



Pengaruh Eksentrisitas Pile Group Terhadap Daya Dukung dan Penurunan Pondasi Bored Pile Pada Bangunan Ballroom di Kawasan Villa Bandung

Riska Marta Pratiwi¹, Fayza Khansa Ummuhani², Hendry^{3*}

Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Bandung, Bandung 40012^{1,2,3}

*Koresponden e-mail: hendry@polban.ac.id

Abstrak

Pada pembangunan sebuah Ballroom di proyek Kawasan Villa Bandung, beberapa titik pondasi digeser untuk menghindari saluran pembuangan warga. Akibat dari pergeseran ini menyebabkan eksentrisitas beban terhadap pusat grup tiang. Studi ini bertujuan untuk menganalisis pengaruh eksentrisitas tersebut terhadap daya dukung dan distribusi gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang serta penurunan yang terjadi pada pondasi. Hasil analisis menunjukkan distribusi gaya menjadi tidak merata dimana beberapa tiang mengalami tarik (uplift) tertinggi sebesar 106,5 ton dan melebihi kapasitas izin tariknya sebesar 61,48 ton. Meskipun dari sisi penurunan yang terjadi masih berada dalam batas aman yaitu sebesar 0,016 m, kondisi struktur secara keseluruhan perlu dievaluasi untuk menjamin keamanan sistem pondasi dan menghindari risiko kegagalan struktural. Hasil evaluasi menunjukkan desain pile cap belum memenuhi kapasitas geser satu arah. Perbaikan dilakukan dengan memperbesar diameter tiang dari 60 cm menjadi 100 cm serta menambahkan lebar pile cap pada sisi kolom. Hasil ini menunjukkan bahwa pengaruh eksentrisitas tidak dapat diabaikan dalam desain pondasi, penyesuaian desain secara menyeluruh sangat diperlukan untuk memastikan pondasi tetap bekerja dengan aman.

Kata kunci: daya dukung, eksentrisitas, kelompok tiang, penurunan, tiang bor.

Abstract

In the construction of a ballroom at the Villa Bandung Area project, several foundation points were shifted to avoid existing wastewater channels. This displacement caused load eccentricity relative to the center of the pile group. This study aims to analyze the impact of such eccentricity on the bearing capacity, load distribution on each pile, and the resulting settlement. The analysis results indicate an uneven load distribution, with some piles experiencing uplift forces of up to 106.5 tons—exceeding the allowable uplift capacity of 61.48 tons. Although the resulting settlement remains within the permissible limit at 0.016 meters, a comprehensive evaluation of the structural system is necessary to ensure foundation safety and prevent potential structural failure. Further assessment revealed that the pile cap design did not meet the one-way shear capacity requirement. Design improvements were made by increasing the pile diameter from 60 cm to 100 cm and widening the pile cap at the column area. These findings highlight that the effects of eccentricity cannot be overlooked in foundation design, and comprehensive design adjustments are essential to maintain structural safety.

Keywords: bearing capacity, eccentricity, pile group, settlement, bored pile.



1. PENDAHULUAN

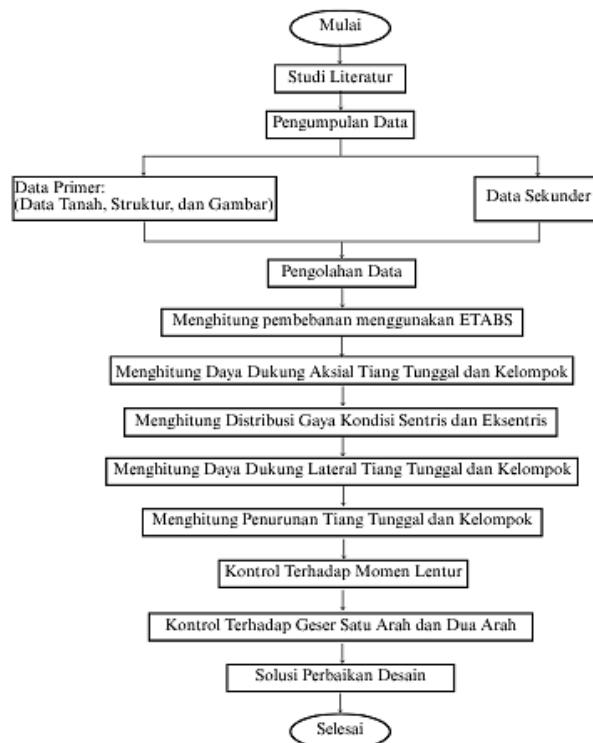
Proyek Kawasan Villa Bandung merupakan salah satu bentuk pengembangan kawasan yang menggabungkan fungsi hunian, rekreasi, dan komersial dalam satu area seluas 20 hektar. Salah satu bangunan utama dalam kompleks ini adalah *ballroom* yang berlokasi di atas lereng dengan timbunan setinggi 7 meter. Hasil penyelidikan tanah menunjukkan lapisan tanah keras baru ditemukan pada kedalaman sekitar 18 meter, sehingga digunakan pondasi dalam yaitu *bored pile* berdiameter 60 cm. Namun, pada area *ballroom* ini terdapat saluran air pembuangan warga yang melintasi tapak bangunan, sehingga beberapa titik pondasi digeser untuk menghindari gangguan terhadap saluran air tersebut. Akibatnya, posisi kolom yang seharusnya berada pada pusat grup tiang menjadi berada pada ujung sisi tiang, hal ini menimbulkan eksentrisitas beban terhadap pusat *pile group*.

