



ANALISIS STRUKTUR *SLAB ON PILE* STUDI KASUS JALAN TOL SEMARANG – DEMAK SEKSI 2

Thomas Marcellino Santoso^{1✉}, Muhammad Sigit Wahyudi², Muhrozi², Indrastono Dwi Atmanto²

^{1,2}Universitas Diponegoro, Indonesia

DOI: 10.26623/teknika.v17i1.4823

Info Artikel

Sejarah Artikel:

Disubmit 1 Maret 2022

Direvisi 2 Maret 2022

Disetujui 29 Maret 2022

Keywords:

slab on pile, freestanding, spring

Abstrak

Slab on pile merupakan salah satu struktur jembatan yang digunakan pada Proyek Jalan Tol Semarang Demak Seksi 2. Struktur *slab on pile* terdiri dari *slab*, *pile head*, dan tiang pancang. Tipikal jembatan *slab on pile* pada lokasi ini ada 2 (dua), yang dibedakan berdasarkan jumlah dan jarak tiang. Tiang berjumlah 5 (lima) dalam 1 (satu) *pile head* yang memiliki spasi 3,5 meter digunakan untuk tiang dengan *freestanding* kurang dari 6 meter. Konfigurasi tiang ini terletak pada STA 19 +658 hingga 19+793. Sedangkan tiang berjumlah 6 (enam) yang memiliki spasi 2,8 m digunakan untuk tiang dengan *freestanding* lebih dari 6 meter. Konfigurasi tiang ini terletak pada STA 19+800 hingga 19+894. Pada STA 19+674 terdapat *expansion joint* yang berfungsi mengakomodasi segala bentuk gerakan yang terjadi pada struktur *slab on pile*. Selain itu bentang antar tiang pada arah memanjang adalah 7 meter. Perencanaan *slab on pile* ini mengacu pada SNI 1725:2016 "Pembebanan untuk Jembatan" dan SNI 2833:2016 "Perencanaan Jembatan terhadap Beban Gempa". Analisis struktur *slab on pile* dilakukan dengan bantuan software SAP2000 untuk mengetahui gaya dalam yang terjadi pada struktur *slab on pile*. Sistem pondasi yang digunakan pada pemodelan adalah tiang pancang dengan tumpuan *spring* di mana fungsi dari tumpuan *spring* tersebut adalah mewakili sifat tanah. Hasil dari studi kasus ini adalah diperolehnya desain struktur *slab on pile* beserta gambar *shop drawing*.

Abstract

Slab on pile is one of the bridge structures used in the Semarang Demak Toll Road Project Section 2. The *slab on pile* structure consists of a *slab*, *pile head*, and *piles*. There are 2 (two) typical *slab on pile* bridges at this location, which are distinguished by the number and distance of the piles. 5 (five) piles in 1 (one) *pile head* with a spacing of 3.5 meters are used for piles with a *freestanding* of less than 6 meters. This pile configuration is located at STA 19 +658 to 19+793. Meanwhile, 6 (six) piles with a space of 2.8 m are used for piles with *freestanding* of more than 6 meters. This pile configuration is located at STA 19+800 to 19+894. At STA 19+674 there is an *expansion joint* that functions to accommodate all forms of movement that occur in the *slab on pile* structure. In addition, the span between the piles in the longitudinal direction is 7 meters. This *slab on pile* planning refers to SNI 1725:2016 "Loading for Bridges" and SNI 2833:2016 "Bridge Planning for Earthquake Loads". *Slab on pile* planning is carried out with the help of SAP2000 software to determine the internal forces that occur in the *slab on pile* structure. The foundation system used in the modeling is a pile with *spring* support where the function of the *spring* support is to represent the nature of the soil. The result of this plan is to obtain a *slab on pile* structure design along with *shop drawings*.

✉ Alamat Korespondensi:

E-mail: thomasprofessional.acc@gmail.com

PENDAHULUAN

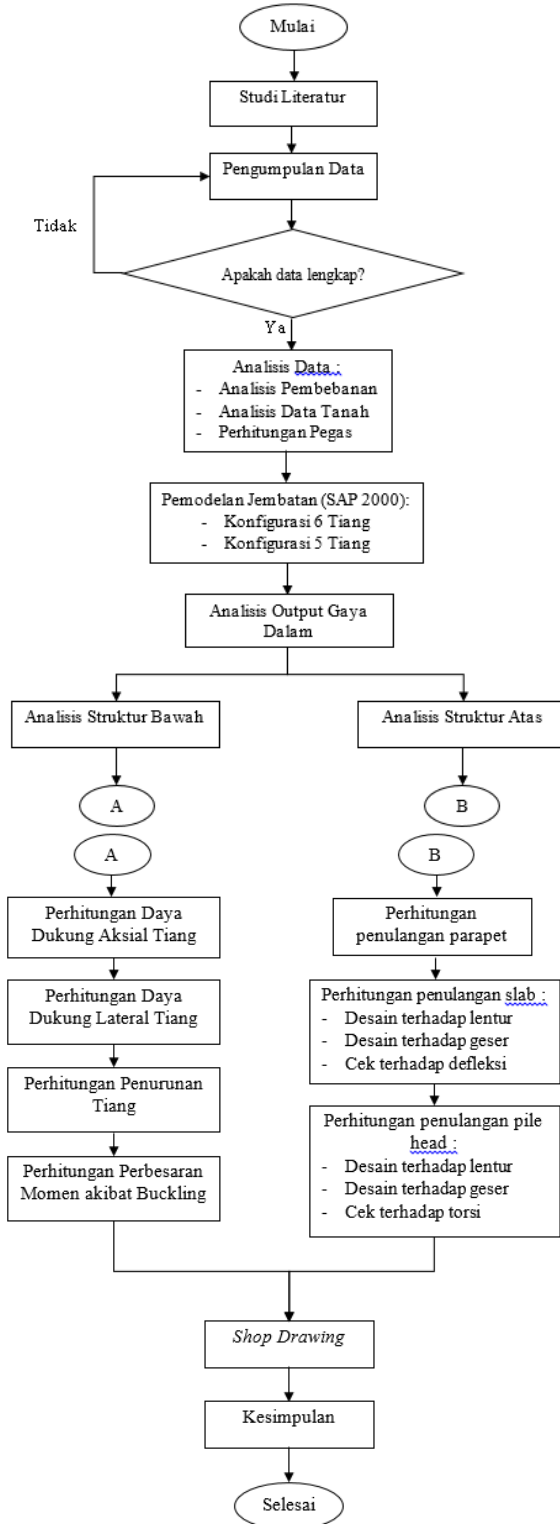
Jembatan merupakan suatu bangunan penting (Hadi, 2018) yaitu bangunan penyambung pada persilangan antara jalan dan penghalang yang dibangun sesuai dengan situasi dan kondisi setempat serta berada pada posisi lebih rendah. Bangunan penyambung tersebut dibuat untuk melintasi rintangan berupa sungai, saluran irigasi, jurang, tepi pangkalan, laut, danau, lembah serta jalan raya yang melintang tidak sebidang. Syarat yang harus dipenuhi dalam perencanaan jembatan adalah konstruksi jembatan tersebut harus mampu menahan beban yang berupa beban manusia yang melewati jembatan (Julfrenly, dkk. 2013), beban kendaraan yang melintasi jembatan serta beban statis dan beban sendiri dari konstruksi jembatan itu sendiri.

