

**KAJIAN DAYA DUKUNG PONDASI MENERUS TERHADAP JARAK
ANTAR PONDASI DAN KONDISI TANAH YANG BERLAPIS**



**Disusun Oleh:
Aswin Lim., ST., MSc.Eng.**

**Lembaga Penelitian dan Pengabdian kepada Masyarakat
Universitas Katolik Parahyangan
2013**

DAFTAR ISI

DAFTAR ISI	i
ABSTRAK	1
BAB 1. PENDAHULUAN	1
BAB 2. TINJAUAN PUSTAKA	1
2.1 Teori Meyerhof.....	1
2.2 Teori Stuart.....	4
BAB 3. METODE PENELITIAN.....	7
BAB 4. JADWAL PELAKSANAAN	9
BAB 5. HASIL DAN PEMBAHASAN.....	9
5.1 Kajian daya dukung pondasi terhadap tanah lempung berlapis	9
5.2 Kajian daya dukung pondasi terhadap jarak antar pondasi (tanah pasiran)	22
BAB 6. KESIMPULAN DAN SARAN.....	31
6.1. Kesimpulan dan saran untuk kajian daya dukung pondasi menerus terhadap tanah lempung berlapis	31
6.2. Kesimpulan dan saran untuk kajian daya dukung pondasi menerus terhadap jarak antar pondasi (tanah pasiran).....	31
DAFTAR PUSTAKA	33

ABSTRAK

Penelitian ini dibagi menjadi dua bagian yaitu kajian daya dukung pondasi menerus terhadap jarak pondasi dan kajian daya dukung pondasi menerus terhadap profil pelapisan tanah yang berlapis. Berdasarkan teori yang berkembang saat ini, teori daya dukung pondasi dangkal tipe menerus yang mempertimbangkan jarak atau spasi antara pondasi dan tanah yang berlapis masih sedikit dilakukan. Sampai saat ini, terdapat beberapa rumus yang tersedia untuk mengakomodasi dua kondisi diatas yang dikembangkan oleh Meyerhoff dan Stuart yang berdasarkan konsep *Limit Equilibrium Method* atau metode keseimbangan batas. Seiring dengan perkembangan jaman, metode-metode lain seperti metode elemen hingga banyak membantu dalam hal mencari solusi dari permasalahan-permasalahan kompleks dalam bidang geoteknik. Oleh karena itu, tujuan dari penelitian ini adalah membandingkan rumus yang sudah ada (*Limit Equilibrium Method*) dengan solusi yang diberikan oleh metode elemen hingga. Dari hasil analisa yang diperoleh, untuk kajian jarak antar pondasi, ternyata apabila jarak antar pondasi semakin dekat, akan meningkatkan daya dukung tanah (tanah pasiran), sedangkan untuk pondasi yang terletak pada tanah lempung berlapis, maka perlu diperhatikan tebal lapisan pertama dan rasio kohesi antar lapisan karena akan mempengaruhi daya dukung tanah.