Beberapa studi sebelumnya telah membahas pendekatan perhitungan daya dukung dan penurunan pondasi, seperti oleh Nasukha & Fajri (2023), Mutiarasella (2022), dan Alifah et al. (2021) yang membandingkan hasil perhitungan berdasarkan data laboratorium, data lapangan, serta analisis berbasis perangkat lunak. Sementara itu, studi mengenai pengaruh eksentrisitas terhadap kapasitas tiang dilakukan oleh Aliansyah (2024), Fitroh et al. (2024), dan de Sanctis et al. (2021) yang mensimulasikan eksentrisitas kolom terhadap *pile cap* untuk melihat dampaknya terhadap kapasitas tiang dengan pendekatan analitis pada model yang ideal. Hasilnya menunjukkan bahwa perpindahan posisi kolom dari pusat *pile cap* menyebabkan distribusi gaya tidak merata, dimana beberapa tiang menerima beban lebih besar, sedangkan tiang lain bahkan dapat mengalami gaya tarik. Namun, studi tersebut sebagian besar dilakukan pada model ideal atau tidak secara langsung meninjau kasus eksentrisitas akibat penyesuaian posisi pondasi di lapangan. Kondisi semacam ini justru umum terjadi dalam praktik konstruksi, dimana perubahan posisi tiang kerap dilakukan untuk menghindari hambatan eksisting (Poulos, 1997). Studi oleh Hendry et al. (2020) dan Shouman et al. (2018) mendukung pentingnya evaluasi ulang pondasi pada kondisi seperti ini, dengan menunjukkan bahwa perubahan tanah atau ketidaksesuaian lapangan dapat menimbulkan ketidakstabilan struktur, sehingga desain pondasi perlu disesuaikan kembali secara menyeluruh.

Sehubungan dengan hal tersebut, studi ini dilakukan dengan tujuan untuk menganalisis pengaruh eksentrisitas pada *pile group* terhadap daya dukung dan penurunan pondasi, serta mengevaluasi stabilitas dan kinerja *bored pile* yang mengalami pergeseran posisi akibat adanya saluran air pembuangan warga. Studi ini diharapkan dapat memberikan kontribusi dalam bidang geoteknis dan rekayasa pondasi, khususnya dalam menyediakan acuan dalam perencanaan pondasi dengan kondisi serupa, terutama ketika penempatan pondasi harus menyesuaikan kondisi eksisting di lapangan. Penelitian lain yang berkaitan dengan perkuatan pondasi pasca-konstruksi menunjukkan pentingnya evaluasi ulang terhadap kapasitas pondasi apabila terjadi perubahan kondisi lapangan.

2. METODE PENELITIAN

Kerangka dan prosedur dalam penyelesaian studi ini diterangkan dalam alur penyelesaian pada **Gambar 1** di bawah ini.

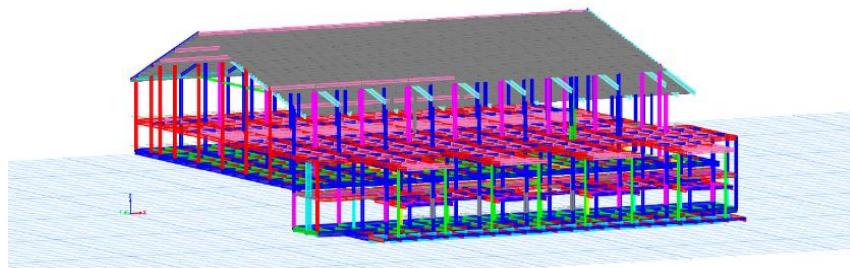


Gambar 1. Alur Penyelesaian.

3. HASIL DAN PEMBAHASAN

Analisis Pembeban Menggunakan Perangkat Lunak

Berdasarkan data spesifikasi material dan data struktur dari proyek, di input ke dalam *software* dan dilakukan pemodelan bangunan. Hasil pemodelan dapat dilihat pada **Gambar 2** berikut.