Perkembangan teknologi jembatan mengalami pertumbuhan yang semakin pesat, mulai dari bahan jembatan yang digunakan sampai dengan metode konstruksi jembatan (Dion Falerio, 2018). Pembaharuan dan inovasi-inovasi terbaru dari jembatan ini tidak lain merupakan solusi-solusi yang ditemukan untuk mengatasi masalah-masalah yang ada atau timbul di lapangan baik sebelum, sedang maupun setelah masa konstruksi. Salah satu metode yang dapat digunakan adalah metode slab on pile. Pertimbangan penggunaan metode slab on pile ini selain kemudahan dalam pelaksanaan juga karena adanya masalah-masalah tanah yang timbul seperti daerah rawan longsor atau daerah dimana tidak dimungkinkan untuk dilakukan penimbunan tanah.

Untuk penyelesaian tugas akhir ini kami melakukan analisis struktur jembatan *slab on pile* pada Proyek Jalan Tol Semarang Demak Seksi 2 STA 10+690 – STA 27+000, khususnya pada STA 19+658 – STA 19+894. Total panjang pekerjaan *slab on pile* pada proyek ini sekitar 7,427 km. Pemilihan jenis struktur *slab on pile* pada STA 19+658 – STA 19+894 disebabkan karena konstruksi timbunan tidak dapat dilakukan, sebab adanya batasan tinggi kritis timbunan. Dengan batasan tinggi kritis timbunan tersebut, maka untuk lokasi yang memiliki beda elevasi (Elevasi rencana jalan terhadap elevasi tanah eksisting) lebih besar dari tinggi kritis timbunan, maka dipilih jenis struktur *slab on pile*. Berdasarkan informasi yang diperoleh dari proyek, jumlah dan lebar jalur lalu lintas pada jembatan *slab on pile* adalah 2 x 2 lajur dengan lebar lajur 3,6 m. Namun akan dilakukan pengembangan menjadi 2 x 3 lajur dengan lebar lajur 3,6 m. Pada laporan ini akan direncanakan *slab on pile* pada kondisi setelah pengembangan lajur. Selain itu, tinggi *freestanding* tiang pancang bervariasi dari 4 meter hingga 8 meter. Ketinggian *freestanding* tiang tersebut menyesuaikan dengan elevasi rencana jalan. Selain itu bentang jembatan memiliki jarak 7 meter.

METODE

Metodologi analisis struktur *Slab on Pile* Jalan Tol Semarang – Demak dapat dilihat pada Gambar 1 di bawah ini.



Gambar 1 Diagram Alir Analisis struktur Jembatan *Slab on Pile*

ANALISIS DATA

Pembebanan struktur mengacu pada SNI 1725-2016 “Standar Pembebanan untuk Jembatan”. Berikut dapat dilihat pada

Tabel 1 rekapitulasi pembebanan yang terjadi pada struktur.

Tabel 1 Beban – Beban yang Direncanakan akan Terjadi pada Struktur

Jenis Beban	Simbol Beban	Besar Beban pada Struktur
Beban sendiri struktur	MS	Dihitung otomatis SAP2000
Beban mati tambahan	MA	Lapisan aspal beton dan air hujan 1,39 kN/m ²
Beban D	TD	Barrier 9,21 kN/m BTR 12,6 kPa BGT 49 kN/m
Beban T	TT	32,5 kN (roda depan) 146,25 kN (roda tengah dan belakang)
Beban Rem	TB	46,875 kN
Beban Gempa	EQ	Dihitung otomatis oleh SAP2000 berdasarkan cara analisis dinamik menggunakan respon spektrum

Menurut SNI 1725-2016 Standar Pembebanan untuk Jembatan, kombinasi pembebanan untuk perhitungan struktur jembatan harus diperhitungkan berdasarkan 2 (dua) kondisi, yaitu kondisi layan dan kondisi ultimate. Kombinasi pembebanan pada struktur jembatan dapat dilihat pada Tabel 2.

