. Perkiraan kemampuan peralatan untuk konstruksi.
7. Rencana pekerjaan/pembuatan lereng dan tembok penahan tanah dll.

Jenis-jenis tanah dibedakan dengan istilah-istilah seperti kerikil, pasir, lanau, dan lempung. Tanah dapat terdiri dari dua jenis atau lebih campuran jenis-jenis tanah, kemudian material campurannya dipakai sebagai nama tambahan di belakang material utamanya. Sebagai contoh, pasir berlempung adalah pasir yang mengandung lempung dengan material utama pasir, dan seterusnya (Hardiyatmo, 2020).

2.3 Penyelidikan Tanah

Informasi kondisi tanah dasar untuk fondasi dapat diperoleh dengan cara menggali lubang secara langsung di permukaan tanah yang disebut lubang uji (*test-pit*), maupun dengan cara pengeboran tanah. Penyelidikan yang lebih detail dengan melakukan pengeboran dan dilanjut dengan pengujian di laboratorium ataupun di lapangan selalu dilakukan untuk penyelidikan tanah pada suatu proyek konstruksi yang besar (Hardiyatmo, 2023).

Tujuan penyelidikan tanah adalah menentukan batas-batas praktis, sifat-sifat stratifikasi dan teknik dari tanah yang mendasari suatu tempat. Sifat-sifat utama yang ditinjau adalah karakteristik kekuatan, deformasi, dan hidrolik. Penyelidikan harus direncanakan sedemikian rupa sehingga jumlah informasi yang diperoleh maksimum dengan biaya minimum (Bowles, 1984).

Penyelidikan tanah awal perlu menyediakan perkiraan data tanah yang berkaitan dengan :

- a) Jenis tanah atau batuan dan stratifikasinya;

- b) Muka air tanah atau profil tekanan air pori;
- c) Informasi awal tentang kekuatan dan sifat deformasi tanah dan batuan;
- d) Potensi terjadinya kontaminasi pada tanah atau air tanah yang mungkin dapat merusak daya tahan bahan konstruksi. (sni 8460 2017

Terdapat dua jenis penyelidikan tanah (*Soil Investigation*) yaitu :

1. Penyelidikan di lapangan (*in situ test*)

Program penyelidikan lapangan harus meliputi (SNI 8460-2017) :

- a) Rencana lokasi titik penyelidikan termasuk jenis penyelidikan;
- b) Kedalaman penyelidikan;
- c) Jenis contoh tanah yang akan diambil termasuk spesifikasi untuk jumlah dan kedalaman pada lokasi contoh tanah harus diambil;
- d) Spesifikasi pengukuran air tanah;
- e) Jenis peralatan yang akan digunakan;
- f) Standar yang akan diterapkan.

Penyelidikan tanah di lapangan terdapat beberapa cara antara lain dengan pengeboran (*hand boring* maupun *machine boring*). *Sand Cone Test*, *Standard Penetration Test* (SPT), *Cone Penetration Test* (CPT), dan *Dynamic Cone Penetration*.

Pengambilan contoh tanah pada penyelidikan tanah setidaknya satu lubang bora atau galian uji (*test pit*) harus tersedia untuk identifikasi dan klasifikasi tanah. Contoh tanah harus diperoleh dari setiap lapisan tanah yang dapat mempengaruhi perilaku struktur. Jumlah penyelidikan tanah di lapangan untuk struktur jembatan mengacu pada SNI 8460 : 2017 pada tanah adalah sebagai berikut :

Tabel 2.1 Jumlah minimum penyelidikan tanah

Jenis Struktur	Jumlah minimum penyelidikan tanah
Jembatan	- Untuk jembatan konvensional dengan bentang <50 : minimum 1 titik pada tiap abutment dan pilar per 2 lajur lalu lintas.

Jenis Struktur	Jumlah minimum penyelidikan tanah
	- Untuk jembatan khusus dengan bentang >50 m atau jembatan di laut : ditentukan oleh tenaga ahli geoteknik.

(Sumber : Badan Standardisasi Nasional, 2017)

2. Penyelidikan di laboratorium (*laboratory test*)

Penyelidikan tanah di laboratorium terdiri dari berbagai cara antara lain dengan uji index properties tanah (*Atteberg Limit, Sieve Analysis, Spesific Gravity, Water Content*) dan *engineering properties* tanah (*Direct Shear Test, Consolidation Test, Compaction Test, Permeability Test, CBR, dan Triaksial Test*).

2.3.2 Uji Penetrasi Standar (SPT)

Standard Penetration Test (SPT) suatu metode uji yang dilaksanakan bersamaan dengan pengeboran untuk mengetahui, baik perlawanan dinamik tanah, pengambilan sampel terganggu (*Disturbed Sample*) maupun pengambilan sampel tak terganggu (*Undisturbed Sample*) dengan teknik penumbukan. (SNI) Sampel tak terganggu akan digunakan untuk pengujian di laboratorium, sedangkan sampel terganggu umumnya diperlukan untuk mengetahui jenis dan susunan tanah. Untuk pengujian SPT terdiri atas :

1. Uji pemukulan tabung belah dinding tebal ke dalam tanah, disertai pengukuran jumlah pukulan untuk memasukkan tabung belah sedalam 300 mm vertikal.
2. Dalam sistem beban jatuh ini digunakan palu dengan berat 63,5 kg, yang dijatuhkan secara berulang dengan tinggi jatuh 0,76 m.
3. Pelaksanaan pengujian dibagi dalam tiga tahap, yaitu berturut-turut setebal 150 mm untuk masing-masing tahap.
4. Tahap pertama dicatat sebagai dudukan, sementara jumlah pukulan untuk memasukkan tahap kedua dan ketiga dijumlahkan untuk memperoleh nilai pukulan N atau perlawanan SPT, dinyatakan dalam pukulan/0,3 m (Badan Standardisasi Nasional, 2008).

Sampel hasil pengeboran tersebut akan dilakukan pendeskripsian yang akan menentukan jenis lapisan tanah/batuan, konsistensi, sifat, dan warna. Setelah di

deskripsi akan dituangkan ke dalam "Bor Log", yang meliputi : nomor *test*, tanggal pengujian, kedalaman, susunan dan jenis lapisan tanah, kedalaman muka air tanah, nilai SPT, dan lain sebagainya sesuai dengan standar yang berlaku.

2.4 Parameter Tanah (Korelasi Empiris)

Parameter desain dalam rekayasa geoteknik dilakukan melalui investigasi yang menjadi dua metode yaitu pengujian di lapangan dan pengujian laboratorium, akan tetapi ada biaya yang besar terkait dengan dua metode ini, ketika hal ini terjadi maka korelasi empiris menjadi sangat berharga (Ameratunga, 2016).

Empirisme dalam rekayasa geoteknik memiliki peran yang besar. Selain memberikan perkiraan awal, korelasi juga dapat digunakan untuk membandingkan dengan nilai yang ditentukan dari uji laboratorium dan uji lapangan. Terdapat berbagai persamaan empiris dan grafik yang tersedia dalam berbagai literatur. Persamaan-persamaan tersebut diperoleh berdasarkan data laboratorium atau lapangan, pengalaman masa lalu, dan penilaian yang baik. Penggunaan korelasi empiris merupakan salah satu upaya untuk memaksimalkan hasil pengujian dari laboratorium dan ketersediaan data penyelidikan tanah yang terbatas.

2.4.1 Parameter Daya Dukung Tanah

2.4.1.1 Berat Volume Tanah

Berat volume tanah merupakan salah satu parameter fisik yang penting untuk diketahui. Informasi mengenai nilai tipikal dari berat volume tanah untuk berbagai jenis tanah akan sangat berguna untuk memperkirakan tekanan *overburden* pada kedalaman yang berbeda. Berat volume dapat bervariasi pada kisaran 15-21 kN/ m³ untuk sebagian besar tanah, tergantung pada apakah tanah tersebut jenuh atau tidak (Ameratunga, 2016). Menurut *Australian Standard for earth retaining structures* (AS 4678-2002) dalam *Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering* menyarankan nilai tipikal untuk berat volume tanah kering dan jenuh sebagaimana pada Tabel 2.2.

Tabel 2.2 Nilai tipikal untuk berat volume curah dan berat volume jenuh

Jenis Tanah		Bulk unit weight (kN/ m ³)		Saturated unit weight (kN/ m ³)	
		Loose	Dense	Loose	Dense
Granular soils	Gravel	16	18	20	21
	Well graded sand and gravel	19	21	21,5	23
	Coarse or medium sand	16,5	18,5	20	21,5
	Well graded sand	18	21	20,5	22,5
	Fine or silty sand	17	19	20	21,5
	Rock fill	15	17,5	19,5	21
	Brick hardcore	13	17,5	16,5	19
	Slag fill	12	15	18	20
	Ash fill	6,5	10	13	15
Cohesive soils	Peat (high variability)	12		12	
	Organic clay	15		15	
	Soft clay	17		17	
	Firm clay	18		18	
	Stiff clay	19		19	
	Hard clay	20		20	
	Stiff or hard glacial clay	21		21	

(Sumber : Ameratunga, 2016)

Nilai berat volume jenuh merupakan kondisi tanah yang berada di bawah muka air tanah yang secara mudah dinyatakan dengan γ_{sat} yang mengimplikasikan tingkat kejenuhan sebesar 100%, hubungan antara sifat-sifat karakterisasi dasar tanah tersebut memberikan cara pengukuran untuk mengestimasi nilai berat volume jenuh tanah, salah satunya dengan persamaan (2.1) berikut (sitasi braja foundation).