Gambar 2. Tampak 3D Hasil Pemodelan

Hasil pemodelan kemudian diberi beban lateral dan gravitasi yang mengacu pada SNI 1727:2020 dan SNI 1726:2019. Hasil dari analisis ini adalah berupa besarnya beban dan reaksi pada setiap kolom yang kemudian digunakan untuk analisis kinerja pondasi yang dapat dilihat pada **Tabel 1**. Untuk memperjelas posisi pondasi dan kolom yang mengalami pergeseran akibat adanya saluran air pembuangan, ditampilkan denah pondasi pada **Gambar 3**. Pada analisis ini, ditinjau tiga titik yang mewakili masing-masing tipe *pile group* (P1A, P2A, P3A).



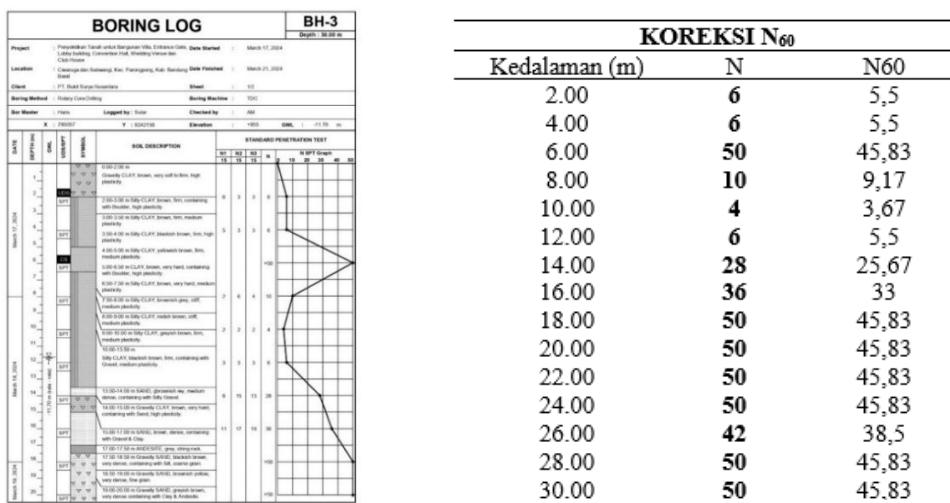
Gambar 3. Denah Pondasi Ballroom

Tabel 1. Output Joint Reaction Fz, Mx, dan My

No.	Tipe Pile Group	Joint Label	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
1	P1A (1 tiang)	527	786,5382	88,6087	16,5056
2	P2A (2 tiang)	644	1482,479	-317,158	20,3817
3	P3A (3 tiang)	695	1435,367	150,4472	-17,9921

Data Tanah

Data tanah yang ada berupa boring log dan uji SPT, dan dilakukan koreksi terhadap nilai SPT. Nilai SPT koreksi ini selanjutnya digunakan untuk analisis daya dukung dan penurunan. Data tersebut dapat dilihat pada **Gambar 4**, dimana (a) menunjukkan hasil boring log dan data SPT BH-03, sedangkan (b) menunjukkan nilai koreksi SPT (N_{60}).



(a)

(b)

Gambar 4. (a) Data SPT BH-03; (b) Nilai Koreksi N_{60}

Analisis Daya Dukung Aksial

Tahap awal adalah melakukan analisa daya dukung tiang tunggal menggunakan metode Reese & Wright (dalam Paulus, 2013) berdasarkan data SPT sebagai berikut:

Data bored pile:

$$\text{Diameter} = 60 \text{ cm} = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Kedalaman} = 18 \text{ m}$$

$$N_{60} = 45,83$$

Perhitungan daya dukung ujung (Q_p):

$$Q_p = \text{Tahanan ujung tiang} (q_p) \times \text{Luas penampang ujung tiang} (A_p)$$

$$q_p = 7 \times 45,83 \leq 400 \text{ t/m}^2$$

$$= 320,833 \text{ t/m}^2 \leq 400 \text{ t/m}^2$$

$$A_p = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 0,6^2}{4} = 0,283 \text{ m}^2$$

$$\text{Maka } Q_p = 320,833 \text{ t/m}^2 \times 0,283 \text{ m}^2$$

$$= 90,713 \text{ ton}$$

Perhitungan daya dukung gesek (Q_s):

Lapisan tanah kohesif (lempung):

$$L_i = 13 \text{ m}; p = \pi \times 0,6 \text{ m} = 1,884 \text{ m}; N_{60} = 8,391$$

$$c_u = \left(8,391 \times \frac{2}{3} \times 10 \right)$$

$$= 55,94 \text{ kN/m}^2$$

$$f = \alpha \times c_u$$

$$= 0,55 \times 55,94 \text{ kN/m}^2$$

$$= 30,767 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{s1} = f \times (p \times L_i)$$

$$= 30,767 \text{ kN/m}^2 \times 24,504 \text{ m}^2$$

$$= 753,930 \text{ kN}$$

Untuk lapisan tanah non-kohesif, nilai f diperoleh langsung dari korelasi berikut.