Tabel 2 Kombinasi Pembebanan Jembatan *Slab on Pile*

Kondisi	Keadaan Batas	Kombinasi
Masa Layan	Kuat I	1 MS + 1 MA + 1,8 TT/TD + 1,8 TB
	Kuat II	1 MS + 1 MA + 1,4 TT/TD + 1,4 TB
	Kuat III	1 MS + 1 MA
	Kuat IV	1 MS + 1 MA
	Kuat V	1 MS + 1 MA
	Daya Layan I	1 MS + 1 MA + 1 TT/TD + 1 TB
	Daya Layan II	1 MS + 1 MA + 1,3 TT/TD + 1,3 TB
	Daya Layan III	1 MS + 1 MA + 0,8 TT/TD + 0,8 TB
	Daya Layan IV	1 MS + 1 MA
	Fatik (TD dan TR)	0,75 TT/TD + 0,75 TB
Ultimate	Ekstrem II	1 MS + 1 MA + 0,5 TT/TD + 0,5 TB
	Ekstrem I	1 MS + 1 MA + 0,3 TT/TD + 0,3 TB + 0,3 EQ _x + 0,7 EQ _y
	Kuat I	1 MS + 1 MA + 0,3 TT/TD + 0,3 TB + 0,7 EQ _x + 0,3 EQ _y
	Kuat II	1,3 MS + 2 MA + 1,8 TT/TD + 1,8 TB
	Kuat III	1,3 MS + 2 MA + 1,4 TT/TD + 1,4 TB
	Kuat IV	1,3 MS + 2 MA
	Kuat V	1,3 MS + 2 MA
	Daya Layan I	1 MS + 1 MA + 1 TT/TD + 1 TB
	Daya Layan II	1 MS + 1 MA + 1,3 TT/TD + 1,3 TB
	Daya Layan III	1 MS + 1 MA + 0,8 TT/TD + 0,8 TB
Daya Layan IV	1 MS + 1 MA	
Fatik (TD dan TR)	0,75 TT/TD + 0,75 TB	
Ekstrem II	1,3 MS + 2 MA + 0,5 TT/TD + 0,5 TB	
Ekstrem I	1,3 MS + 2 MA + 0,3 TT/TD + 0,3 TB + 0,3 EQ _x + EQ _y	
		1 MS + 1 MA + 0,3 TT/TD + 0,3 TB + EQ _x + 0,3 EQ _y

Data Tanah

Pada lokasi studi kasus, yaitu STA 19+658 hingga STA 19+889, terdapat 2 (dua) tanah *bore log*, yaitu titik BH – PS45 (STA 19+750) dan BH – PS22 (STA 19+895). Kemudian, terdapat pula data tanah dari hasil pengujian laboratorium. Data tanah yang diuji secara laboratorium merupakan tanah *undisturbed sample* kedalaman 10 m dan 20 m dari *bore log* BH – PS45 (STA 19+750).

Berdasarkan evaluasi terhadap data tanah yang ada, untuk analisis struktur *slab on pile* digunakan data tanah titik BH – PS45 (STA 19+750), karena memiliki nilai N – SPT yang lebih kecil dibanding titik BH – PS22 (STA 19+895). Alasan lain digunakannya titik BH – PS45 (STA 19+750) sebagai analisis adalah tersedianya data tanah dari hasil pengujian laboratorium.

Dari data tanah pada titik BH – PS45 (STA 19+750) kemudian dicari korelasi – korelasi parameter lain yang diperlukan. Parameter tanah titik BH – PS45 (STA 19+750) dapat dilihat pada Tabel3

Tabel 3 Parameter Tanah BH – PS45 (STA 19+750)

Lapisan	Kedalaman (m)	Jenis Tanah	Ketebalan (m)	N-SPT	N-SPT rata-rata	Cu (kPa)	Ø (°)	E (kN/m ²)	γ sat (kN/m ³)	v
1	0-11	Lempung Lunak	11	5;2;2;4;5	3.6	18	-	3000	16	0.5
2	27 Nov	Lempung Teguh	16	6;7;6;8;9; 8;8;7	7.375	36.88	-	6000	16	0.5
3	27-31	Lempung Kaku	4	15;17	16	80	-	13500	18	0.5
4	31-39	Lempung sangat Kaku	8	23;29;24;	24.25	121.3	-	25000	18	0.5
5	39-41	Lempung Kaku	2	18	18	90	-	13500	18	0.5
6	41-47	Lempung sangat Kaku	6	25;24;23	24	120	-	25000	18	0.5
7	47-49	Lempung Kaku	2	18	18	90	-	13500	18	0.5
8	49-53	Lempung sangat Kaku	4	21;25	23	115	-	25000	18	0.5
9	53-55	Lempung Kaku	2	19	19	95	-	13500	18	0.5
10	55-57.5	Pasir Setengah Padat	2.5	27	27	-	35	17500	20	0.5
11	57.5-70	Lempung sangat Kaku	12.5	21;19;21	23.57	117.9	-	25000	18	0.5

Perhitungan Konstanta Pegas

Tanah akan dimodelkan sebagai tumpuan pegas pada SAP2000. Perhitungan konstanta pegas mengacu pada rumus Vesic seperti pada persamaan 1 sebagai berikut.

$$k_h = 0,65^{12} \frac{E_s B^4}{\sqrt{E_r I_f B (1 - \mu_s^2)}} \frac{E_s}{B} \quad (1)$$

dimana:

k_h = modulus reaksi *subgrade* (kN/m³)

E_s = modulus elastisitas tanah (kN/m²)

B = diameter tiang (m)

E_r = modulus elastisitas tiang (kN/m²)

I_f = momen inersia tiang (m⁴)

μ_s = angka poisson

Untuk konstanta pegas (k_{sh}) dihitung sebagai berikut.

$$k_{sh} = A_s \times k_h; A_s = B \times L \quad (2)$$

dimana:

A_s = luas bidang kontak tanah dengan tiang (m²)

L = ketebalan tanah (m)

Untuk perhitungan konstanta pegas secara keseluruhan dapat dilihat pada Tabel 4 di bawah.