BAB 1. PENDAHULUAN

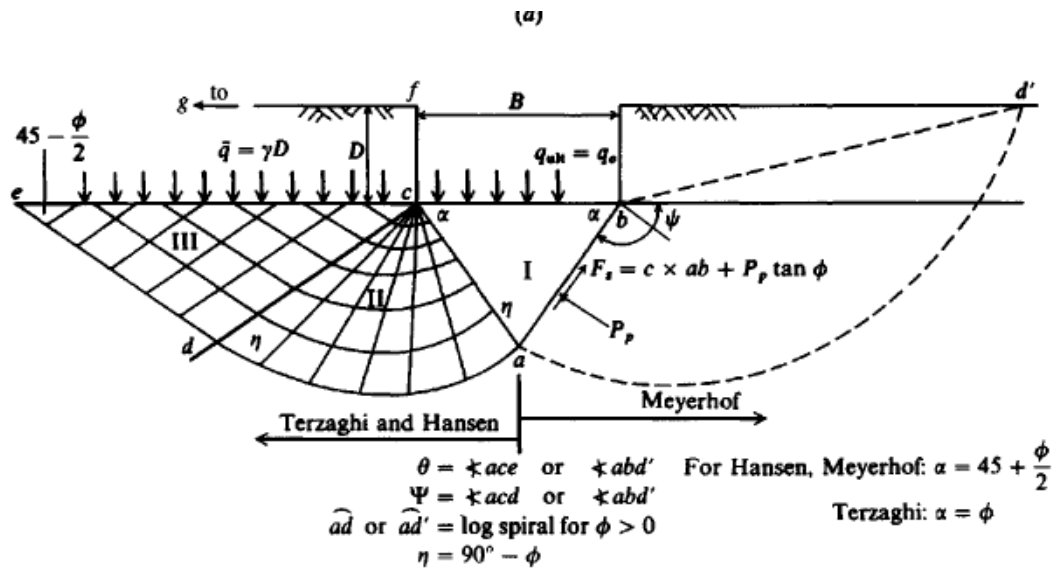
Perencanaan pondasi tidak lepas dari perhitungan kuat daya dukung tanah. Daya dukung tanah adalah kemampuan tanah untuk menahan beban konstruksi. Daya dukung tanah dianalisis agar pondasi tidak mengalami keruntuhan geser (*shear failure*) dan penurunan berlebih. Daya dukung tanah tersebut ditentukan oleh jenis dan karakter tanah. Tanah berlapis adalah tanah yang memiliki lapisan sebanyak dua atau lebih dengan perbedaan jenis dan atau karakter antar lapisannya. Untuk menghitung daya dukung tanah berlapis dapat dilakukan pendekatan dari teori *Limit Equilibrium Method* oleh Terzaghi (1943), Meyerhof (1963), Hansen (1970), dan Vesic (1973), yaitu dengan asumsi tanah berlapis menjadi tanah homogen (satu lapis), meskipun kekuatan tiap lapisan tanah cukup berbeda. Hal itu dilakukan jika ketebalan lapisan atas relatif tebal dibandingkan dengan lebar pondasi. Sebaliknya, jika tebal lapisan atas relatif tipis dibandingkan dengan lebar pondasi, maka asumsi tersebut tidak berlaku. Namun pada kenyataan di lapangan, kondisi tanah homogen jarang dijumpai. Oleh karena itu, daya dukung pondasi pada tanah berlapis perlu ditinjau lebih lanjut. Sedangkan, untuk tinjauan daya dukung tanah terhadap jarak antar pondasi, studi dilakukan pada tanah pasiran homogen. Variasi jarak antar pondasi mengikuti teori Stuart (1962).

BAB 2. TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Teori Meyerhof

Meyerhof (1974) telah merumuskan daya dukung pondasi dangkal pada tanah homogen, kemudian pada tahun 1978, Meyerhoff dan Hanna melakukan pengembangan rumus dengan mengakomodasi kondisi tanah yang tidak homogen dimana lapisan pertama selalu lebih kuat daripada lapisan tanah kedua.

Teori daya dukung Meyerhof (1974) mirip dengan Terzaghi, yaitu menghitung tegangan geser dari tanah yang terletak di bawah telapak pondasi. Namun, Meyerhof mengasumsikan mekanisme kegagalan diperpanjang ke atas menuju permukaan tanah, yang digambarkan pada gambar 2.1 berikut:



Gambar 2.1 Pola keruntuhan tanah metode Terzaghi, Meyerhof dan Hansen.

Pada tahun 1974 Meyerhof menyempurnakan teorinya dengan mempertimbangkan beberapa faktor dalam menentukan daya dukung tanah. Faktor-faktor tersebut adalah pengaruh kedalaman pondasi, bentuk pondasi, dan kemiringan beban. Persamaan daya dukung tanah menurut Meyerhof adalah sebagai berikut:

$$q_u = c' \lambda_{cs} \lambda_{cd} \lambda_{ci} N_c + q \lambda_{qs} \lambda_{qd} \lambda_{qi} N_q + \frac{1}{2} \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} \lambda_{\gamma i} \gamma B N_\gamma \quad (2.1)$$

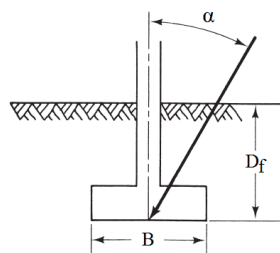
dengan, $\lambda_{cs}, \lambda_{qs}, \lambda_{\gamma s}$ = faktor bentuk pondasi.

$\lambda_{cd}, \lambda_{qd}, \lambda_{\gamma d}$ = faktor kedalaman pondasi.

$\lambda_{ci}, \lambda_{qi}, \lambda_{\gamma i}$ = faktor inklinasi atau kemiringan beban.

N_c, N_q, N_γ = faktor daya dukung.

Untuk faktor bentuk, parameter yang menentukan adalah B, L, dan ϕ . Untuk faktor kedalaman, parameter yang menentukan adalah B, D_f , dan ϕ . Sedangkan faktor inklinasi, parameter yang menentukan adalah sudut α . Sudut α adalah sudut yang dibentuk dari kemiringan arah beban yang diilustrasikan pada gambar 2.2 berikut:



Gambar 2.2 Kemiringan Beban (inclined load).