Gambar 5. Grafik Korelasi NSPT dan Gesekan Selimut

$$f = 1,042 \text{ kg/cm}^2 = 102,19 \text{ kN/m}^2$$

$$L_i = 5 \text{ m}$$

$$N_{60} = 32,63$$

$$Q_{s2} = f \times p \times L_i$$

$$= 102,19 \text{ kN/m}^2 \times 9,425 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
&= 963,120 \text{ kN} \\
Qs \text{ total} &= Qs1 + Qs2 \\
&= 753,930 \text{ kN} + 963,120 \text{ kN} \\
&= 1717,050 \text{ kN} = 175,090 \text{ ton}
\end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan Q_p dan Q_s , diperoleh daya dukung ultimit (Q_{ult}) dan daya dukung izin (Q_{all}) sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
Q_{ult} &= Q_p + Q_s \\
&= 90,71 \text{ ton} + 175,090 \text{ ton} \\
&= 265,804 \text{ ton} \\
Q_{all} &= \frac{Q_{ult}}{SF} \\
&= \frac{265,804}{2,5} \\
&= 106,322 \text{ ton}
\end{aligned}$$

Karena tiang digunakan lebih dari satu maka perlu diperhitungkan efisiensi kelompok tiang dengan menggunakan metode Converse-Labbare:

$$Eg = 1 - \left(\frac{(n-1)x m + (m-1)x n}{90 x m x n} \right) x \emptyset$$

Perhitungan efisiensi dan daya dukung grup tiang dilakukan pada masing-masing tipe yaitu P1, P1A, P2, P2A, P3, P3A, hasilnya dapat dilihat pada

Tabel 2.

Tabel 2. Hasil Daya Dukung Aksial Tiang Kelompok

Tipe	Berat pile cap (w)	Eg	n	Q_{all} tunggal (ton)	Q_{all} grup (ton)	Beban (Q+w)	$Q_{all} > (Q+w)$
P1	3,456	100%	1	106,322	106,322	83,66	Memenuhi syarat
P1A	5,184	100%	1		106,322	85,39	
P2	9,331	87,9%	2		186,888	160,50	
P2A	17,690	87,9%	2		186,888	168,86	
P3	12,15	71,7%	3		228,821	158,52	
P3A	23,809	71,7%	3		228,821	170,18	

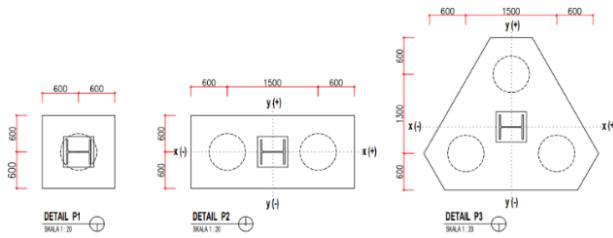
Berdasarkan hasil perhitungan, beban total yang dipikul oleh masing-masing kelompok tiang tidak melebihi kapasitas yang diizinkan. Maka, dapat disimpulkan bahwa seluruh kelompok tiang memenuhi syarat dan dianggap mampu menahan beban struktur yang bekerja di atasnya.

Distribusi Gaya

Selanjutnya dilakukan kontrol distribusi gaya aksial pada kelompok tiang untuk dua kondisi pembebanan yaitu sentris dan eksentris, dengan data yang diperoleh dari analisis pembebanan menggunakan *software*. Perhitungan dilakukan menggunakan pendekatan superposisi antara beban aksial dan momen terhadap sumbu x dan y (dalam Hakam, 2008).

Kondisi Sentris

Pada kondisi beban sentris, distribusi gaya pada kelompok tiang dianalisis untuk tiga tipe konfigurasi, yaitu P1, P2, dan P3 dengan susunan tiang yang ditunjukkan pada **Gambar 6** dan hasil analisis perhitungan nilai gaya pada masing-masing tiang ditampilkan dalam **Tabel 3**.



Gambar 6. Detail Pile Group Kondisi Sentris

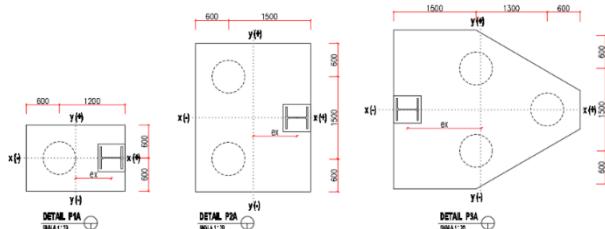
Tabel 3. Hasil Analisis Distribusi Gaya Kondisi Sentris

Tipe	Q/n	$M_{xi} y_i / \Sigma y_i^2$	$M_{yi} x_i / \Sigma x_i^2$	Qi (kN)	Qi (ton)	Qall (ton)	Qi < Qall
P1	827,860	0	0	827,860	84,42	106,322	Aman
P2	797,024	0	13,587	810,611	82,66		Aman
		0	-13,587	783,436	79,89		Aman
P3	526,880	115,814	0	642,695	65,54		Aman
		-57,907	11,994	480,968	49,05		Aman
		-57,907	-11,994	456,978	46,60		Aman

Berdasarkan hasil perhitungan, distribusi beban pada tipe pile group P1, P2, dan P3 dalam kondisi ideal tersalurkan secara merata dan tidak melebihi daya dukung izin. Dengan demikian, ketiga tipe pile group dalam kondisi sentris dinyatakan aman dan mampu menahan beban struktur atas.