Tabel 4 Perhitungan konstanta Pegas untuk Pemodelan pada SAP2000

Kedalaman (m)	Ketebalan (m)	D (m)	N - SPT	Cu (kN/m ²)	E (kN/m ²)	v	kh (kN/m ³)	ksh (kN/m)
2	2	0.6	5	25	5000	0.5	4541.2	5449.4
4	2	0.6	2	10	2000	0.5	1682.9	2019.5
6	2	0.6	2	10	2000	0.5	1682.9	2019.5
8	2	0.6	4	20	4000	0.5	3566.0	4279.2
10	2	0.6	5	25	5000	0.5	4541.2	5449.4
12	2	0.6	6	30	6000	0.5	5532.9	6639.4
14	2	0.6	7	35	7000	0.5	6538.5	7846.1
16	2	0.6	6	30	6000	0.5	5532.9	6639.4
18	2	0.6	8	40	8000	0.5	7556.1	9067.4
20	2	0.6	9	45	9000	0.5	8584.5	10301.4
22	2	0.6	8	40	8000	0.5	7556.1	9067.4
24	2	0.6	8	40	8000	0.5	7556.1	9067.4
26	2	0.6	7	35	7000	0.5	6538.5	7846.1
28	2	0.6	15	75	15000	0.5	14929.7	17915.6
30	2	0.6	17	85	17000	0.5	17097.7	20517.3
32	2	0.6	23	115	23000	0.5	23722.3	28466.8
34	2	0.6	29	145	29000	0.5	30494.2	36593.0
36	2	0.6	24	120	24000	0.5	24841.7	29810.0
38	2	0.6	21	105	21000	0.5	21496.0	25795.1
40	2	0.6	18	90	18000	0.5	18189.9	21827.9
42	2	0.6	25	125	25000	0.5	25964.9	31157.9
44	2	0.6	24	120	24000	0.5	24841.7	29810.0
46	2	0.6	23	115	23000	0.5	23722.3	28466.8
48	2	0.6	18	90	18000	0.5	18189.9	21827.9
50	2	0.6	21	105	21000	0.5	21496.0	25795.1

Output Nilai Gaya Dalam

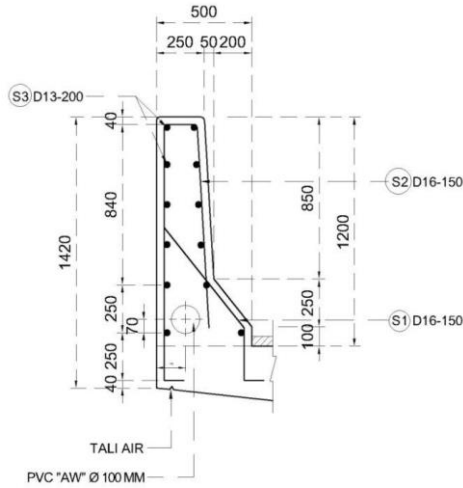
Setelah dilakukan pemodelan struktur dan pembebanan, akan didapatkan nilai gaya dalam yang terjadi pada struktur baik itu gaya aksial, geser, momen, maupun torsi. Hasil analisis yang ditampilkan berupa gaya dalam yang paling kritis yang terjadi pada struktur *slab on pile*. Berikut *output* gaya dalam maksimum, baik konfigurasi 6 (enam) tiang maupun 5 (lima) tiang.

Tabel 5 Output Gaya Dalam Maksimum

Jenis Struktur	Gaya Dalam	Satuan	Konfigurasi 6 Tiang	Konfigurasi 5 Tiang	Kombinasi
Pelat	Momen lapangan	kNm	280,105	259,77	Kuat I (Ultimit)
	Momen tumpuan	kNm	151,012	152,504	Kuat I (Ultimit)
	Momen lapangan	kNm	153,199	204,859	Kuat I (Ultimit)
Pile head	Momen tumpuan	kNm	277,503	309,021	Kuat I (Ultimit)
	Gaya geser	kN	687,778	804,704	Kuat I (Ultimit)
	Gaya torsi	kN	124,635	209,75	Kuat I (Ultimit)
Tiang pancang	Gaya aksial	kN	951,436	1100,200	Layan II (Layan)
	Gaya geser	kN	19,711	20,386	Layan II (Layan)
	Momen	kNm	155,31	139,756	Kuat I (Ultimit)

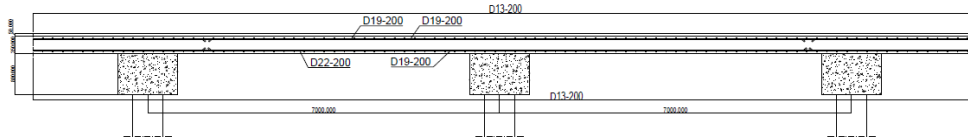
HASIL DAN PEMBAHASAN

Struktur atas yang terdiri dari parapet, *slab* dan *pile head*, direncanakan dari beton bertulang dengan mutu beton f_c 30 MPa dan baja tulangan ulir dengan mutu f_y 400 MPa. Dari hasil perhitungan, didapatkan diameter tulangan utama D16, diameter tulangan sengkang D13.

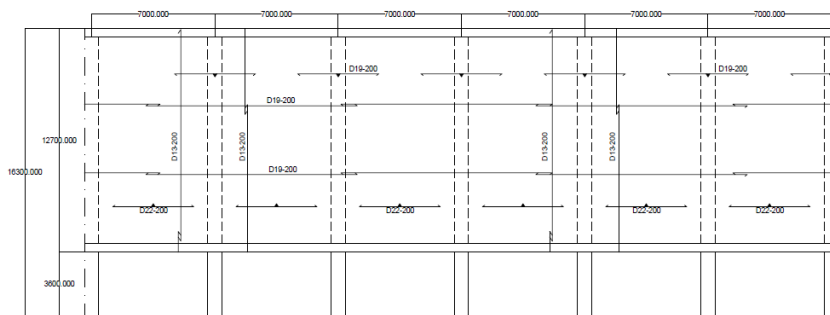


Gambar 2 Detail Penulangan Parapet

Dari hasil perhitungan, didapatkan diameter tulangan pokok arah melintang D19 dan diameter tulangan bagi arah memanjang D16. Untuk tebal *slab* diambil sebesar 350 mm.