Tabel 2.1 Faktor bentuk, kedalaman, dan kemiringan podasi menurut Meyerhof.

Faktor Bentuk	
untuk $\phi = 0^\circ$	$\lambda_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right)$ $\lambda_{qs} = \lambda_{ys} = 1$
untuk $\phi = 10^\circ$	$\lambda_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$ $\lambda_{qs} = \lambda_{ys} = 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$
Faktor Kedalaman	
untuk $\phi = 0^\circ$	$\lambda_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $\lambda_{qd} = \lambda_{yd} = 1$
untuk $\phi = 10^\circ$	$\lambda_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$ $\lambda_{qd} = \lambda_{yd} = 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$
Faktor Inklinasi	
	$\lambda_{ci} = \left(1 - \frac{\alpha^\circ}{90^\circ} \right)^2$ $\lambda_{qi} = \left(1 - \frac{\alpha^\circ}{90^\circ} \right)^2$ $\lambda_{yi} = \left(1 - \frac{\alpha^\circ}{\phi'^{\circ}} \right)^2$

Tabel 2.2 Faktor daya dukung tanah menurut Meyerhof.

ϕ' (deg)	Nc	Nq	N γ	ϕ' (deg)	Nc	Nq	N γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	8.00
1	5.38	1.09	0.002	27	23.94	13.20	9.46
2	5.63	1.20	0.01	28	25.8	14.72	11.19
3	5.90	1.31	0.02	29	27.86	16.44	13.24
4	6.19	1.43	0.04	30	30.14	18.40	15.67
5	6.49	1.57	0.07	31	32.67	20.63	18.56
6	6.81	1.72	0.11	32	35.49	23.18	22.02
7	7.16	1.88	0.15	33	38.64	26.09	26.17
8	7.53	2.06	0.21	34	42.16	29.44	31.15
9	7.92	2.25	0.28	35	46.12	33.30	37.15
10	8.35	2.47	0.37	36	50.59	37.75	44.43
11	8.80	2.71	0.47	37	55.63	42.92	53.27
12	9.28	2.97	0.60	38	61.35	48.93	64.07
13	9.81	3.26	0.74	39	67.87	55.96	77.33
14	10.37	3.59	0.92	40	75.31	64.20	93.69
15	10.98	3.94	1.13	41	83.86	73.90	113.99
16	11.63	4.34	1.38	42	93.71	85.38	139.32
17	12.34	4.77	1.66	43	105.11	99.02	171.14
18	13.10	5.26	2.00	44	118.37	115.31	211.41
19	13.93	5.80	2.40	45	133.88	134.88	262.74
20	14.83	6.40	2.87	46	152.1	158.51	328.73
21	15.82	7.07	3.42	47	173.64	187.21	414.32
22	16.88	7.82	4.07	48	199.26	222.31	526.44
23	18.05	8.66	4.82	49	229.93	265.51	674.91
24	19.32	9.60	5.72	50	266.89	319.07	873.84
25	20.72	10.66	6.77				

2.2 Teori Stuart

Pada analisa perhitungan daya dukung tanah terdapat banyak faktor yang mempengaruhi daya dukung tersebut, salah satunya ialah faktor jarak antar pondasi. Teori yang membahas tentang faktor ini pertama kali dikembangkan oleh J.G.Stuart (1962). Berdasarkan studi teoritis yang dilakukan oleh Stuart dengan menggunakan metode *limit equilibrium* diperoleh kesimpulan bahwa dua pondasi yang diletakkan pada jarak tertentu akan saling mempengaruhi terhadap daya dukung kedua pondasi tersebut. Dalam analisisnya Stuart mengembangkan variasi faktor efisiensi (ζ_q, ζ_γ) dengan mengubah jarak antar kedua pondasi. Faktor efisiensi tersebut digambarkan sebagai rasio dari kegagalan beban ultimit satu pondasi yang mempengaruhi pondasi yang lainnya, dengan catatan ukuran pondasi yang sama. Berdasarkan analisa tersebut terdapat empat jenis kondisi, yaitu :

Tipe 1 : Kondisi dimana jarak antar titik pusat kedua pondasi $x \geq x_1$, bidang keruntuhan tanah dibawah kedua pondasi tidak saling berhimpitan. Pada kasus ini daya dukung ultimit pada pondasi menerus dapat menggunakan persamaan daya dukung Terzaghi.