Kondisi Eksentris

Pada kondisi beban eksentris, perhitungan dilakukan pada tiga tipe konfigurasi yaitu P1A, P2A, dan P3A dengan susunan tiang ditunjukkan pada **Gambar 7** dan hasil perhitungan ditampilkan pada **Tabel 4**.



Gambar 7. Detail Pile Group Kondisi Eksentris

Tabel 4. Hasil Analisis Distribusi Gaya Kondisi Eksentris

Tipe	Dimensi tiang	Q/n	$M_{xi} y_i / \Sigma y_i^2$	$M_{yi} x_i / \Sigma x_i^2$	Qi	Qi	Qizin tekan	Qizin tarik	Qi < Qizin
	m	kN	kN.m	kN.m	kN	ton	ton	ton	
P1A	0,6	848,522	0	-1893,4	-1044,96	-106,55	106,322	61,48	Tidak Aman
P2A	0,6	846,997	-211,438	-1528,4	-892,861	-91,04			Tidak Aman
	0,6		211,438	-1528,4	-469,984	-47,92			Aman
P3A	0,6	537,349	0	-1601,5	-1028,23	-104,84			Tidak Aman
	0,6		100,298	0	673,64	68,69			Aman
	0,6		-100,298	0	473,05	48,23			Aman

Berdasarkan perhitungan distribusi gaya pada kondisi eksentris, diperoleh hasil bahwa distribusi gaya antar tiang tidak merata akibat pengaruh adanya tambahan momen terhadap sumbu y karena pergeseran beban terhadap pusat grup tiang. Kondisi ini menyebabkan beberapa tiang tertarik (*up-lift*) dan melebihi kapasitas dukung pondasi yang diizinkan (70% Q_s + berat tiang). Kondisi ini

menunjukkan bahwa desain awal belum aman terhadap gaya yang ditimbulkan akibat eksentrisitas. Oleh karena itu, diperlukan evaluasi atau perbaikan desain sehingga pondasi dapat bekerja dengan aman.

Pada kasus ini, evaluasi atau perbaikan yang dilakukan adalah dengan memperbesar diameter pondasi dari 60 cm menjadi 100 cm, sehingga diperoleh daya dukung izin baru sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 Q_p &= q_p \times A_p \\
 &= 7 \times N_{60} \times \frac{\pi}{4} \times D^2 \\
 &= 7 \times 45,83 \times \frac{\pi}{4} \times 1^2 \\
 &= 251,98 \text{ ton} \\
 Q_{pizin} &= 251,98 \text{ ton} / 2,5 \\
 &= 100,79 \text{ ton} \\
 Q_s &= f \times A_s (\text{setiap lapisan}) \\
 &= (0,55 \times 55,94 \text{ kN/m}^2 \times 40,84 \text{ m}^2) + (102,19 \text{ kN/m}^2 \times 15,70 \text{ m}^2) \\
 &= 1256,55 \text{ kN} + 1605,20 \text{ kN} \\
 &= 2861,75 \text{ kN} = 291,81 \text{ ton} \\
 &= 291,81 \text{ ton} \times 0,7 (\text{faktor reduksi gesek untuk kondisi tarik}) \\
 &= 204,26 \text{ ton} \\
 Q_{sizin} &= 291,81 \text{ ton} / 2,5 \\
 &= 81,708 \text{ ton} \\
 W_{tiang} &= \text{Volume tiang} \times \text{berat jenis beton} \\
 &= \left(\frac{1}{4}\pi \times D^2 \times L\right) \times \text{berat jenis beton} \\
 &= \left(\frac{1}{4}\pi \times (1)^2 \times 18\right) \times 24 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 14,13 \text{ m}^3 \times 24 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 339,292 \text{ kN} = 34,598 \text{ ton} \\
 Q_{sizin} &= Q_{sizin} + W_{tiang} \\
 &= 81,708 \text{ ton} + 34,598 \text{ ton} \\
 &= 116,307 \text{ ton} \geq 106,55 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan di atas, diperoleh hasil evaluasi desain pondasi pada **Tabel 5** berikut.