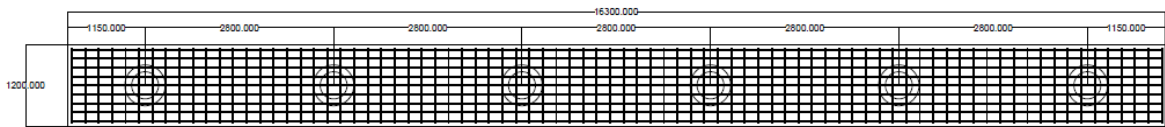
Gambar 3 Potongan Memanjang Penulangan Slab



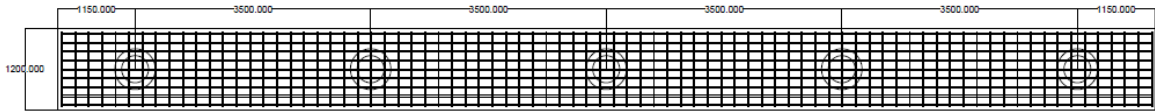
Gambar 4 Tampak Atas Penulangan Slab

Perhitungan Tulangan Pile Head

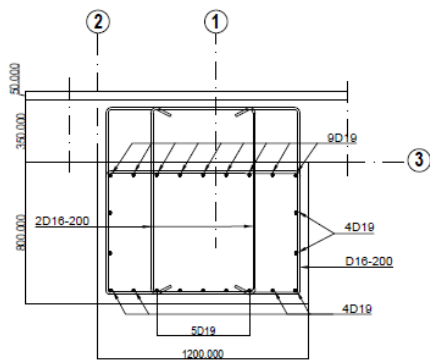
Dari hasil perhitungan, didapatkan diameter tulangan utama D22, diameter tulangan sengkang D16, dan diameter tulangan torsi D16.



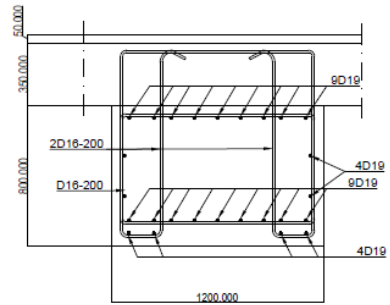
Gambar 5 Tampak Atas Konfigurasi 6 Tiang



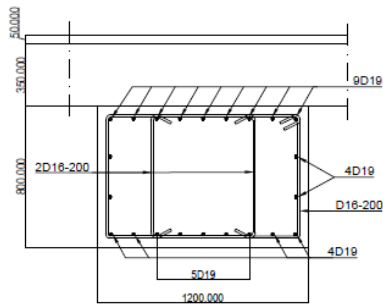
Gambar 6 Tampak Atas Konfigurasi 5 Tiang



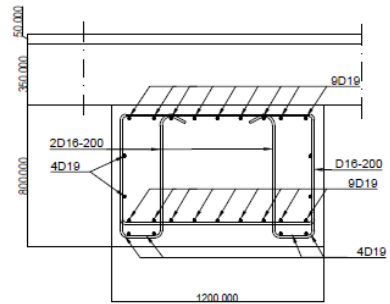
POTONGAN 1
SKALA 1:25



POTONGAN 2
SKALA 1:25

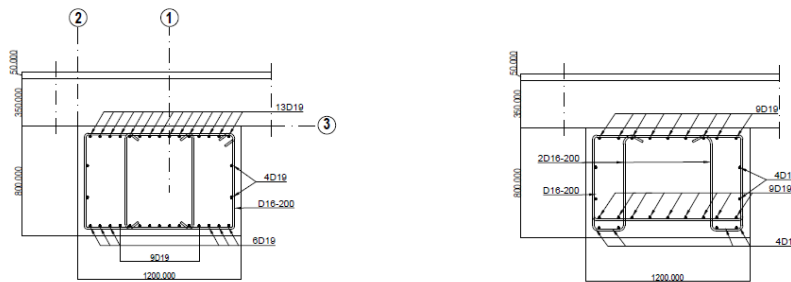


POTONGAN 3
SKALA 1:25



POTONGAN 4
SKALA 1:25

Gambar 7 *Pile Head* Kondisi Normal



Gambar 8 Pile Head Kondisi Expantion Joint

Analisis Struktur Bawah

Struktur bawah yang berupa pondasi dalam, direncanakan menggunakan jenis *spun pile* (mutu beton $f'c$ 50 MPa) dengan diameter 600 mm kelas B.

Daya Dukung Aksial Tiang Tunggal

Perhitungan daya dukung aksial terdiri dari perhitungan daya dukung selimut dan daya dukung ujung. Perhitungan daya dukung aksial dicoba pada beberapa kedalaman, mulai 42 m hingga 50 m setiap kenaikan 2 m. Untuk perhitungan daya dukung selimut, dicoba menggunakan 2 (dua) metode, yaitu Metode Lambda dan Metode Alpha. Sedangkan perhitungan daya dukung ujung dicoba menggunakan 2 (dua) metode, yaitu Metode Meyerhoff dan Metode Vesic. Perhitungan daya dukung dilakukan secara manual maupun dengan bantuan *software Foundation Pro*. Berikut rekapan perhitungan daya dukung secara manual.