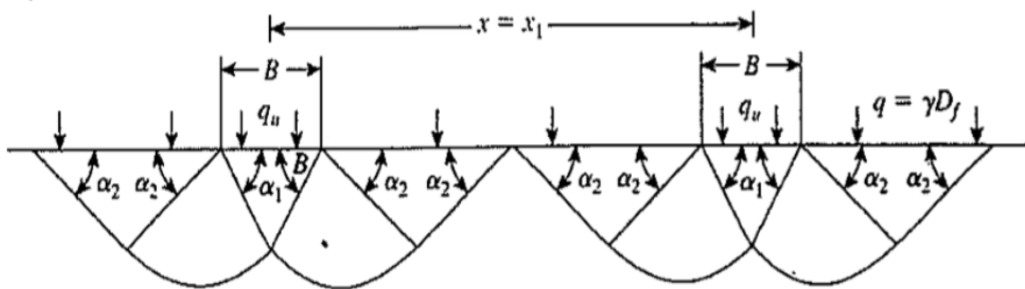
$$q_{ult} = qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (2.2)$$

dimana, q_{ult} = daya dukung tanah ultimit

N_q = faktor daya dukung beban luar q

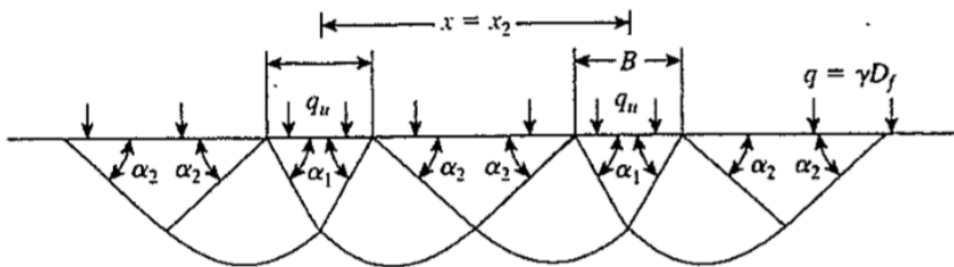
N_γ = faktor daya dukung berat volume tanah γ

B = lebar pondasi (meter)



Gambar 2.3 Keruntuhan tanah Tipe 1

Tipe 2 : Kondisi dimana jarak antar titik pusat kedua pondasi sejauh $x = x_2 < x_1$ dimana *rankine passive zone* saling berhimpitan. Pada kasus ini perhitungan daya dukung ultimit juga menggunakan persamaan Terzaghi seperti pada kasus 1 (Persamaan 2.1.3), hanya saja penurunan (*settlement*) pada pondasi yang berbeda dengan kasus 1.

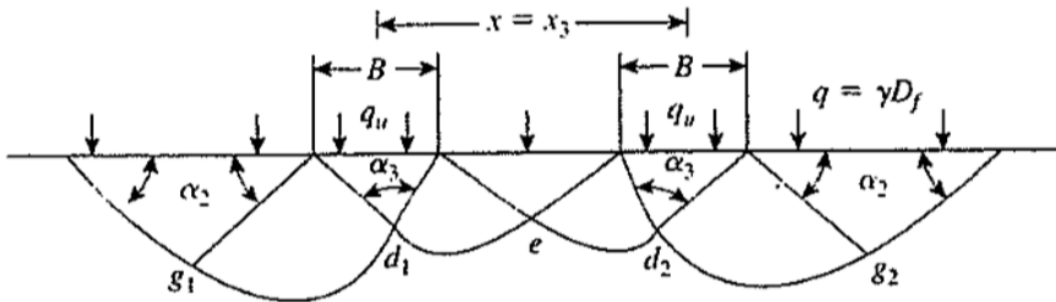


Gambar 2.4 Bidang Keruntuhan kasus 2

Tipe 3 : Pada kasus ini jarak antar titik pusat kedua pondasi sejauh $x = x_3 < x_2$. Dimana potongan segitiga pada tanah dibawah pondasi membentuk sudut $180^\circ - 2\phi'$ pada titik d_1 dan d_2 . Garis lengkung d_1g_1 dan d_1e saling bersinggungan pada titik d_1 . Demikian pula, garis lengkung d_2g_2 dan d_2e yang saling bersinggungan pada titik d_2 . Untuk kasus ini, perhitungan daya dukung ultimit ditentukan dengan persamaan :