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{1 + e} \quad (2.1)$$

Dimana :

G_s = *Specific Gravity*

e = Angka pori *Void ratio*

γ_w = berat volume air (10 kN/m³)

Nilai berat satuan jenuh digunakan ketika tanah berada di bawah muka air tanah. Kemudian untuk Berat volume efektif didapatkan dari persamaan (2.2) berat volume tersaturasi – berat volume air (Look, 2007).

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (2.2)$$

Dimana :

γ' = Berat volume efektif/ bouyant

γ_{sat} = Berat volume jenuh

γ_w = Berat volume air (9,81 kN/ m³)

Selain berat volume tanah jenuh dan berat volume tanah efektif diperlukan juga nilai berat volume tanah kering, berat volume tanah kering jika tidak didapatkan dari hasil daya lab maka dapat dicari dengan pendekatan korelasi nilai tipikal berat volume tanah kering menurut *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables 2007* menyarankan nilai tipikal untuk berat volume tanah kering dan jenuh sebagaimana pada Tabel 2.3.

Tabel 2.3 Nilai representatif berat volume tanah kering dan jenuh

<i>Type</i>	<i>Soil Description</i>	<i>Unit weight range (kN/m³)</i>	
		<i>Dry</i>	<i>Saturated</i>
<i>Cohesionless</i>	<i>Soft sedimentary</i> (<i>chalk, shale, siltstone,</i> <i>coal</i>)	12	18
<i>Compacted Broken rock</i>	<i>Hard sedimentary</i> (<i>Conglomerate,</i> <i>sandstone</i>)	14	19
	<i>Metamorphic</i>	18	20
	<i>Igneous</i>	17	21

<i>Type</i>	<i>Soil Description</i>	<i>Unit weight range (kN/m³)</i>	
		<i>Dry</i>	<i>Saturated</i>
<i>Cohesionless</i> <i>Sand and gravels</i>	<i>Very loose</i>	14	17
	<i>Loose</i>	15	18
	<i>Medium dense</i>	17	20
	<i>Dense</i>	19	21
	<i>Very dense</i>	21	22
<i>Cohesionless</i> <i>Sand</i>	<i>Loose</i>		
	<i>Uniformly graded</i>	14	17
	<i>Well graded</i>	16	19
	<i>Dense</i>		
	<i>Uniformly graded</i>	18	20
	<i>Well graded</i>	19	21
<i>Cohesive</i>	<i>Soft-organic</i>	8	14
	<i>Soft-non organic</i>	12	16
	<i>Stiff</i>	16	18
	<i>Hard</i>	18	20

(Sumber : G. Look, 2007)

2.4.1.2 Modulus Elastisitas Tanah

Modulus elastisitas tanah (E) adalah suatu nilai yang menunjukkan besarnya elastisitas tanah, yaitu perbandingan antara tegangan yang terjadi pada tanah dengan regangan yang dialami oleh tanah tersebut. Modulus elastisitas ini digunakan untuk menggambarkan ketahanan tanah terhadap deformasi ketika gaya diterapkan pada tanah (Look, 2007). Nilai ini bisa didapatkan dari *Triaxial Test*, khususnya dari *Triaxial Test undrained*. Nilai ini juga dapat diperkirakan menggunakan korelasi empiris dengan nilai N-SPT (Standard Penetration Test) ataupun dengan pendekatan lainnya. Menurut *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables* (2007) berikut merupakan pendekatan nilai modulus elastisitas tanah pada Tabel 2.4.

Tabel 2.4 Parameter elastisitas dari berbagai tanah.

<i>Type</i>	<i>Strength of soil</i>	<i>Elastic modulus, E (MPa)</i>	
		<i>Short term</i>	<i>Long term</i>
<i>Gravel</i>	<i>Loose</i>	25-50	
	<i>Medium</i>	50-100	
	<i>Dense</i>	100-200	
<i>Medium to coarse sand</i>	<i>Very loose</i>	<5	
	<i>Loose</i>	3-10	
	<i>Medium dense</i>	8-30	
	<i>Dense</i>	25-50	
	<i>Very dense</i>	40-100	
<i>Fine sand</i>	<i>Loose</i>	5-10	
	<i>Medium</i>	10-25	
	<i>Dense</i>	25-50	
<i>Silt</i>	<i>Soft</i>	<10	<8
	<i>Stiff</i>	10-20	8-15
	<i>Hard</i>	>20	>15
<i>Clay</i>	<i>Very soft</i>	<3	<2
	<i>Soft</i>	2-7	1-5
	<i>Firm</i>	5-12	4-8
	<i>Stiff</i>	10-25	7-20
	<i>Very stiff</i>	20-50	15-35
	<i>Hard</i>	40-80	30-60

(Sumber : G. Look, 2007)

2.4.1.3 Poisson Ratio

Poisson Ratio pada tanah didefinisikan sebagai ukuran besarnya regangan lateral (perubahan lebar) dan regangan longitudinal (perubahan panjang) pada suatu bahan ketika di tarik secara linear (Ameratunga, 2016). Menurut *Correlation of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering* nilai-nilai tipikal *Poisson ratio* dari berbagai jenis tanah ditunjukkan pada Tabel 2.5.

Tabel 2.5 Nilai tipikal dari *Poisson ratio*

<i>Material</i>	<i>Poisson's ratio</i>
<i>Saturated clays (undrained)</i>	0,5
<i>Saturated clays (drained)</i>	0,2-0,4
<i>Dense sand</i>	0,3-0,4
<i>Loose sand</i>	0,1-0,3
<i>Loess</i>	0,1-0,3
<i>Ice</i>	0,36
<i>Alumunium</i>	0,35
<i>Steel</i>	0,29
<i>Concrete</i>	0,15

(Sumber : Ameratunga, 2016)

2.4.1.4 Kohesi Undrain Tanah (c_u)

Kohesi *undrained* (c_u) merupakan komponen kekuatan geser tanah yang tidak bergantung pada tegangan normal dan tidak bergantung pada interpartikel fraksi. Maka nilai c_u tidak dipengaruhi oleh ukuran dan distribusi partikel tanah, melainkan oleh sifat kimia dan struktur internal tanah (Ameratunga, 2016). Menurut *Correlation of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering* pada Tabel 2.6 memberikan perkiraan konsistensi, nilai N yang sesuai, dan kohesi *undrained* (c_u) tanah lempung.

Tabel 2.6 Perkiraan variasi konsistensi, N, dan c_u tanah lempung

<i>Consistency</i>	N	c_u (kN/m ²)
<i>Very soft</i>	0-2	<12
<i>Soft</i>	2-4	12-25
<i>Medium</i>	4-8	25-50
<i>Stiff</i>	8-15	50-100
<i>Very stiff</i>	15-30	100-200
<i>Hard</i>	>30	>200

(Sumber : Ameratunga, 2016)

2.4.1.5 Sudut geser dalam (ϕ)

Sudut geser dalam merupakan komponen dari kuat geser tanah, di mana nilai sudut geser dalam yang merupakan komponen gesek berbanding lurus terhadap tegangan normal pada bidang kegagalan Mohr-Coulomb. Berikut merupakan tabel untuk menentukan nilai kerapatan serta sudut geser tanah Menurut *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables 2007* pada Tabel 2.7.

Tabel 2.7 Nilai tipikal D_r dan ϕ dari nilai N-SPT

<i>Description</i>	<i>Relative density</i>	<i>SPT-N (blows/300mm)</i>		<i>Strength</i>
		<i>Uncorrected field value</i>	<i>Corrected value</i>	<i>Friction angle</i>
<i>Very Loose</i>	<15%	$N \leq 4$	$(N_o)_{60} < 3$	$\phi < 28^\circ$
<i>Loose</i>	15-35%	$N = 4-10$	$(N_o)_{60} = 3-8$	$\phi = 28-30^\circ$
<i>Medium Dense</i>	35-65%	$N = 10-30$	$(N_o)_{60} = 8-25$	$\phi = 30-40^\circ$
<i>Dense</i>	65-85%	$N = 30-50$	$(N_o)_{60} = 25-42$	$\phi = 40-45^\circ$
<i>Very Dense</i>	>85%	$N > 50$	$(N_o)_{60} > 42$	$\phi = 45-50^\circ$
	100%		$(N_o)_{60} = 60$	$\phi = 50^\circ$

(Sumber : G. Look, 2007)

2.4.1.6 Kohesi Efektif (c') dan Sudut Geser Efektif (ϕ')

Parameter tegangan efektif merupakan komponen yang menunjukkan kuat geser tanah setelah pengaruh gaya hidrostatis dan gaya lainnya telah dihilangkan. Kurva kegagalan Mohr-coulomb pada kondisi tegangan efektif umumnya melewati pada bidang geser ($\tau-\sigma'$) untuk sebagian tanah yang terkonsolidasi secara normal menunjukkan $c'=0$. Pada kondisi tanah yang lain seperti tanah yang jenuh sebagian, tanah yang terkonsolidasi berlebih, mungkin terdapat nilai kohesi efektif. Pada standar Australia (AS 4678) dalam *Correlation of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering* menyarankan nilai c' dan ϕ' yang disajikan pada Tabel 2.8, sedangkan dalam *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables 2007* menyarankan nilai c' dan ϕ' untuk tanah kohesif dan menyarankan nilai ϕ' untuk tanah *granular* yang disajikan pada Tabel 2.10.