Tabel 6 Rekapan Perhitungan Daya Dukung Selimt dan Ujung Tiang Tunggal Secara Manual

Kedalaman	Qs (kN)		Qp (kN)	
	Metode alpha	Metode Lambda	Metode Meyerhoff	Metode Vesic
-42	2580.311	2926.093	305.485	390.68
-44	2808.954	3158.654	305.485	390.68
-46	3028.169	3386.138	305.485	390.68
-48	3226.169	3602.767	229.114	290.58
-50	3410.026	3812.003	292.757	374.4

Sedangkan dari perhitungan dengan bantuan *software Foundation Pro* didapatkan hasil seperti pada Tabel 7 di bawah.

Tabel 7 Rekapan Perhitungan Daya Dukung Selimt dan Ujung Tiang Tunggal dengan *Foundation Pro*

Kedalaman	Qs (kN)		Qp (kN)	
	Metode Alpha	Metode Lambda	Metode Meyerhoff	Metode Vesic
-42	2569.478	2941.196	305.362	390.497
-44	2762.253	3183.256	305.362	390.497
-46	2956.494	3417.135	305.362	390.497
-48	3138.461	3629.028	229.022	290.446
-50	3318.624	3819.284	292.639	374.226

Dari perhitungan di atas menunjukkan bahwa perbedaan antara perhitungan manual (Tabel 6) dengan hasil dari *Foundation Pro* (Tabel 7) sangat kecil.

Kemudian jika dibandingkan antara metode Alpha dengan metode Lambda, baik manual maupun *foundation pro*, didapat nilai daya dukung selimut (Q_s) metode Alpha lebih kecil, sehingga diambil nilai Q_s dari metode Alpha. Kemudian jika dibandingkan antara metode Meyerhoff dengan metode Vesic, baik manual maupun *foundation pro*, didapat nilai daya dukung selimut (Q_s) metode Meyerhoff lebih kecil, sehingga diambil nilai Q_p dari metode Meyerhoff. Nilai – nilai daya dukung Q_s maupun Q_p diambil dari *foundation pro*, karena menghasilkan nilai yang lebih kecil. Berikut rekapan daya dukung aksial tiang tunggal, dengan nilai *Safety Factor* (SF) 2,5.

Tabel 8 Rekapan Perhitungan Daya Dukung Tiang Tunggal

Kedalaman	Q_s (kN)	Q_p (kN)	Q_u (kN)	Q_{all} (kN)
-42	2569.478	305.362	2874.841	1149.936
-44	2762.253	305.362	3067.616	1227.046
-46	2956.494	305.362	3261.857	1304.742
-48	3138.461	229.022	3367.483	1346.993
-50	3318.624	292.639	3611.263	1444.505

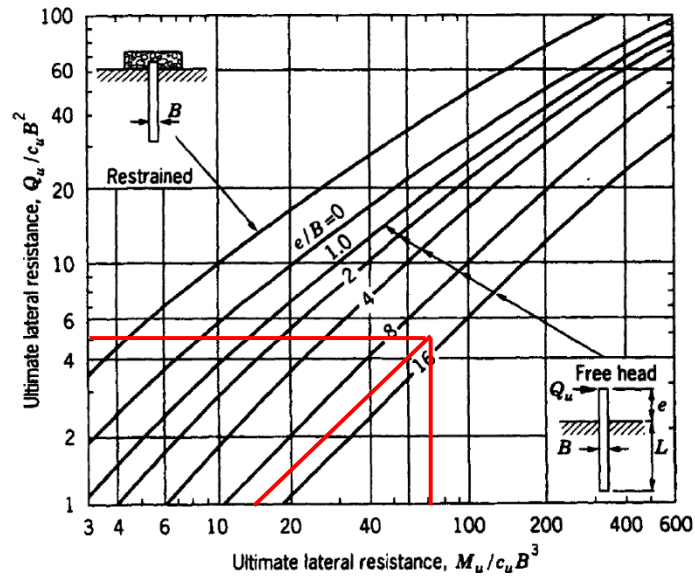
Dari hasil pemodelan pada SAP2000, didapat gaya aksial terbesar untuk konfigurasi 6 (enam) tiang adalah sebesar 951,436 kN, sedangkan untuk konfigurasi 5 (lima) tiang adalah sebesar 1100,2 kN. Dari hasil perhitungan daya dukung tanah, letak kedalaman tanah dengan daya dukung yang lebih besar dari gaya aksial terbesar, baik konfigurasi 6 (enam) tiang maupun 5 (lima) tiang, terdapat pada kedalaman 42 meter, di mana besar daya dukung ijin (Q_{all}) pada kedalaman tersebut adalah sebesar 1149,936 kN. Untuk keamanan desain, maka kedalaman penanaman tiang pancang diambil sedalam 44 m.

Daya Dukung Lateral Tiang Tunggal

Perhitungan daya dukung lateral menggunakan Metode Broms. Dari perhitungan penentuan tiang pendek atau panjang, didapat bahwa baik konfigurasi 6 (enam) tiang maupun 5 (lima) tiang, pondas tiang pancang merupakan tiang panjang ($L > 4T$).