Tabel 5. Hasil Evaluasi Desain Pondasi

Tipe	Dimensi tiang (m)	Qi (ton)	Qizin tekan (ton)	Qizin tarik (ton)	Qi < Qizin
P1A	1	-106,55	106,32	116,307	Aman
P2A	1	-91,04	106,32	116,307	Aman
	0,6	-47,92	106,32	61,48	Aman
P3A	1	-104,84	106,32	116,307	Aman
	0,6	68,69	106,32	106,322	Aman
	0,6	48,23	106,32	106,322	Aman

Dengan perubahan dimensi pondasi, maka kondisi eksentrisitas dapat teratasi, dimana gaya tarik yang diterima tiang akibat eksentrisitas sudah aman. Selanjutnya, dilakukan kontrol terhadap daya dukung lateral sebagaimana berikut ini.

Analisis Daya Dukung Lateral

Analisa dilakukan menggunakan metode Brom's, dengan hasil dapat dilihat pada **Tabel 6** berikut.

Tabel 6. Hasil Daya Dukung Lateral Tiang Tunggal

Tipe	Jumlah Tiang	Fx (kN)	H (kN)	Hizin (kN)	H < Hizin
P1A	1	7,752	7,752	119,2	OK
P2A	2	58,856	29,42	119,2	OK
	2	16,130	8,065	119,2	OK
	2	101,14	50,57	119,2	OK
	2	107,29	53,64	119,2	OK
	2	223,83	111,9	119,2	OK
P3A	3	3,498	1,166	119,2	OK
	3	148,19	49,39	119,2	OK
	3	289,70	96,56	119,2	OK
	3	344,57	114,8	119,2	OK

Selanjutnya untuk kelompok tiang, hasil daya dukung lateral dapat dilihat pada **Tabel 7** berikut.

Tabel 7. Hasil Daya Dukung Lateral Tiang Kelompok

Tipe	Jumlah Tiang	Fx (kN)	H (kN)	Hizin (kN)	H < Hizin
P2A	2	223,83	111,9	183,512	OK
P3A	3	344,57	114,8	190,658	OK

Berdasarkan hasil analisis menunjukkan bahwa pondasi mampu menahan beban lateral dengan aman ($Hjin > H$). Selanjutnya, dilakukan analisis penurunan sebagai berikut.

Penurunan Pondasi

Penurunan pada pondasi tiang tunggal dilakukan menggunakan metode semi empiris (dalam Paulus, 2013) sebagai berikut:

$$Se = Ss + Sp + Sp_s$$

Hasil perhitungan Se dapat dilihat pada **Tabel 8**.

Tabel 8. Hasil Penurunan Pada Tiang Tunggal

Tipe	Ss	Sp	Sps	Se
	(m)	(m)	(m)	(m)
P1	0,00398	0,01162	0,00081	0,01643
P1A	0,00402	0,01175	0,00082	0,01660
P2	0,00413	0,01205	0,00084	0,01702
P2A	0,00433	0,01265	0,00089	0,01787
P3	0,00419	0,01225	0,00086	0,01731
P3A	0,00448	0,01309	0,00092	0,01849

Sedangkan penurunan tiang kelompok menggunakan metode Vesic hasilnya dapat dilihat pada **Tabel 9** berikut.

Tabel 9. Hasil Penurunan Pada Tiang Kelompok

Tipe	S	Bg	d	Sg
	(m)	(m)	(m)	(m)
P1	0,01643	0,6	0,6	0,01643
P1A	0,01660	0,6	0,6	0,01660
P2	0,01702	2,1	0,6	0,03185
P2A	0,01787	2,1	0,6	0,03344
P3	0,01731	3,6	0,6	0,04241
P3A	0,01849	3,6	0,6	0,04531

Berdasarkan perhitungan penurunan menggunakan metode Vesic, penurunan kelompok tidak melebihi batas izin menurut SNI 8460:2017 yaitu 0,06 m, sehingga desain pondasi dinyatakan aman terhadap kriteria penurunan. Selanjutnya, dilakukan evaluasi momen lentur dan geser.

Evaluasi Momen Lentur dan Geser

Perhitungan kontrol terhadap momen lentur dan geser mengacu pada SNI 2847:2019 tentang Persyaratan Beton Struktural. Data *pile cap* pada masing-masing tipe dapat dilihat pada **Tabel 10**.

Tabel 10. Data Pile Cap

Tipe	h	Selimut beton	Diameter tul sengkang	Diamater tul utama	d'
	mm	mm	mm	mm	mm
P1A	1000	70	22	19	898,5
P2A	1300	70	22	19	1198,5
P3A	1500	70	19	22	1400

Selanjutnya dilakukan kontrol terhadap Momen Lentur yang bekerja. Perhitungan dilakukan untuk masing-masing tipe yaitu P1A, P2A, dan P3A dengan data berikut:

$$\text{Mutu beton (f'c)} = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja (fy)} = 420 \text{ MPa}$$

$$M_n = 0,85 \times f'c \times \alpha \times b \times \left(d - \frac{\alpha}{2} \right)$$

$$M_u = P_u \times e$$

Hasil perhitungan kontrol momen lentur dapat dilihat pada **Tabel 11** berikut.