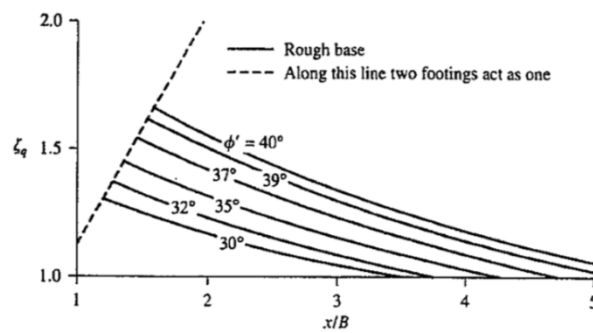
$$q_u = qN_q\zeta_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma\zeta_\gamma \quad (2.3)$$

dimana, $\zeta_q, \zeta_\gamma =$ rasio efisiensi

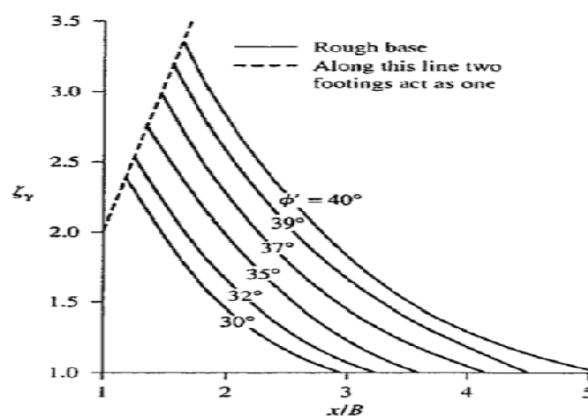


Gambar 2.5 Bidang keruntuhan Kasus 3

Rasio efisiensi merupakan fungsi dari x/B terhadap sudut geser tanah (ϕ). Secara teoritis variasi dari ζ_q dan ζ_γ diberikan pada Gambar 2.6a dan Gambar 2.6b.



(a)

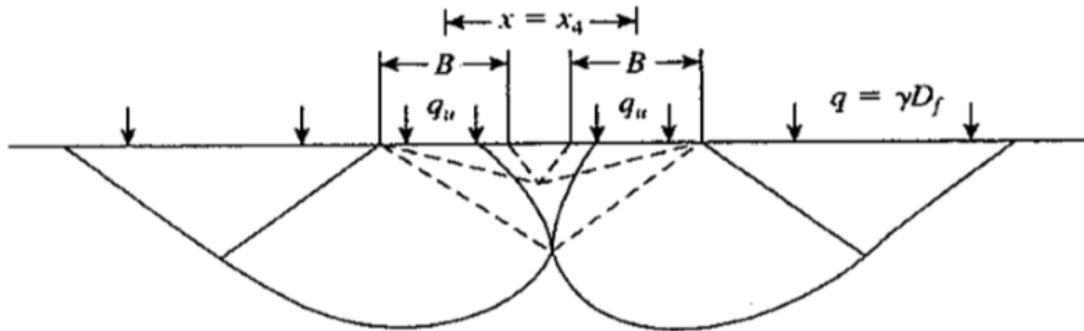


(b)

Gambar 2.6 Variasi dari rasio efisiensi x/B terhadap ϕ'

Tipe 4 : Kondisi dimana jarak titik pusat kedua pondasi sejauh $x = x_4 < x_3$, dimana kedua pondasi tersebut bertindak sebagai satu dasar pondasi. Ketika kedua pondasi bersentuhan, zona lengkung dibawah kedua pondasi hilang dan sistem yang berlaku adalah satu pondasi, dengan lebar pondasi menjadi $2B$. Persamaan daya dukung ultimit pada kasus ini dapat diberikan seperti pada persamaan 2.2, dimana B diganti menjadi $2B$.

Daya dukung ultimit pada dua pondasi yang berjarak meningkat ketika rasio efisiensi lebih dari satu, namun ketika pondasi tersebut diberi beban per satuan luas, maka penurunan (*settlement*) yang terjadi akan lebih besar dibandingkan dengan pondasi yang berdiri sendiri.