Tabel 2.8 Nilai tipikal parameter kohesi efektif dan sudut geser efektif

<i>N</i>	<i>Typical soils in group</i>	<i>Soil parameters</i>	
		<i>c'</i> (kPa)	<i>φ'</i> (degrees)
<i>Poor</i>	<i>Soft and firm clay of medium to high plasticity; silty clays; loose variable clayey fills; loose sandy silts</i>	0-5	17-25
<i>Average</i>	<i>Stiff sandy clays; gravelly clays; compact clayey sand and sandy silts; compacted clay fills</i>	0-10	26-32
<i>Good</i>	<i>Gravelly sands, compacted sands, controlled crushed sandstone and graveled fills, dense well graded sands</i>	0-5	32-37
<i>Very good</i>	<i>Weak weathered rock, controlled fills of road base, gravel and recycled concrete</i>	0-25	36-43

(Sumber : Ameratunga, 2016)

Tabel 2.9 Nilai tipikal parameter kuat geser efektif pada tanah kohesif

<i>Type</i>	<i>Soil description</i>	<i>Effective cohesion</i> (kPa)	<i>Friction angle</i> (degrees)
<i>Cohesive</i>	<i>Soft – organic</i>	5-10	10-20
	<i>Soft – non organic</i>	10-20	15-25
	<i>Stiff</i>	20-50	20-30
	<i>Hard</i>	50-100	25-30

(Sumber : G. Look, 2007)

Tabel 2.10 Nilai tipikal sudut geser efektif (ϕ') pada tanah granular

<i>Type</i>	<i>Description/state</i>	<i>Friction angle (degrees)</i>
<i>Cohesionless Compacted Broken rock</i>	<i>Soft sedimentary (chalk, shale, siltstone, coal)</i>	30 – 40

<i>Type</i>	<i>Description/state</i>	<i>Friction angle (degrees)</i>
	<i>Hard sedimentary (conglomerate, sandstone)</i>	35 – 45
	<i>Metamorphic</i>	35 – 45
	<i>Igneous</i>	40 – 50
<i>Cohesionless Gravels</i>	<i>Very loose/loose</i>	30 – 34
	<i>Medium dense</i>	34 – 39
	<i>Dense</i>	39 – 44
	<i>Very dense</i>	44 – 49
<i>Cohesionless Sands</i>	<i>Very loose/loose</i>	27 – 32
	<i>Medium dense</i>	32 – 37
	<i>Dense</i>	37 – 42
	<i>Very dense</i>	42 – 47
<i>Cohesionless Sands</i>	<i>Loose</i>	
	<i>Uniformly graded</i>	27 – 30
	<i>Well graded</i>	30 – 32
	<i>Dense</i>	
	<i>Uniformly graded</i>	37 – 40
	<i>Well graded</i>	40 – 42

(Sumber : G. Look, 2007)

2.5 Fondasi

Fondasi ialah bagian dari suatu sistem rekayasa pada konstruksi yang meneruskan beban yang ditopang oleh fondasi dan beratnya sendiri ke dalam tanah dan batuan yang terletak di bawahnya (Bowles, 1991).

Terdapat dua klasifikasi fondasi, yaitu (Hardiyatmo, 2020) :

1. Fondasi dangkal didefinisikan sebagai fondasi yang mendukung bebannya secara langsung, seperti fondasi telapak, fondasi memanjang dan fondasi rakit.
2. Fondasi dalam didefinisikan sebagai fondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batuan yang terletak relatif jauh dari permukaan, contohnya fondasi sumuran dan fondasi tiang.

Fondasi menjadi komponen yang sangat penting karena menopang semua beban yang terjadi pada sebuah bangunan baik vertikal maupun horizontal kemudian menyalurkannya ke dalam lapisan tanah keras (Fakhrudin et al., 2022).

2.6 Fondasi Tiang Pancang

Bagian-bagian konstruksi yang dibuat dari kayu, beton, dan/atau baja yang digunakan untuk mentransfer beban-beban permukaan ke tingkat-tingkat permukaan yang lebih rendah dalam massa tanah didefinisikan sebagai tiang pancang (Bowles, 1993).

Pemakaian suatu fondasi tiang pancang digunakan apabila kondisi tanah dasar suatu bangunan tidak mempunyai daya dukung (*bearing capacity*) yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya, atau apabila tanah keras yang mempunyai daya dukung yang cukup letaknya sangat dalam (Sardjono, 1991).

Penggunaan fondasi tiang pancang memiliki beberapa maksud, antara lain (Hardiyatmo, 2023) :

1. Meneruskan beban bangunan yang terletak di atas air atau tanah lunak ke tanah pendukung yang kuat.
2. Meneruskan beban ke tanah yang relatif lunak sampai kedalaman tertentu sehingga fondasi bangunan mampu memberikan dukungan yang cukup untuk mendukung beban tersebut oleh gesekan sisi tiang dengan tanah di sekitarnya.
3. Untuk mengangker bangunan yang dipengaruhi akibat tekanan hidrostatis atau momen guling.
4. Menahan gaya horizontal dan yang arahnya miring.
5. Untuk memadatkan tanah pasir, sehingga kapasitas dukung tanah tersebut bertambah.
6. Mampu mendukung fondasi bangunan yang permukaan tanahnya mudah terkikis oleh air.

2.6.2 Fondasi Tiang Pancang (Opened-end Steel Pipe Piles)

Berdasarkan bahan yang digunakan terdapat berbagai macam jenis dan bentuk tiang pancang salah satunya adalah *Opened-end Steel Pipe Piles* atau tiang pancang pipa baja dengan ujung terbuka. Tiang pancang tipe ini dapat diasumsikan

sebagai *end-bearing pile* maupun *friction pile*. Tipe ini memiliki keuntungan ketika pemancangan tidak akan mengganggu bangunan yang berada di sekitar tempat pemancangan karena perpindahan volume tanah relatif kecil (Sardjono, 1991).

Adapun metode pelaksanaan tiang pancang pipa baja dengan ujung terbuka adalah sebagai berikut (Sardjono, 1991) :

1. Pipa baja dengan ujung bawah terbuka dipancang masuk ke dalam tanah.
2. Pipa disambung apabila pipa kurang panjang.
3. Jika pipa telah mencapai kedalaman yang direncanakan maka pemancangan dihentikan, kemudian tanah yang berada di dalam pipa dikeluarkan.
4. Pipa telah bersih dari tanah yang berada di dalam pipa
5. Pipa diisi dengan beton.

2.7 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang

Fondasi tiang merupakan salah satu dari jenis fondasi dalam, maka pada prinsipnya, fondasi dalam adalah fondasi yang di dalam mendukung beban bangunan di atasnya mengandalkan tahanan ujung dan tahanan gesek dindingnya, sedangkan fondasi dangkal hanya mengandalkan tahanan ujungnya saja, karena tahanan gesek dindingnya yang kecil. Kemampuan atau kapasitas untuk mendukung beban tersebut disebut dengan kapasitas dukung tiang. Permasalahan stabilitas terjadi jika daya dukung pada tanah fondasi rendah, maka daya dukung yang digunakan perlu sesuai dengan kebutuhan konstruksi di atasnya (Gusnadi et al., 2023). Jika dalam kapasitas dukung fondasi dangkal satuannya adalah satuan tekanan (kPa), maka dalam kapasitas dukung tiang satuannya adalah satuan gaya (kN).

2.8 Daya Dukung Aksial Tiang Pancang

Daya dukung aksial tiang pancang merupakan kemampuan tiang untuk menahan beban vertikal yang diteruskan dari struktur di atasnya ke tanah.

Beban yang diberikan kepada tiang tidak secara langsung ditahan oleh keseluruhan tiang, akan tetapi ketika beban pada tiang secara bertahap ditingkatkan dari nol menjadi $Q(z-0)$ di permukaan tanah. Sebagian dari beban ini akan ditahan oleh gesekan pada samping atau kulit tiang yang terjadi di sepanjang poros yang

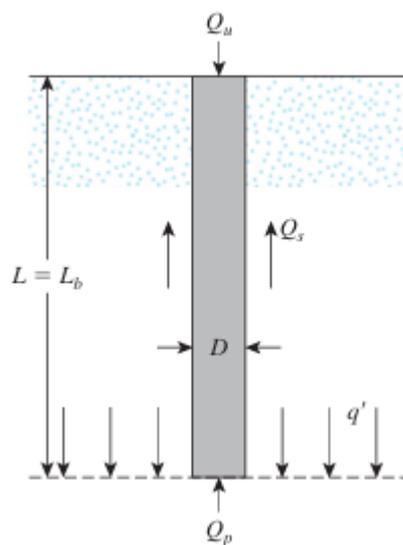
disebut dengan Q_s dan sebagian lagi ditahan oleh tanah di bawah ujung tiang yang disebut Q_p . Maka, daya dukung ultimit tiang pancang Q_u dituliskan dengan persamaan :

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (2.3)$$

Dimana :

Q_p = *load carrying capacity of the pile point*

Q_s = *frictional resistance (skin friction) derived from the soil-pile interface*



Gambar 2.1 Visualisasi Kapasitas Dukung *Ultimate* pada Fondasi Tiang

(Sumber : Das, 2011)

2.8.1 Daya Dukung Ujung Tiang (Q_p)

Daya dukung ujung mengacu pada kapasitas beban yang dapat ditahan oleh tiang yang didukung oleh tanah atau batuan di ujungnya (ujung tiang). Tiang dengan tahanan ujung ini dipancang hingga pada lapisan tanah keras yang dapat memikul beban yang diterima sehingga tiang pancang tertahan pada ujungnya (Sardjono, 1991).