Tabel 11. Hasil Kontrol Momen Lentur

Tipe	M _u (kN.m)	ØM _n (kN.m)	ØM _n > M _u
P1A	551,54	1131,52	OK
P2A	1355,19	4509,81	OK
P3A	2064,06	6982,88	OK

Kontrol terhadap geser dilakukan pada dua kondisi yaitu geser satu arah dan dua arah. Untuk geser satu arah, nilai V_c dapat dilihat pada **Tabel 12**.

Tabel 12. Kuat Geser Nominal Beton

Tipe	$\frac{\sqrt{f'c}}{6}$ mm	b	d'	V _c	
		mm	mm	N	kN
P1A	4,472	1800	898,5	21698356,4	21698,3
P2A	4,472	2700	1198,5	43414825,0	43414,8
P3A	4,472	2700	1400	50714021,7	50714,0

Untuk gaya geser maksimum yang bekerja diperoleh dari persamaan berikut:

$$V_u = \sigma \times b \times G'x$$

Dimana lebar efektif *pile cap* yaitu:

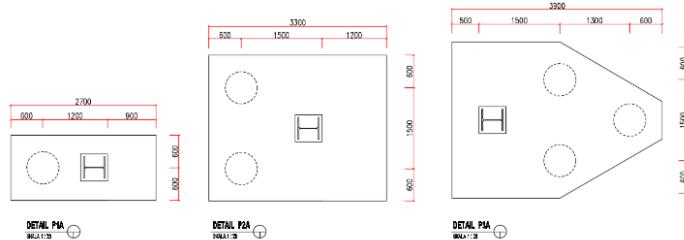
$$G'x = b - \left(\frac{b}{2} + \frac{b_k}{2} + d' \right)$$

Dari persamaan di atas diperoleh lebar efektif masing-masing *pile cap* yang dapat dilihat pada **Tabel 13**.

Tabel 13. Lebar Efektif Pile Cap Terhadap Geser

Tipe	b (m)	b kolom (m)	d' (m)	G'x (m)
P1A	1,8	0,4	0,898	-0,198
P2A	2,7	0,35	1,198	-0,023
P3A	2,7	0,4	1,400	-0,25

Karena lebar efektif ($G'x$) bernilai negatif, maka *pile cap* dinyatakan sangat rentan terhadap keruntuhan geser (*shear failure*) dan tidak memenuhi syarat, sehingga lebar *pile cap* perlu ditambah agar ada panjang atau lokasi penampang kritis untuk menahan geser satu arah. Penambahan dimensi *pile cap* dapat dilihat pada **Gambar 8**.



Gambar 8. Evaluasi Desain Pile Cap Tipe P1A, P2A, dan P3A

Sehingga, hasil kontrol geser satu arah setelah dilakukan penambahan lebar *pile cap* ditunjukkan pada **Tabel 14** dan semua tipe *pile cap* dinyatakan memenuhi syarat.

Tabel 14. Hasil Kontrol Geser Satu Arah

Tipe	σ	b (m)	$G'x$ (m)	V_u (kN)	V_c (kN)	$\emptyset V_c$ (kN)	$\emptyset V_c > V_u$
P1A	364,137	2,7	0,252	247,75	21698,3	16273,7	OK
P2A	261,405	3,3	0,277	238,95	43414,8	32561,1	OK
P3A	156,358	3,9	0,350	213,42	50714,0	38035,5	OK

Untuk geser dua arah, perhitungan mengacu pada SNI 1726:2019 dengan persamaan berikut.

$$V_c 1 = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times cb_0 \times d$$

$$V_c 2 = 0,083 \times \left(\frac{a_s d}{b_0} + 2\right) \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times cb_0 \times d$$

$$V_c 3 = \frac{1}{3} \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times cb_0 \times d$$

Dari tiga persamaan di atas, diambil nilai V_c terkecil dan diperoleh dari persamaan $V_c 3$, hasilnya ditunjukkan pada **Tabel 15** yang dinyatakan memenuhi syarat geser dua arah.

Tabel 15. Hasil Kontrol Geser Dua Arah

Tipe	V_c	$\emptyset V_c$	V_u	$\emptyset V_c > V_u$
	kN	kN	kN	
P1A	12850,24	9637,68	786,53	OK
P2A	25716,58	19287,4	1482,47	OK
P3A	37148,54	27861,4	1435,37	OK

Berdasarkan keseluruhan hasil analisis yang didapatkan, maka sistem *pile group* dengan kondisi eksentris sudah dapat ditanggulangi dan mampu bekerja secara efektif.

4. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil analisis, dapat disimpulkan bahwa eksentrisitas beban memberikan pengaruh signifikan terhadap distribusi gaya pada masing-masing tiang dan kinerja struktur secara keseluruhan. Beban yang eksentris menyebabkan distribusi gaya yang tidak merata antar tiang, sehingga beberapa tiang mengalami gaya tarik yang melebihi kapasitas izin. Hal ini menunjukkan bahwa sistem *pile group* dalam kondisi eksentris dapat mengalami kegagalan lokal apabila tidak dirancang dengan mempertimbangkan posisi beban terhadap pusat massa sistem *pile*.

group. Meskipun penurunan yang terjadi masih berada dalam batas izin menurut SNI 8460:2017, beberapa aspek desain struktural menunjukkan ketidakamanan dan perlu dilakukan optimasi. Hasil evaluasi terhadap desain pile cap menunjukkan potensi ketidakamanan, khususnya terhadap kontrol geser satu arah akibat penempatan kolom yang terlalu dekat dengan tepi pile cap. Untuk menanggulangi hal tersebut, dilakukan optimasi desain melalui peningkatan diameter tiang dan penyesuaian geometri *pile cap* untuk memenuhi syarat kekuatan dan stabilitas. Beberapa parameter penting perlu diperhatikan dalam perancangan sistem *pile group* untuk mencegah ketidakamanan struktur pondasi pada kondisi serupa, antara lain posisi kolom terhadap geometri *pile cap*, distribusi gaya terhadap pusat massa *pile group*, kapasitas tarik tiang, lebar efektif terhadap kontrol geser, serta penambahan tebal *pile cap* untuk meningkatkan kekakuan dan mencegah ketidakamanan terhadap momen lentur. Untuk mendukung hasil lebih komprehensif dan akurat, studi lanjutan disarankan menggunakan pendekatan numerik tiga dimensi, seperti Plaxis 3D, sehingga pengaruh eksentrisitas terhadap perilaku pondasi dapat dimodelkan lebih realistik dan digunakan sebagai dasar optimasi desain pondasi pada proyek-proyek serupa di masa depan.

DAFTAR PUSTAKA

- Aliansyah, A. A. (2024). *Analisis Pengaruh Eksentrisitas Kolom Pada Pilecap Terhadap Kapasitas Tiang Borpile*. Universitas Muhammadiyah Kalimantan Timur.
- Alifah, R., Empung, & Nursani, R. (2021). *Perencanaan Struktur Baja Pada Gedung 5 Lantai Kantor Kesehatan Pelabuhan Probolinggo* (Vol. 3, Issue 1). Universitas Siliwangi.
- Badan Standardisasi Nasional. (2017). SNI 8460:2017 Persyaratan perancangan geoteknik. www.bsn.go.id
- Badan Standardisasi Nasional. (2019a). SNI 1726:2019 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan nongedung.
- Badan Standardisasi Nasional. (2019b). SNI 2847:2019 Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung.
- Badan Standardisasi Nasional. (2020). SNI 1727:2020 Beban desain minimum.
- de Sanctis, L., Di Laora, R., Garala, T. J., & Madabhushi, G. (2021). *Centrifuge modelling of the behaviour of pile groups under vertical eccentric load*.
- Fitroh, M. A. D., Muhtar, & Priyono, P. (2024). *Studi Pengaruh Momen Eksentrisitas Posisi Kolom Pilecap Terhadap Kapasitas Tiang Pancang*. Universitas Muhammadiyah Jember.
- Hakam, A. (2008). *Rekayasa Pondasi*.
- Hendry, H., Somantri, A. K., Febriansya, A., & Nurhadi, M. D. (2020). Substructure Reinforcement Study of Cisomang Bridge at Purwakarta-Bandung-Cileunyi Toll Road, West Java Province, Indonesia. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 732(1). <https://doi.org/10.1088/1757-899X/732/1/012027>
- Mutiarasella, N. (2022). Analisis Daya Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Bor Pada Gedung Masjid Hajjah Yuliana. Universitas Islam Indonesia.
- Nasukha, T. Z., & Fajri, M. A. H. (2023). *Analisis Daya Dukung Pondasi Bore Pile Dengan Plaxis 2D (Studi Kasus: Proyek Pembangunan Gedung Poliklinik Tahap 1 RSUD Sunan Kalijaga Demak)*. Universitas Semarang.
- Paulus, P. R. (2016). *Manual Pondasi Tiang*. Universitas Katolik Parahyangan.
- Poulos, H. G. (1997). *Pile Behavior—Consequences of Geological and Construction Imperfections*.
- Shouman, M., Hendry, Yuswandono, M., & Febriansya, A. (2018). *Perancangan Perkuatan Fondasi Tiang Pasca Pelaksanaan Jembatan Kalanggeta, Kabupaten Serang, Provinsi Banten*