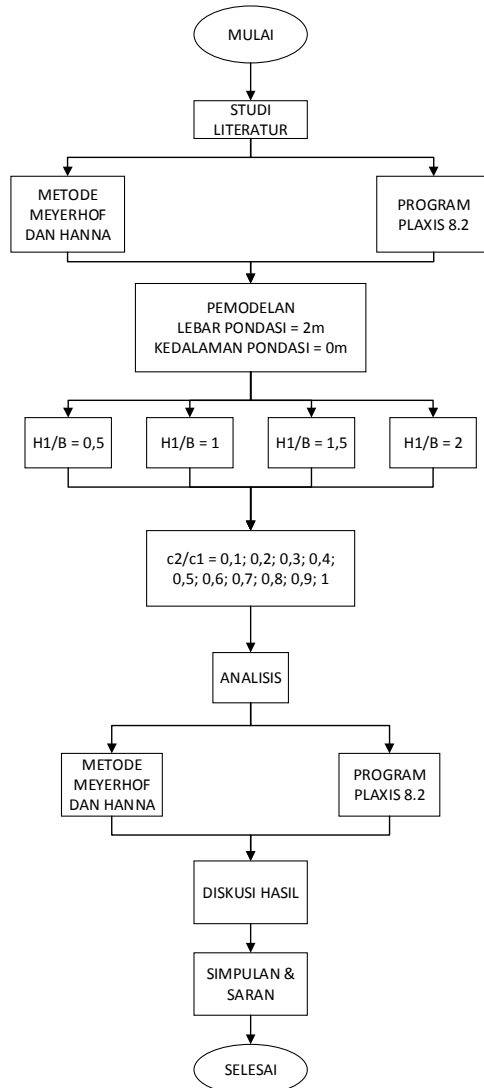


Gambar 2.7 Bidang keruntuhan Kasus 4

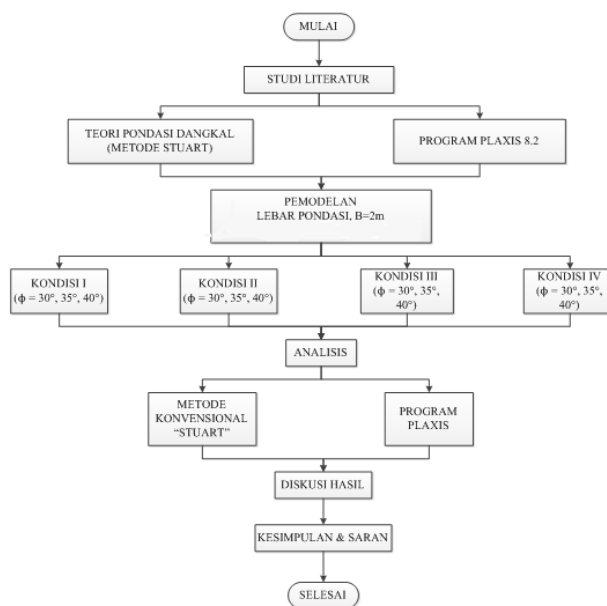
BAB 3. METODE PENELITIAN

Metode penelitian yang dilakukan adalah menggunakan studi literatur dan pemodelan numerik. Beberapa model akan direncanakan seperti variasi jarak antar pondasi, variasi lebar pondasi dengan ketebalan lapisan tanah, serta variasi jenis tanah. Untuk semua pemodelan akan disimulasikan dengan bantuan program komputer Plaxis 2D yang mengadopsi metode elemen hingga. Setelah dilakukan simulasi dengan program Plaxis 2D, maka data-data yang diperlukan disimpan pada *spread sheet* untuk diolah menjadi grafik maupun tabel yang diperlukan untuk penyajian dan perbandingan terhadap teori yang sudah ada.

Untuk pemodelan tanah lempung berlapis, dilakukan 40 pemodelan numerik dengan variasi ketebalan lapisan lempung pertama (H_1) dengan lebar pondasi (B), terhadap rasio kohesi antara lempung lapisan 1 dan lempung lapisan 2. Diagram alir tersaji pada gambar 3.1. Sedangkan untuk kajian jarak antar pondasi, dilakukan 24 pemodelan numerik dengan variasi jarak antar pondasi, lebar pondasi, dan sudut geser dalam tanah pasir. Diagram alir untuk kajian jarak antar pondasi tersaji pada gambar 3.2.



Gambar 3.1 Diagram alir penelitian daya dukung tanah pada tanah lempung berlapis



Gambar 3.2 Diagram alir penelitian daya dukung tanah terhadap jarak antar pondasi

BAB 4. JADWAL PELAKSANAAN

No	Kegiatan	Januari - Minggu ke				Februari - Minggu ke				Maret - Minggu ke				April - Minggu ke				Mei - Minggu ke				Juni - Minggu ke			
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1	Studi Literatur																								
2	Pemodelan Numerik																								
3	Pengumpulan data hasil pemodelan																								
4	Pengolahan data																								
5	Penulisan laporan																								
6	Penyerahan laporan akhir																								
7	Pertemuan rutin peneliti dan anggota																								

BAB 5. HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1 Kajian daya dukung pondasi terhadap tanah lempung berlapis

Simulasi pemodelan dilakukan dengan empat model untuk mendapatkan nilai faktor daya dukung N_c^* sebagai fungsi dari rasio tebal lapisan satu dengan lebar pondasi H/B terhadap rasio kohesi c_2/c_1 . Pondasi dangkal yang digunakan adalah pondasi menerus pada setiap model dengan lebar pondasi B diasumsikan 2 meter dan diletakan di permukaan tanah. Untuk H/B diambil empat nilai rasio, yaitu: 0,5; 1,0; 1,5; dan 2,0. Dari rasio tersebut tebal lapisan satu H ditunjukkan pada tabel 4.1 berikut:

Tabel 5.1 Tebal lapisan satu (m) pada masing-masing model.