Tahanan ultimit yang terjadi pada ujung tiang secara umum dapat dinyatakan dengan persamaan (2.4) berikut.

$$Q_p = A_p q_p = A_p (c' N_c^* + q' N_q^*) \quad (2.4)$$

Dimana :

A_p = area of pile tip

c' = cohesion of the soil supporting the pile tip

q_p = unit point resistance

q' = effective vertical stress at the level of the pile tip

N_c^*, N_q^* = the bearing capacity factor

2.8.1.1 Metode Meyerhof

Tiang pancang yang tertanam pada tanah pasir umumnya nilai daya dukungnya meningkat seiring dengan kedalaman pemancangan tiang hingga mencapai nilai maksimum penumbukan tiang. Untuk tiang pancang pada tanah pasir, $c' = 0$, maka persamaan daya dukung ujung pada kondisi ini menurut (Meyerhof dalam Das, 2011) sebagai berikut :

$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^* \quad (2.5)$$

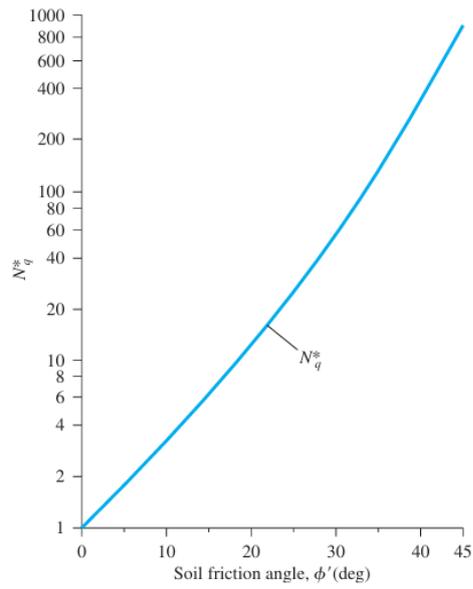
Keterangan :

N_q^* = faktor kapasitas daya dukung

q' = tegangan vertical efektif pada ujung tiang (kN/m^2)

A_p = luas penampang ujung tiang (m^2)

Variasi nilai N_q^* dengan sudut geser dalam efektif (ϕ') terdapat pada Gambar 2.2, kemudian nilai interpolasi N_q^* untuk berbagai sudut gesekan juga ditunjukkan pada Tabel 2.11.



Gambar 2.2 Variasi nilai maksimum N_q^* dengan sudut gesek tanah ϕ'

(Sumber : Das, 2011)

Tabel 2.11 Nilai Interpolasi N_q^* berdasarkan teori Meyerhof

Φ	N_q^*
20	12,4
21	13,8
22	15,5
23	17,9
24	21,4
25	26,0
26	29,5
27	34
28	39,7
29	46,5
30	56,7
31	68,2
32	81
33	96

Φ	N_q^*
34	115
35	143
36	168
37	194
38	231
39	276
40	346
41	420
42	525
43	650
44	780
45	930

(Sumber : Das, 2011)

Meyerhof dalam (Das, 2011) mengusulkan persamaan daya dukung ujung (*end bearing*) pada tanah lempung tersaturasi dalam kondisi *undrained* ($\phi = 0$), sebagai berikut :

$$Q_p \approx N_c^* c_u A_p = 9c_u A_p \quad (2.6)$$

Keterangan :

N_c^* = faktor kapasitas daya dukung

c_u = kohesi *undrained* pada tanah diujung fondasi tiang (kN/m^2)

A_p = luas penampang ujung tiang (m^2)

2.8.1.2 Metode Vesic

Vesic dalam (Das, 2011) mengusulkan berdasarkan teori perluasan rongga untuk menentukan nilai daya dukung ujung pada tanah pasir. Maka menurut teori ini dapat diuraikan persamaan :

$$Q_p = A_p q_u = A_p \bar{\sigma}'_o N_\sigma^* \quad (2.7)$$

$$\bar{\sigma}'_o = \left(\frac{1 + 2K_o}{3} \right) q' \quad (2.8)$$

$$K_o = 1 - \sin\phi' \quad (2.9)$$

Keterangan :

$\bar{\sigma}'_o$ = rata-rata tegangan normal efektif tanah pada titik tiang pancang (kN/m²)

K_o = koefisien tekanan tanah

N_σ^* = faktor daya dukung

Faktor daya dukung N_σ^* berdasarkan teori perluasan rongga yang dinyatakan oleh Vesic didapatkan dengan persamaan :

$$N_\sigma^* = f(I_{rr}) \quad (2.10)$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta} \quad (2.11)$$

$$I_r = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s)q' \tan \phi'} = \frac{G_s}{q' \tan \phi'} \quad (2.12)$$

$$\Delta = 0,005 \left(1 - \frac{\phi' - 25}{20} \right) \frac{q'}{p_a} \quad (2.13)$$

Keterangan :

I_{rr} = indeks kekakuan tanah yang berkurang

I_r = indeks kekakuan

E_s = modulus elastisitas tanah

μ_s = poisson rasio tanah

G_s = modulus geser tanah

Δ = regangan volume rata-rata pada zona plastis di bawah tiang

p_a = tekanan atmosfer ≈ 100 kN/m²

Nilai N_σ^* berdasarkan teori perluasan rongga didapat dari Tabel 2.12 variasi antara I_{rr} dan ϕ .

Tabel 2.12 Nilai N_σ^* berdasarkan teori perluasan rongga

ϕ	I_{rr}									
	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
25	12,12	15,95	20,98	24,64	27,61	30,16	39,7	46,61	52,24	57,06
26	13,18	17,47	23,15	27,3	30,69	33,6	44,53	52,51	59,02	64,62
27	14,33	19,12	25,52	30,21	34,06	37,37	49,88	59,05	66,56	73,04
28	15,57	20,91	28,1	33,4	37,75	41,51	55,77	66,29	74,93	82,4
29	16,00	22,85	30,9	36,87	41,79	46,05	62,27	74,3	84,21	92,8
30	18,24	24,95	33,95	40,66	46,21	51,02	69,43	83,14	94,48	104,33

ϕ	<i>Irr</i>									
	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
31	19,88	27,22	37,27	44,79	51,03	56,46	77,31	92,9	105,84	117,11
32	21,55	29,68	40,88	49,3	56,3	62,41	85,96	103,66	118,39	131,24
33	23,34	32,34	44,8	54,2	62,05	68,92	95,46	115,51	132,24	146,87
34	25,28	35,21	49,05	59,54	68,33	76,02	105,9	128,55	147,51	164,12
35	27,36	38,32	53,67	65,36	75,17	83,78	117,33	142,89	164,33	183,16
36	29,60	41,68	58,68	71,69	82,62	92,24	129,87	158,65	182,85	204,14
37	32,02	45,31	64,13	78,57	90,75	101,48	143,61	175,95	203,23	227,26
38	34,63	49,24	70,03	86,05	99,6	111,56	158,65	194,94	225,62	252,71
39	37,44	53,5	76,45	94,2	109,24	122,54	175,11	215,78	250,23	280,71
40	40,47	58,1	83,4	103,05	119,74	134,52	193,13	238,62	277,26	311,5
41	43,74	63,07	90,96	112,68	131,18	147,59	212,84	263,67	306,94	345,34
42	47,27	68,46	99,16	123,16	143,64	161,83	234,4	291,13	339,52	382,53
43	51,08	74,3	108,08	134,56	157,21	177,36	257,99	321,22	375,28	423,39
44	55,20	80,62	117,76	146,97	172,06	194,31	283,8	354,2	414,51	468,28
45	59,66	87,68	128,28	160,48	188,12	212,79	312,03	390,35	457,57	517,58

(Sumber : Das, 2011)

Menurut metode Vesic dalam (Das, 2011) untuk daya dukung ujung pada tanah lempung, Vesic mengajukan metode yang dapat diuraikan sebagai berikut :

$$Q_p = A_p c_u N_c^* \quad (2.14)$$

Keterangan :

A_p = luas penampang ujung tiang (m^2)

N_c^* = faktor kapasitas daya dukung

c_u = kohesi *undrained* pada tanah diujung fondasi tiang (kN/m^2)

Berdasarkan teori perluasan rongga dari Vesic, variasi N^*c dengan Irr untuk kondisi $\phi=0$ terdapat pada Tabel 2.13.