Penentuan beban lateral maksimum (konfigurasi 6 tiang) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 M_u / C_u b^3 &= 441,45 / (28,182 \times 0,6^3) \\
 &= 72,5197 \\
 e / B &= 7,7 / 0,6 \\
 &= 12,83 \\
 \text{Maka,} \\
 Q_u / c_u B^2 &= 5 \text{ (Lihat Gambar 1)} \\
 Q_u / (28,182 \times 0,6^2) &= 5 \\
 Q_u &= 50,7276 \text{ kN} > 19,711 \text{ kN (AMAN)}
 \end{aligned}$$



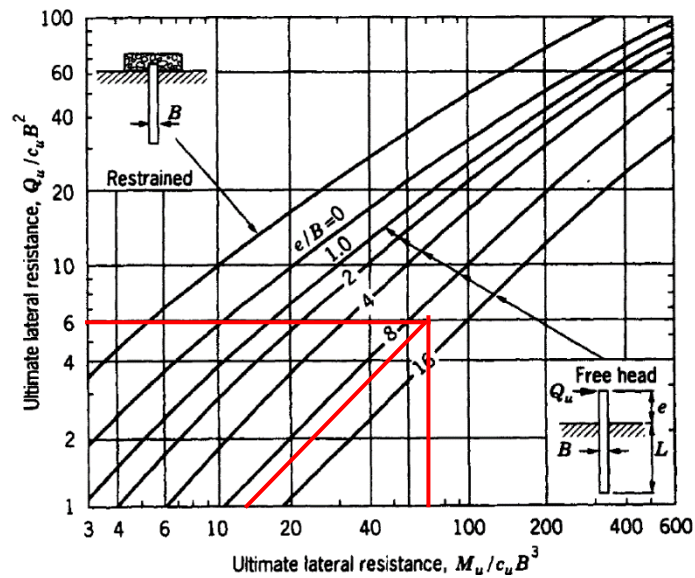
Gambar 9 Penentuan Beban Ultimit Tiang Panjang dalam Tanah Kohesif Konfigurasi 6 Tiang

Penentuan beban lateral maksimum (konfigurasi 5 tiang) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 M_u / C_u b^3 &= 441,45 / (28,182 \times 0,6^3) \\
 &= 72,5197 \\
 e / B &= 6 / 0,6 \\
 &= 10
 \end{aligned}$$

Maka,

$$\begin{aligned}
 Q_u / c_u B^2 &= 6 \text{ (Lihat Gambar 10)} \\
 Q_u / (28,182 \times 0,6^2) &= 6 \\
 Q_u &= 60,873 \text{ kN} > 20,386 \text{ kN (AMAN)}
 \end{aligned}$$



Gambar 10 Penentuan Beban Ultimit Tiang Panjang dalam Tanah Kohesif Konfigurasi 5 Tiang

Defleksi Lateral Tiang Tunggal

Berikut rekapan defleksi yang terjadi pada tiang.

Tabel 9 Rekapan Defleksi Tiang

Konfigurasi	Kombinasi	Lokasi	Defleksi (mm)
6 Tiang	Non gempa	Puncak tiang	15,86
		Permukaan tanah	5,36
	Gempa	Permukaan tanah	18,99
5 Tiang	Non gempa	Puncak tiang	10,52
		Permukaan tanah	4,66
	Gempa	Permukaan tanah	20,25

Konfigurasi 6 (enam) tiang

$$\Delta_{\text{permukaan tanah (gempa)}} \leq \Delta_{\text{ijin gempa}}$$

$$18,99 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm (OK)}$$

$$\Delta_{\text{permukaan tanah (non gempa)}} \leq \Delta_{\text{ijin layan}}$$

$$5,36 \text{ mm} \leq 12 \text{ mm (OK)}$$

Konfigurasi 5 (lima) tiang

$$\Delta_{\text{permukaan tanah (gempa)}} \leq \Delta_{\text{ijin gempa}}$$

$$20,25 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm (OK)}$$

$$\Delta_{\text{permukaan tanah (non gempa)}} \leq \Delta_{\text{ijin layan}}$$

$$4,66 \text{ mm} \leq 12 \text{ mm (OK)}$$

Penurunan Tiang Tunggal

Penurunan total tiang tunggal akibat beban kerja menurut Vesic (1969) adalah sebagai berikut (Persamaan 3).

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

Di mana

$S_{e(1)}$ = penurunan elastis tiang

$S_{e(2)}$ = penurunan akibat beban pada ujung tiang

$S_{e(3)}$ = penurunan tiang akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang

Selain dengan perhitungan manual menggunakan cara Vesic, juga dilakukan pengecekan penurunan dari hasil pemodelan SAP2000. Besar penurunan dapat dilihat pada

Tabel 10 berikut.

Tabel 10 Rekapan Penurunan Tiang

Metode	Konfigurasi 6 Tiang	Konfigurasi 5 Tiang
Perhitungan Manual	1,482 cm	1,4935 cm
Pemodelan SAP2000	0,538 cm	0,386 cm

Untuk jenis struktur *slab on pile* dianggap sebagai bangunan umum, sehingga diambil penurunan maksimum ijin sebesar 2,54 cm (Teng, 1992). Jika dibanding dengan penurunan yang terjadi, maka masih dalam kondisi aman.

Momen Tiang

Dari perhitungan panjang *buckling*, untuk konfigurasi 6 (enam) tiang memiliki panjang *buckling* 13,5 m, sedangkan konfigurasi 5 (lima) tiang memiliki panjang *buckling* 12 m. Lalu pada pengecekan kelangsingan didapat nilai $kl/r > 22$, sehingga tiang termasuk tiang langsing. Karena berupa tiang langsing, maka akan terjadi perbesaran momen perlu diperhitungkan. Perbesaran momen untuk 6 (enam) tiang adalah sebesar 1,57. Sedangkan, perbesaran momen untuk 5 (lima) tiang adalah sebesar 1,51. Besar momen setelah dikalikan faktor pembesaran momen adalah 243,84 kNm (konfigurasi 6 tiang) dan 210,41 kNm (konfigurasi 5 tiang).

Berdasarkan brosur spesifikasi tiang pancang, untuk tiang pancang diameter 600 mm kelas B mempunyai kapasitas momen retak (crack) sebesar 25 tonm (245 kNm). Maka tiang pada konfigurasi 6 (enam) tiang maupun konfigurasi 5 (lima) tiang mampu menahan momen yang terjadi.

SIMPULAN

Dari hasil analisis data dan perhitungan elemen struktur jembatan *slab on pile* pada proyek jalan tol Semarang – Demak dapat disimpulkan bahwa elemen struktur jembatan *slab on pile* terdiri dari slab, pile head, dan pondasi tiang pancang.