Model	Lebar Pondasi B (m)	Tebal Lapisan Satu H (m)	Rasio H/B
A	2	1	0,5
B	2	2	1,0
C	2	3	1,5
D	2	4	2,0

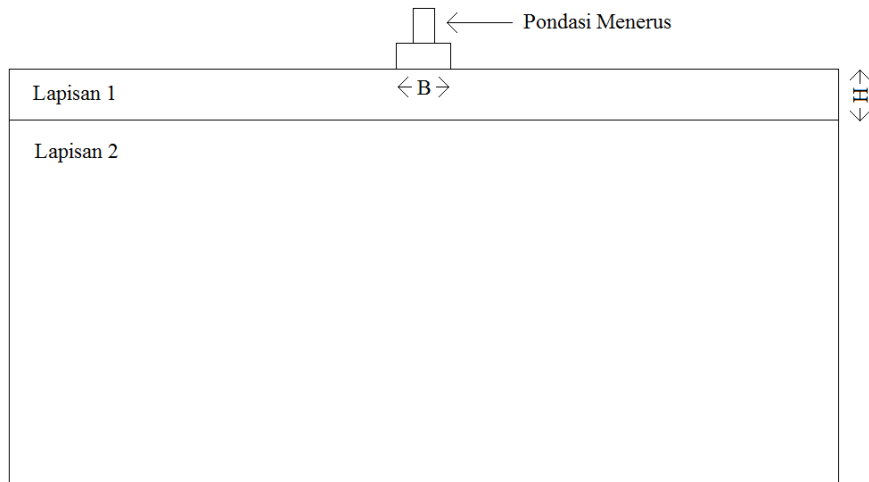
Sedangkan untuk c_2/c_1 diambil sepuluh nilai rasio, yaitu: 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6; 0,7; 0,8; 0,9; dan 1,0. Kohesi tanah lapisan dua c_2 dalam setiap model diasumsikan sebesar 25 kN/m². Sehingga kohesi tanah lapisan satu dalam setiap model (tabel 5.2) pada masing-masing simulasi adalah sebagai berikut:

Tabel 5.2 Nilai kohesi lapisan satu pada masing-masing simulasi

Simulasi	Kohesi Lapisan Satu c_1 (kN/m ²)
1	250,00
2	125,00
3	83,33
4	62,5
5	50,00

6	41,67
7	35,71
8	31,25
9	27,78
10	25,00

Dari variasi pemodelan di atas, simulasi pemodelan yang dilakukan pada keempat model sebanyak empat puluh simulasi. Diagram skematik pemodelan dua dimensi *plane strain* ditunjukkan pada gambar 5.1.



Gambar 5.1 Diagram skematik dua dimensi *plane strain*.

Analisis metode konvensional dilakukan dengan metode Meyerhof dan Hanna (1978). Untuk menghitung daya dukung dengan metode ini, maka diperlukan nilai *adhesive force* c_a . *Adhesive force* c_a adalah gaya yang menggambarkan bidang punching shear pada tanah lempung keras lapisan satu. Nilai *adhesive force* c_a didapat dari grafik nilai c'_a/c_1 terhadap q_2/q_1 berdasarkan metode Meyerhof dan Hanna (1978) dengan nilai rasio q_2/q_1 sama dengan c_2/c_1 . Nilai-nilai *adhesive force* c_a untuk setiap model pada masing-masing simulasi ditunjukkan pada tabel 4.3 sebagai berikut:

Tabel 5.3 Nilai *adhesive force* untuk masing-masing simulasi.