Tabel 2.13 Variasi nilai N^*c dengan Irr untuk kondisi $\phi=0$ berdasarkan teori Vesic

Irr	N_c^*
10	6,97
20	7,90
40	8,82
60	9,36
80	9,75

Irr	N_c^*
100	10,04
200	10,97
300	11,51
400	11,89
500	12,19

(Sumber : Das, 2011)

Berdasarkan teori Vesic, pada kondisi lempung jenuh tanpa perubahan volume ($\Delta = 0$), mengacu pada persamaan (2.11). Maka :

$$I_{rr} = I_r \quad (2.15)$$

Nilai I_r untuk kondisi $\phi = 0$

$$I_r = \frac{E_s}{3c_u} \quad (2.16)$$

Keterangan :

I_{rr} = penurunan faktor kekakuan pada tanah

I_r = indeks kekakuan.

E_s = modulus elastisitas tanah

c_u = kohesi *undrained*

2.8.2 Daya Dukung Selimut Tiang (Q_s)

Daya dukung selimut tiang merupakan nilai tahanan tiang berdasarkan pelekatan antara tiang dengan tanah (*cleef*). Ketika lapisan tanah keras letaknya sangat dalam sehingga pemancangan sulit untuk dilaksanakan sampai lapisan tanah keras. Nilai daya dukung selimut lebih besar nilainya daripada nilai daya dukung ujungnya (Sardjono, 1991).

Tahanan gesek yang terjadi pada selimut tiang secara umum dapat dinyatakan dengan persamaan berikut.

$$Q_s = \Sigma p \Delta L f \quad (2.17)$$

Dimana :

p = *perimeter of the pile section*

ΔL = *incremental pile length over which p and f are taken to be constant*

f = *unit skin friction resistance at any depth z*

2.8.2.1 Metode α (total)

Menurut metode α yang diusulkan (Terzaghi, Peck, dan Mesri dalam Das, 2011), satuan tahanan gesek pada tanah lempung dapat diuraikan dengan persamaan (2.18) :

$$f = \alpha c_u \quad (2.18)$$

Keterangan :

f = koefisien tahanan gesek selimut tiang

α = faktor adhesi empiris

c_u = kohesi tak terdrainase

Perkiraan variasi nilai α ditunjukkan pada Tabel 2.14.

Tabel 2.14 Perkiraan Nilai Variasi α

c_u/Pa	α
$\leq 0,10$	1,00
0,20	0,92
0,30	0,82
0,40	0,74
0,60	0,62
0,80	0,54
1,00	0,48
1,20	0,42
1,40	0,40
1,60	0,38
1,80	0,36
2,00	0,35
2,40	0,34
2,80	0,34

(Sumber : Das, 2011)

Kapasitas daya dukung selimut tiang menurut metode α Terzaghi, Peck dan Mesri dapat diberikan sebagai berikut :

$$Q_s = \alpha c_u p \Delta L \quad (2.19)$$

Keterangan :

- α = faktor adhesi
- c_u = nilai kohesi tak terdrainase
- p = keliling tiang
- ΔL = tebal lapisan

2.8.2.2 Metode β

Metode β ini dikembangkan oleh (Burland dalam Das, 2011). Pada metode ini tahanan gesek (f) untuk tiang dapat ditentukan dengan mengacu pada tegangan efektif. Metode ini dapat digunakan untuk perhitungan kapasitas statis pada tanah tanpa kohesi, kohesif, dan juga tanah berlapis. Metode tegangan efektif digunakan untuk memodelkan kondisi kekuatan geser yang terdrainase (FHWA NHI-05-042, 2006). Persamaan yang digunakan yaitu sebagai berikut :

$$f = c' + \beta \sigma'_o \quad (2.20)$$

Keterangan :

- σ'_o = tegangan vertikal efektif
- $\beta = K \tan \phi'$ (atau Tabel 2.15)

Nilai tahanan gesek (f) dan koefisien β dapat dicari dengan persamaan-persamaan yang disebutkan di atas, dan juga dapat ditentukan dengan tabel atau grafik dibawah ini :

Tabel 2.15 Perkiraan rentang nilai β dan N_t

Soil Type	Φ'	β	N_t
Clay	25-30	0,23-0,40	3-30
Silt	28-34	0,27-0,34	20-40
Sand	32-40	0,30-0,60	30-150
Gravel	35-45	0,35-0,80	60-300

(Sumber : FHWA NHI-05-042, 2006)

Dengan nilai f telah ditentukan, maka total tahanan selimut adalah :

$$Q_s = \beta \sigma'_o p \Delta L \quad (2.21)$$

Atau dengan persamaan (2.22) berikut untuk kondisi tanah lempung :

$$Q_s = c' + \beta \sigma'_o p \Delta L \quad (2.22)$$

2.8.3 Kapasitas Ijin Tiang

Untuk memperoleh kapasitas ijin tiang, maka kapasitas ultimit tiang dibagi dengan faktor aman tertentu. Fungsi faktor aman adalah :

1. Untuk memberikan keamanan terhadap ketidakpastian dari nilai kuat geser dan kompresibilitas yang mewakili kondisi lapisan tanah.
2. Untuk meyakinkan bahwa penurunan tidak seragam di antara tiang-tiang masih dalam batas-batas toleransi.
3. Untuk meyakinkan bahwa bahan tiang cukup aman dalam mendukung beban yang bekerja.
4. Untuk meyakinkan bahwa penurunan total yang terjadi pada tiang tunggal atau kelompok tiang masih dalam batas-batas toleransi.
5. Untuk mengantisipasi adanya ketidakpastian metode perhitungan yang digunakan.

Sehubungan dengan faktor poin (4) dari hasil banyak pengujian-pengujian beban tiang, baik tiang pancang maupun tiang bor yang berdiameter kecil sampai sedang (600 mm), penurunan akibat beban kerja (*working load*) yang terjadi lebih kecil dari 10 mm untuk faktor aman yang tidak kurang dari 2,5 (Tomlinson dalam Hardiyatmo, 2023). Besarnya beban kerja (*working load*) atau kapasitas dukung tiang ijin (Q_a) dengan memperhatikan keamanan terhadap keruntuhan adalah nilai kapasitas ultimit (Q_u) dibagi dengan faktor aman (F) yang sesuai.

Variasi besarnya faktor aman yang telah banyak digunakan untuk perancangan tiang pancang :

$$Q_a = \frac{Q_u}{2,5} \quad (2.23)$$

Dimana :

Q_a = kapasitas dukung tiang ijin

Q_u = kapasitas ultimit

2,5 = nilai faktor aman yang disarankan Tomlinson

2.8.4 Uji *Pile Driving Analyzer* (PDA)

2.8.5 Daya Dukung Berdasarkan Hasil PDA

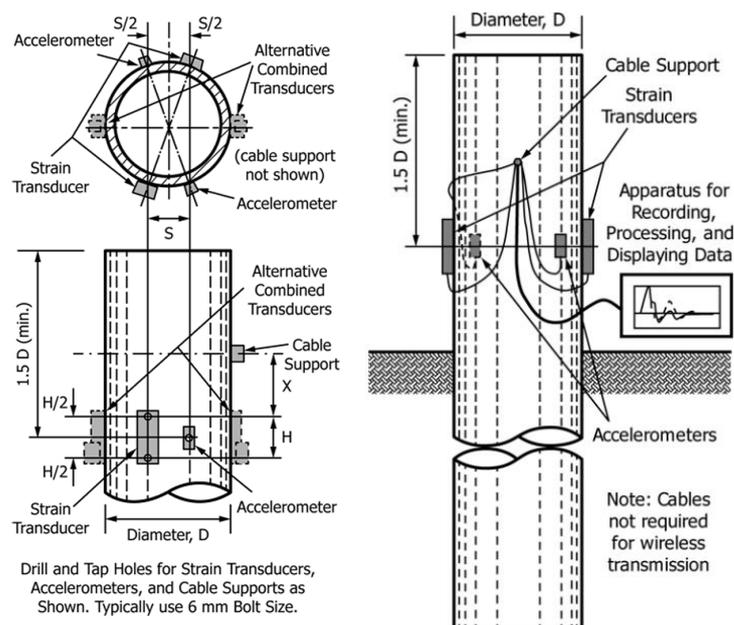
Uji PDA merupakan uji tiang di lapangan yang mengaplikasikan teori rambat gelombang. Uji PDA ini banyak digunakan untuk memperkirakan kapasitas dukung tiang. Metode ini telah di standarisasi dan tercantum dalam ASTM D-4945 (Hardiyatmo, 2023).

PDA merupakan pengujian dinamis yang dilakukan untuk mengetahui besarnya daya dukung ultimit tiang dan dianalisis dengan *case method* (CAPWAP) berdasarkan teori gelombang satu dimensi. Gelombang ini didapat dengan memberikan tumbukan (*impact*) pada tiang uji sehingga menghasilkan gelombang yang sesuai dengan kebutuhan pengujian (Bachtiar & Yusuf, 2012).

PDA akan menghasilkan keluaran (*output*) berupa daya dukung ultimit fondasi (Q_u). Penginputan data PDA yang dianalisis dengan CAPWAP akan menghasilkan keluaran (*output*) berupa daya dukung ultimit fondasi (Q_u), daya dukung gesek tiang (Q_s), Daya dukung ujung tiang (Q_p), penurunan total, dan penurunan maksimum pada tiang (Yusti & Fahrhani, 2014).