Permodelan tumpuan pondasi tiang pancang menggunakan model tumpuan pegas elastis. Untuk tanah yang dimodelkan sebagai tumpuan pegas elastis, kemampuan untuk mendukung beban tergantung dari besarnya modulus of subgrade reaction (ks) dari tanah tersebut. Selain itu, pemodelan pile head dan pondasi dimodelkan sebagai frame. Untuk frame yang dimodelkan masing – masing mempunyai mutu beton yang berbeda dimana untuk pile head digunakan $f'c$ 30 Mpa sedangkan pondasi digunakan 52 Mpa dengan dimensi masing- masing sesuai dengan shop drawing. Sementara untuk pelat lantai dimodelkan sebagai area dimana mutu betonnya $f'c$ 30 Mpa dan tebal 350 mm.

Analisis struktur elemen-elemen struktur slab, balok dan pile head dengan tulangan lentur dan tulangan geser maupun tulangan torsi sesuai yang tergambar pada shop drawing cukup kuat menahan beban yang terjadi pada jembatan slab on pile dimana beban yang terjadi pada jembatan slab on pile dianalisis menggunakan software SAP2000 yang digunakan dalam perencanaan dan pengecekan.

Pada pemeriksaan lendutan pada struktur jembatan slab on pile, besarnya lendutan yang terjadi pada pelat yaitu 5,31 mm kurang dari batas lendutan ijin yaitu 7,25 mm. Defleksi lateral tiang pancang yang terjadi di permukaan tanah untuk konfigurasi 6 tiang pada kondisi gempa adalah sebesar 18,99 mm dan pada kondisi non gempa sebesar 5,36. Untuk defleksi lateral tiang pancang pada kepala tiang adalah sebesar 15,86 mm. Sedangkan defleksi lateral tiang yang terjadi di permukaan tanah untuk konfigurasi 5 tiang pada kondisi gempa adalah sebesar 20,25 mm dan pada kondisi non gempa sebesar 4,66. Untuk defleksi lateral tiang pancang pada kepala tiang adalah sebesar 10,52 mm. Sehingga dapat disimpulkan bahwa konfigurasi struktur slab on pile ini cukup kaku, sehingga struktur slab on pile tidak memerlukan rangka pengaku (bracing). Pondasi tiang pancang yang digunakan berdiameter 600 mm dengan mutu kelas B yang mempunyai kapasitas momen retak sebesar 25 tonm. Pondasi direncanakan pada kedalaman 44 m, baik konfigurasi 6 (enam) tiang maupun 5 (lima) tiang. Pada kedalaman tersebut, besar daya dukung ijin tiang tunggal adalah 1227,046 kN. Beban lateral ultimit yang mampu tiang untuk konfigurasi 6 (enam) tiang adalah sebesar 50,7276 kN, sedangkan untuk konfigurasi 5 (lima) tiang adalah sebesar 60,873 kN. Dengan kapasitas momen sebesar 25 tonm, tiang pancang dapat mampu menahan beban momen yang terjadi.

DAFTAR PUSTAKA

- Ameratunga, J., Sivakugan, N., & Das, B. M. (2016). *Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering*. <http://www.springer.com/series/13410>
- Das, B. M. 2019. *Principle of Foundation Engineering Ninth Edition*. Boston: Cengage Learning.
- Dion Falerio Lili, 2018, "Alternatif Perencanaan Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Tipe Camel Back Truss Dengan Menggunakan Metode Lrfd Di Weutu Kota Atambua, Kab. Belu. Provinsi NTT", e-journal Perencanaan Jembatan Rangka Baja Program Studi Teknik Sipil S1, ITN MALANG
- Julfrenly Onding Lapis, Balamba, Sompie, Alva N. Sarajar (2013), "Analisis Kestabilan Pondasi Jembatan Studi Kasus : Jembatan Essang-Lalue", Jurnal Sipil Statik Vol.1 No.11.
- Look, B. 2007. *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables*. New London: Taylor and Francis Group.
- Nicholas Hadi1 dan Edison Leo, 2018. Analisis Perbandingan Perkuatan Jembatan Rangka Baja Dengan Metode Prategang Eksternal Ditinjau Dari Bentuk Trase Kabel Prategang, Jurnal Mitra Teknik Sipil Vol. 1, No. 1.
- Prakash, S. and H. D. Sharma. 1990. *Pile Foundation in Engineering Practice*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- PT. LAPI ITB. 2015. *Final Report Geotechnical Aspect*. Bandung: PT. LAPI ITB. Pusat Penelitian dan Pengembangan Geologi. 1996. *Peta Geologi Lembar Banjarnegara dan Pekalongan, Jawa*. Bandung: Pusat Penelitian dan Pengembangan Geologi.
- Republik Indonesia. 2004. *Standar Nasional Indonesia 12:2004 Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan*. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta
- Republik Indonesia. 2005. *Standar Nasional Indonesia 02:2005 Standar Pembebanan untuk Jembatan*. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta
- Republik Indonesia. 2016. *Standar Nasional Indonesia 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan*. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta
- Republik Indonesia. 2016. *Standar Nasional Indonesia 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa*. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta
- Republik Indonesia. 2017. *Standar Nasional Indonesia 8460:2017 Persyaratan Perancangan Geoteknik*. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta
- Republik Indonesia. 2019. *Standar Nasional Indonesia 2847:2019 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung*. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta
- Setiawan, A. 2016. Perancangan Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SNI 2847:2013. Erlangga. Jakarta.
- Teng, W. C. 1992. *Foundation Design*. Eastern Economy Edition. New Delhi, India
- Tomlinson, M. J. and J. Woodward. 2008. *Pile Design and Construction Practice*. London. Taylor and Francis Group.