Daya dukung ultimit fondasi (Q_u) dari hasil uji PDA didapatkan dengan beberapa kelengkapan peralatan, di antaranya :

1. Komputer PDA-8G (*Pile Driving Analyzer*).
2. Dua buah *strain transducer* untuk mengukur gaya pada tiang uji (f).
3. Dua buah *accelerometer* untuk mengukur cepat rambat gelombang.
4. Pengirim sinyal tanpa kabel/ dengan koneksi kabel.
5. Alat bor, angkur, baut, dll.



Gambar 2.3 Skema Uji *Pile Driving Analyzer*

(Sumber : ASTM D4945, 2012)

Pengujian aksial tiang menurut ASTM D4945 terdapat hal-hal yang perlu diperhatikan di antaranya :

1. Persiapan Pengujian

Tiang uji PDA sesuai dengan ASTM D4945 harus mempunyai panjang di atas tanah atau air 3D atau minimal 1,5 m, jika kondisi tiang rata dengan tanah, maka diperlukan galian. Pada kondisi tiang dilaut maka harus diperhitungkan waktu pasang surut air dikarenakan ketika *test* berlangsung sensor terendam air (ASTM D4945).

Palu untuk pengujian PDA dapat menggunakan Palu pancang, apabila pada saat *test* palu pancang sudah tidak tersedia maka dapat digunakan palu dengan desain khusus untuk melakukan uji PDA. Berat minimum dari palu tersebut ialah 1,5% (satu koma lima persen) dari daya dukung maksimum tiang atau disarankan menggunakan palu dengan berat 2% (dua persen) dari daya dukung maksimum tiang agar diperoleh hasil yang maksimal.

2. Pelaksanaan Pengujian (*Continues monitoring*)

Pasang *strain transducer* dan *accelerometer* pada tiang uji. Masukkan data tiang pada komputer PDA, dan kemudian lakukan pemukulan seperti pada pemancangan. Pada setiap pukulan data akan terbaca pada komputer PDA, dan akan dipantau oleh tim PDA. Apabila kondisi sensor sudah dekat dengan tanah, maka sensor harus dilepas dan dipindahkan pada posisi yang lebih tinggi. *Test* PDA selesai apabila data daya dukung sudah tercapai atau panjang tertanam sudah sesuai dengan perhitungan perencanaan.

3. Pelaksanaan pengujian (*Redrive Monitoring*)

Pasang *strain transducer* dan *accelerometer* pada tiang uji. Masukkan data tiang pada komputer PDA, dan kemudian lakukan pemukulan. Banyaknya pukulan tergantung pada kondisi tiang uji. Untuk tiang bor rata-rata dapat dilakukan 3-4 pukulan, dan pada tiang pancang dapat diambil 20-30 pukulan. Pada pukulan ulang ini diharapkan daya yang diberikan cukup agar tiang dapat bergerak sejauh 3mm. *Test* akan selesai apabila daya dukung yang ingin dicapai telah didapat atau tiang sudah tidak mampu untuk dipukul. Apabila kondisi tiang sudah tidak memungkinkan untuk dipukul dan daya dukung belum dapat maka disarankan agar tiang diperbaiki sebelum di pukul ulang, atau *test* dilanjutkan pada titik lain.

Tiang pancang yang akan diuji PDA diberi beberapa kali tumbukan. Penumbukan dihentikan jika telah diperoleh mutu rekaman pada komputer yang cukup baik dan energi tumbukan yang relatif cukup tinggi. Untuk mendapatkan kualitas rekaman yang baik tergantung beberapa faktor, antara lain pemasangan instrumen terpasang cukup kuat pada tiang beton, sistem elektronik komputer dan efisiensi *hammer* yang dipergunakan. Pada saat pengujian secara berkala dilakukan pengecekan/pengencangan baut-baut instrumen. Dilakukan beberapa tumbukan sesuai kebutuhan, jika telah didapatkan nilai energi tumbukan yang relatif tinggi maka tumbukan dihentikan. Nilai energi tumbukan tergantung nilai efisiensi *hammer* yang dipakai (Ahmad & Surahman, 2016).

2.9 Kapasitas Dukung Lateral dan Defleksi Tiang Pancang

Tiang pancang selain menerima beban aksial juga menerima beban lateral. Kapasitas dukung lateral merupakan kemampuan fondasi dalam menahan beban yang bekerja secara horizontal. Sumber potensial beban horizontal tersebut di antaranya seperti beban angin, tekanan tanah lateral, beban gelombang air, benturan kapal, dan lain-lain (Hardiyatmo, 2023).

Beban lateral pada tiang ditahan dengan memobilisasi tekanan pasif di dalam tanah di sekelilingnya. Besarnya reaksi penyebaran tanah tergantung pada kekakuan tiang pancang, kekakuan tanah, dan ketegakan ujung-ujung tiang pancang (Das, 2011). Secara umum, tiang pancang yang dibebani secara lateral dapat terbagi menjadi dua kategori utama yaitu :

1. Tiang pancang pendek atau kaku.
2. Tiang pancang panjang atau elastis.

Dalam analisis gaya lateral, tiang dibedakan menurut model ikatannya dengan pelat penutup tiang. Karena model ikatan tersebut sangat mempengaruhi kelakuan tiang dalam mendukung beban lateral. Menurut (McNulty dalam Hardiyatmo, 2023) mendefinisikan tiang menurut model ikatannya dan pilecapnya, yaitu :

1. Tiang ujung jepit (*fixed end pile*) merupakan tiang yang ujung atasnya terjepit (tertanam) dalam pelat penutup kepala tiang paling sedikit sedalam 60 cm.
2. Tiang ujung bebas (*free end pile*) adalah tiang yang bagian atasnya tidak terjepit atau tertanam dalam pelat penutup tetapi kurang dari 60 cm.

Tiang yang dibebani secara lateral dalam (Hardiyatmo, 2023) harus memenuhi dua kriteria utama yaitu :

1. Faktor aman terhadap keruntuhan ultimit harus memenuhi, hal ini untuk memberikan keamanan tambahan terhadap potensi kegagalan struktur akibat terlampauinya kapasitas dukung tanah atau beban yang diterima.
2. Defleksi yang terjadi akibat beban yang bekerja harus masih dalam batas-batas toleransi.

Fondasi tiang yang menahan beban secara lateral tidak diperbolehkan mengalami defleksi lateral terlalu besar. Menurut SNI 8467-2017 sub bab 9.7.3.1 untuk menentukan nilai kapasitas lateral tiang disesuaikan dengan besar deformasi lateral izin kepala tiang. Besar deformasi lateral izin tiang adalah 12 mm untuk gempa rencana dan 25 mm untuk gempa kuat pada kondisi tiang tunggal dan *free-head* (Badan Standardisasi Nasional, 2017).

2.9.2 Kapasitas Dukung Lateral Metode Broms

Metode Broms adalah metode perhitungan langsung untuk analisis beban lateral tiang pancang tunggal. Metode ini menghitung ketahanan tanah ultimit terhadap beban lateral serta momen maksimum yang diinduksikan pada tiang. Metode Broms dapat digunakan untuk mengevaluasi kondisi kepala tetap atau bebas pada profil tanah kohesif murni atau tanpa kohesi murni (FHWA NHI-05-042, 2006).

Jenis tanah secara umum dalam (FHWA NHI-05-042, 2006), perlu ditentukan sebelum memulai analisis menggunakan metode broms yaitu berupa tanah kohesif atau non kohesif pada kedalaman kritis di bawah permukaan tanah sekitar 4 atau 5 diameter tiang. Tanah yang secara umum tanpa kohesi perlu ditentukan nilai koefisien reaksi tanah dasar horizontal (K_h), nilai tersebut dapat ditentukan melalui Tabel 2.16.

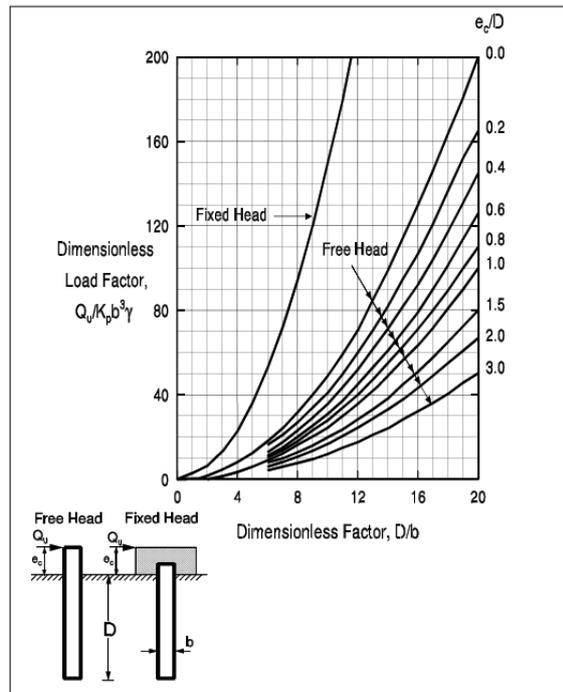
Tabel 2.16 Nilai K_h untuk tanah tanpa kohesi

<i>Soil Density</i>	K_h, in kN/m^3 (lbs/in^3)	
	<i>Above Ground Water</i>	<i>Below Ground Water</i>
<i>Loose</i>	1900 (7)	1086 (4)
<i>Medium</i>	8143 (30)	5429 (20)
<i>Dense</i>	17644 (65)	10857 (40)

(Sumber : FHWA NHI-05-042, 2006)

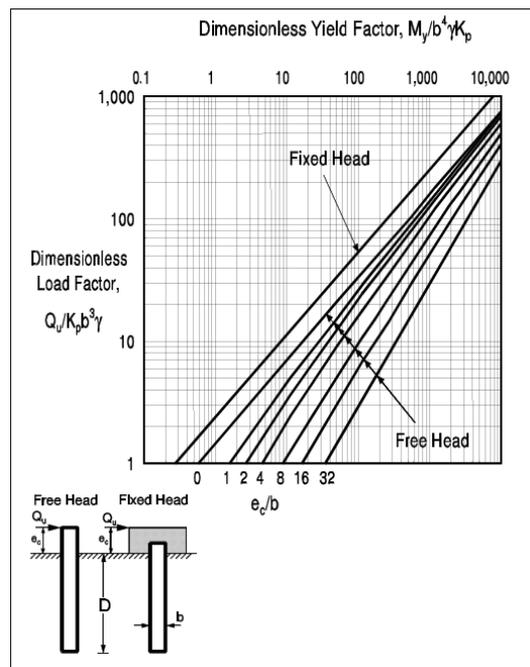
2.9.2.1 Tiang pada Tanah non Kohesif (*Granular*)

Tiang yang tertanam pada tanah non kohesif (*granular*) menurut Broms dalam (FHWA) terdapat langkah langkah yang perlu dilakukan untuk mendapatkan nilai beban lateral ultimit (Q_u). Dalam menentukan nilai beban ultimit lateral pada tanah non kohesif digunakan grafik pada Gambar 2.4 dan Gambar 2.5 berikut ini.



Gambar 2.4 Grafik Kapasitas Beban Lateral Ultimit Tiang Pancang Pendek pada Tanah Tanpa Kohesi

(Sumber : FHWA NHI-05-042, 2006)



Gambar 2.5 Grafik Kapasitas Beban Lateral Ultimit Tiang Pancang Panjang pada Tanah Tanpa Kohesi

(Sumber : FHWA NHI-05-042, 2006)

Grafik tersebut digunakan untuk menentukan beban lateral ultimit dengan mengetahui nilai *dimensionless factor* kemudian diplotkan pada grafik yang menghasilkan nilai *dimensionless load factor* dan menghasilkan nilai beban lateral ultimit. Berikut merupakan langkah-langkah dalam mencari nilai beban lateral ultimit (Q_u) :

1. Menentukan parameter tiang pancang

Parameter tiang pancang perlu ditentukan untuk mencari nilai beban lateral ultimit dalam metode broms, diantaranya modulus elastisitas (E), momen inersia (I), modulus penampang (S), tegangan leleh material tiang pancang (F_y) untuk baja atau kekuatan tekan ultimit (f'_c) untuk beton, panjang tiang pancang tertanam (D), diameter atau lebar (b), eksentrisitas beban yang diterapkan (ec) untuk tiang pancang berkepala bebas – yaitu jarak vertikal antara permukaan tanah dan beban lateral, dan faktor bentuk tanpa dimensi C_s (untuk tiang pancang baja). Serta nilai momen tahanan tiang pancang (M_y).

2. Menentukan nilai η untuk tanah non kohesif

$$\eta = \sqrt[5]{\frac{K_h}{EI}} \quad (2.24)$$

3. Menentukan faktor panjang tak berdimensi, pada tanah tanpa kohesi digunakan ηD .

4. Menentukan jenis tiang, tiang panjang atau pendek. Pada tanah non kohesif berikut merupakan ketentuannya :

- a. $nD > 4$ (tiang panjang)
- b. $nD < 2$ (tiang pendek)
- c. $2 < nD < 4$ (tiang menengah)

5. Menentukan parameter tanah lainnya di antaranya :

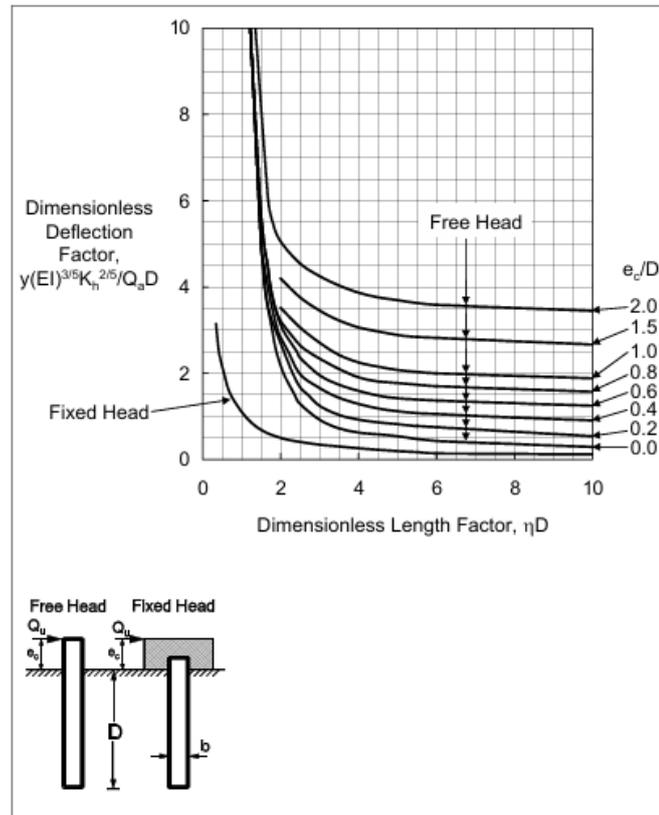
- a. Koefisien tekanan pasif rankine untuk tanah non kohesi (K_p).
 $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$, di mana ϕ = sudut geser dalam.
- b. Berat satuan efektif rata-rata tanah (γ').

6. Menentukan beban lateral ultimit tiang pancang tunggal (Q_u). Pada kondisi tanah tanpa kohesi jika tiang termasuk tiang pendek maka

digunakan grafik pada Gambar 2.4 dan jika tiang termasuk tiang panjang maka digunakan grafik pada Gambar 2.5.

2.9.2.2 Defleksi tiang metode Broms

Defleksi tiang pada tiang pancang dengan kepala bebas/tetap pada tanah non kohesif ditentukan dengan menggunakan grafik pada Gambar 2.6 berikut, dengan memplotkan nilai ηD pada grafik.



Gambar 2.6 Grafik Defleksi Lateral pada Permukaan Tanah Tiang pada Tanah tanpa Kohesi

(Sumber : FHWA NHI-05-042, 2006)

2.9.3 Kapasitas Dukung Lateral Metode Meyerhof

(Meyerhof dalam Das, 2011) memberikan solusi untuk tiang pancang kaku dan fleksibel yang dibebani secara lateral, menurut metode Meyerhof tiang dapat didefinisikan fleksibel jika :

$$K_r = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} < 0,01 \quad (2.25)$$

Keterangan :

E_p = modulus elastisitas tiang

E_s = modulus elastisitas tanah

L = panjang tiang

2.9.3.1 Tiang pada tanah kohesif

Untuk tiang pancang pada tanah lempung yang termasuk dalam tiang pendek, maka tahanan beban ultimate dapat dihitung dengan persamaan :

$$Q_{u(g)} = 0,4c_u K_{cr} DL \quad (2.26)$$

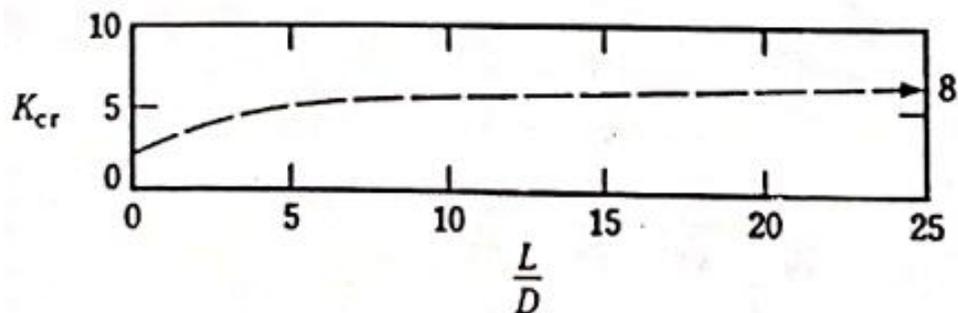
Keterangan :

c_u = kuat geser tanah

K_{cr} = koefisien tekanan tanah lateral (Gambar 2.10)

Jika termasuk dalam tiang panjang, maka untuk menghitung tahanan beban lateral *ultimate* dapat digunakan dengan menyubstitusikan L_e untuk menggantikan L pada persamaan 2.42.

$$\frac{L_e}{L} = 1,5K_r^{0,12} \quad (2.27)$$



Gambar 2.7 Diagram Variasi Nilai Koefisien Tekanan Tanah Lateral K_{cr}

(Tanah Lempung)

(Sumber : Das, 2011)

2.9.3.2 Tiang pada Tanah non Kohesif

Tiang pancang pada tanah pasir yang termasuk dalam tiang pendek, maka tahanan beban *ultimate* dapat dihitung dengan persamaan :

$$Q_{u(g)} = 0,12\gamma DL^2 K_{br} \quad (2.28)$$

Keterangan :

γ = berat volume tanah

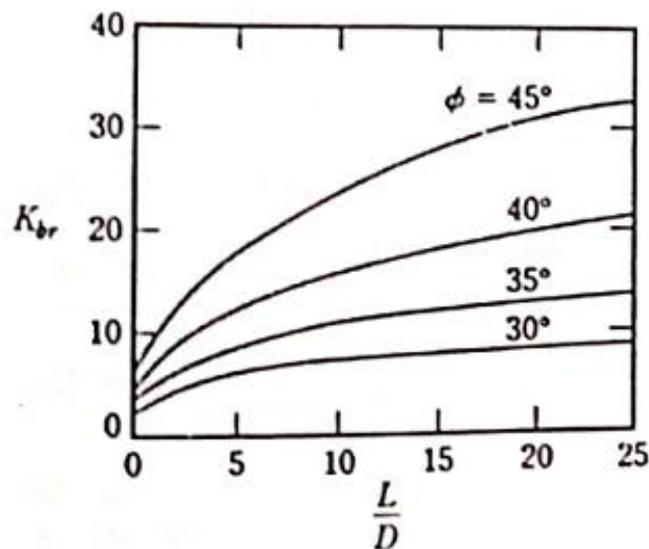
D = diameter tiang

L = panjang tiang

K_{br} = koefisien tekanan tanah lateral (Gambar 2.9)

Jika termasuk tiang panjang, maka persamaan 2.40 disubstitusi dengan mengganti L dengan L_e (panjang efektif).

$$\frac{L_e}{L} = 1,65K_r^{0,12} \quad (2.29)$$



Gambar 2.8 Diagram Variasi Nilai Koefisien Tekanan Tanah Lateral K_{br} (Tanah Pasir)

(Sumber : Das, 2011)

2.9.3.3 Defleksi Tiang Metode Meyerhof

Defleksi tiang merupakan perubahan posisi yang terjadi pada kepala tiang yang mengalami pembebanan lateral. Berikut merupakan persamaan untuk mencari nilai defleksi tiang :

$$y_o = \frac{I_{yh}H}{E_h L_e} \quad (2.30)$$

Keterangan :

y_o = defleksi tiang

E_h = Modulus Elastisitas Tanah horizontal pada ujung tiang

I_{yh} = faktor pengaruh untuk H_u (Tabel)

$$L_e = 2,3K_r^{0,2}L$$

Tabel 2.17 Faktor pengaruh (I_{yh}) untuk beban horizontal

L/D	I_{yh}
10	3
25	4
50	4,8
100	5,1

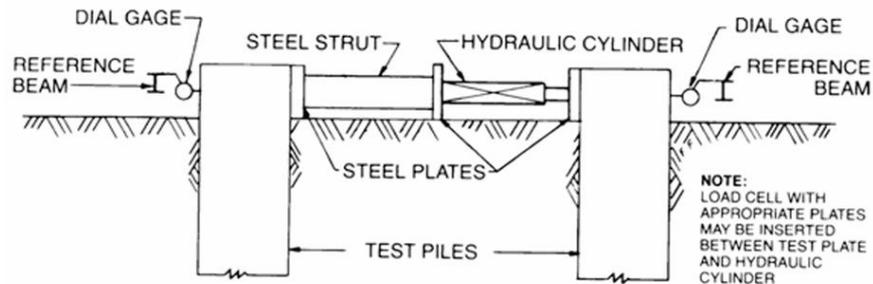
Sumber : (Kawengian et al., 2018)

2.9.4 Uji Beban Lateral

Uji beban lateral (horizontal) digunakan untuk mengetahui kelakuan defleksi tiang pada waktu beban telah bekerja. Beban lateral yang diizinkan dapat ditentukan dari nilai beban pada defleksi tiang tertentu (misalnya 0,25 inci) yang dibagi dengan faktor aman (McNulty dalam Hardiyatmo, 2023).

Salah satu instrument *pile load test* atau pengujian beban pada tiang dengan jenis pembebanan lateral atau pembebanan arah horizontal dari tiang yang disesuaikan dengan pembebanan rencana disebut *lateral test*. Beban yang digunakan berupa *beam* atau besi, diletakkan pada *platform* lalu dihubungkan dengan *dial gauge* yang dipasang sesuai kedalaman yang diinginkan, namun pada umumnya *dial gauge* yang dipasang pada puncak tiang karena diasumsikan bahwa

pergeseran tiang terbesar terdapat pada puncak tiang. Pembebanan pada lateral *test* dapat berupa *static* atau *cyclic*. Hasil dari lateral *test* berupa grafik hubungan antara pembebanan dengan defleksi yang terjadi pada tiang, sering disebut sebagai *p-y curve*.



Gambar 2.9 Skema uji beban lateral tiang

(Sumber : ASTM D3966, 2007)

Uji pembebanan lateral dilakukan sebanyak 4 siklus pembebanan di mana beban puncak terjadi pada siklus ke-4 sebesar 200% dari beban rencana. Pengujian ini dilaksanakan berdasarkan standar ASTM D3966-07 dengan beberapa perlengkapan peralatan di antaranya :

1. Hydraulic Jack

Alat yang digunakan untuk menerapkan beban horizontal kepada tiang.

2. Pressure Gauge

Untuk mengukur besarnya beban yang diberikan pada tiang uji.

3. Dial Gauge

Terdiri dari 4 (empat) unit dengan ketelitian pembacaan paling sedikit sampai dengan 0,01 mm, untuk mengukur besarnya pergerakan yang terjadi.

Prosedur uji pembebanan lateral menggunakan prosedur pembebanan siklik di mana beban di terapkan dan di lepaskan sesuai dengan tabel berikut :

Tabel 2.18 Prosedur Uji Beban Lateral

<i>Cyclic Loading Schedules</i>			
<i>Standard Loading</i>			
<i>Percent of Design Load</i>	<i>Load Duration</i>	<i>Percent of Design Load</i>	<i>Load Duration</i>
0	-	75	10
25	10	0	10
50	10	50	10
25	10	100	10
0	10	150	10
50	10	170	20
75	15	180	20
100	20	190	20
50	10	200	60
0	10	150	10
50	10	100	10
100	10	50	10
125	20	0	-
150	20	-	-

(Sumber : ASTM D3966, 2007)

2.10 Penelitian yang Relevan

1. Wanda Aska Alawiah dan Yuki Achmad Yakin (2016) dengan judul penelitian Analisis Daya Dukung Tiang Tunggal Statik pada Tanah Lunak di Gedebage.

Tujuan dari penelitian ini adalah menganalisis daya dukung tiang tunggal statik pada tanah lunak di Gedebage. Analisis dilakukan menggunakan metode interpretasi hasil uji statik, metode statik, metode Meyerhof berdasarkan data N-SPT, dan pemodelan menggunakan metode elemen hingga. Hasil dari penelitian tersebut dibandingkan dengan hasil uji di lapangan dan yang paling mendekati adalah hasil uji statik metode Mazurkiewicz dengan hasil persentase sebesar 5,133%.

2. Evi Puspita Sari, Prihantono, dan Sittati Musalamah (2019) dengan judul Analisis Daya Dukung Tiang Aksial Tunggal Dengan Metode Statis dan Dinamis Terhadap Hasil Uji *Pile Driving Analyzer* (PDA) Pada Pekerjaan Fondasi Proyek Jakarta *Box Tower*.

Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui perbandingan kapasitas bantalan tiang dengan beberapa metode perhitungan statik dan dinamis terhadap hasil pengujian dinamik *Pile Driving Analyzer* (PDA). Analisis menggunakan perhitungan statik menggunakan beberapa metode yaitu metode Meyerhoff, Vesic, α Thomlinson, dan α Terzaghi, Peck dan Mesri. Perhitungan konsultan menggunakan metode Reese & Wright. Daya dukung dinamis menggunakan catatan *jacking pile* dari hasil pengujian *Hydraulic System Pile Driving* (HSPD) dan *Pile Driving Analyzer*. Hasil penelitian menunjukkan bahwa metode Reese & Wright dengan SPT merupakan hasil uji PDA yang paling mendekati dengan persentase 74,72%; 76,79% dan 82,83% untuk jumlah tiang 310, 368 dan 763. Sedangkan hasil perbandingan catatan *jacking pile* yang paling mendekati PDA adalah pada nomor tiang 638 dengan persentase 82,83%. Hasil penurunan terbesar terjadi pada tiang pancang 310 dan 763 dengan penurunan sebesar 26,3 mm dan 25,9 mm dengan metode α Vesic + Terzaghi, Peck dan Mesri.

3. Sjachrul Balamba dan Alva N.Sarajar (2018) dengan judul Analisis Daya Dukung Lateral pada Tiang Pancang Kelompok di Dermaga Belang.

Tujuan dari penelitian ini adalah untuk menganalisis daya dukung lateral pada tiang pancang di Dermaga Belang. Metode Analisis yang digunakan meliputi metode Broms, Meyerhof, Evans dan Duncan, serta perangkat lunak GEO5 dalam bidang geoteknik. Hasil analisis pada penelitian ini menunjukkan metode Meyerhof memberikan daya dukung lateral paling besar, sementara defleksi tiang yang mendekati hasil analisis dengan GEO5 diperoleh dari metode Broms.