Simulasi	c_2/c_1	c_1 (kN/m ²)	c_a/c_1	c_a (kN/m ²)
1	0,1	250,00	0,710	177,500
2	0,2	125,00	0,780	97,500
3	0,3	83,33	0,850	70,833
4	0,4	62,50	0,910	56,875
5	0,5	50,00	0,950	47,500
6	0,6	41,67	0,960	40,000
7	0,7	35,71	0,980	35,000
8	0,8	31,25	0,990	30,938
9	0,9	27,78	0,995	27,639
10	1,0	25,00	1,000	25,000

Dengan nilai *adhesive force* c_a yang telah diketahui, maka perhitungan nilai daya dukung q_u dapat dilakukan. Hasil perhitungan daya dukung menggunakan metode konvensional ditunjukkan pada tabel 5.4 berikut:

Tabel 5.4 Nilai daya dukung menggunakan metode konvensional.

c_2/c_1	Nilai q_u (kN/m ²)			
	Model A	Model B	Model C	Model D
0,1	306,00	483,50	661,00	838,50
0,2	226,00	323,50	421,00	518,50
0,3	199,33	270,17	341,00	411,83
0,4	185,38	242,25	299,13	321,25
0,5	176,00	223,50	257,00	257,00
0,6	168,50	208,50	214,17	214,17
0,7	163,50	183,57	183,57	183,57
0,8	159,44	160,63	160,63	160,63
0,9	142,78	142,78	142,78	142,78
1,0	128,50	128,50	128,50	128,50

Contoh perhitungan daya dukung menggunakan metode konvensional:

$$q_u = \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) 5,14c_2 + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{2c_a H}{B}\right) + \gamma_1 D_f \leq q_t$$

$$q_u = \left(1 + 0,2 \frac{2}{0}\right) 5,14 \times 25 + \left(1 + \frac{2}{0}\right) \left(\frac{2 \times 177,5 \times H}{2}\right) + 21 \times 0$$

$$q_u = 306 \text{ kN/m}^2$$

$$q_t = \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) 5,14c_1 + \gamma_1 D_f$$

$$q_t = \left(1 + 0,2 \frac{2}{0}\right) 5,14 \times 250 + 21 \times 0$$

$$q_t = 1285 \text{ kN/m}^2$$

Syarat: $q_u \leq q_t$

$$q_u = 306 \text{ kN/m}^2$$

Faktor daya dukung N_c didapat dari nilai daya dukung tanah q_u dibagi dengan kohesi tanah lapisan satu c_1 . Hasil perhitungan faktor daya dukung menggunakan metode konvensional ditunjukkan pada tabel berikut:

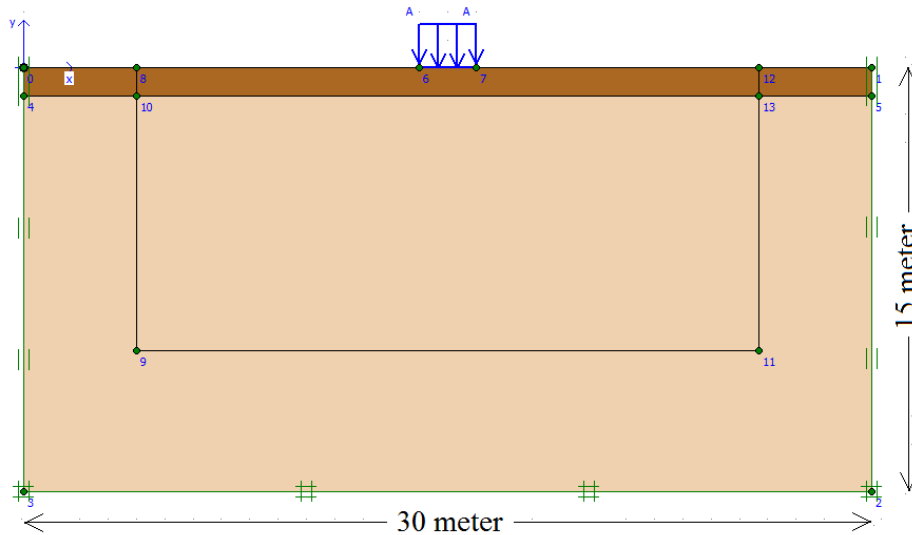
Tabel 5.5 Nilai Faktor Daya Dukung Menggunakan Metode Konvensional.

c_2/c_1	Nilai N_c			
	model A	model B	model C	model D
0,1	1,224	1,934	2,644	3,354
0,2	1,808	2,588	3,368	4,148
0,3	2,392	3,242	4,092	4,942
0,4	2,966	3,876	4,786	5,140
0,5	3,520	4,470	5,140	5,140
0,6	4,044	5,004	5,140	5,140
0,7	4,578	5,140	5,140	5,140
0,8	5,102	5,140	5,140	5,140
0,9	5,140	5,140	5,140	5,140
1,0	5,140	5,140	5,140	5,140

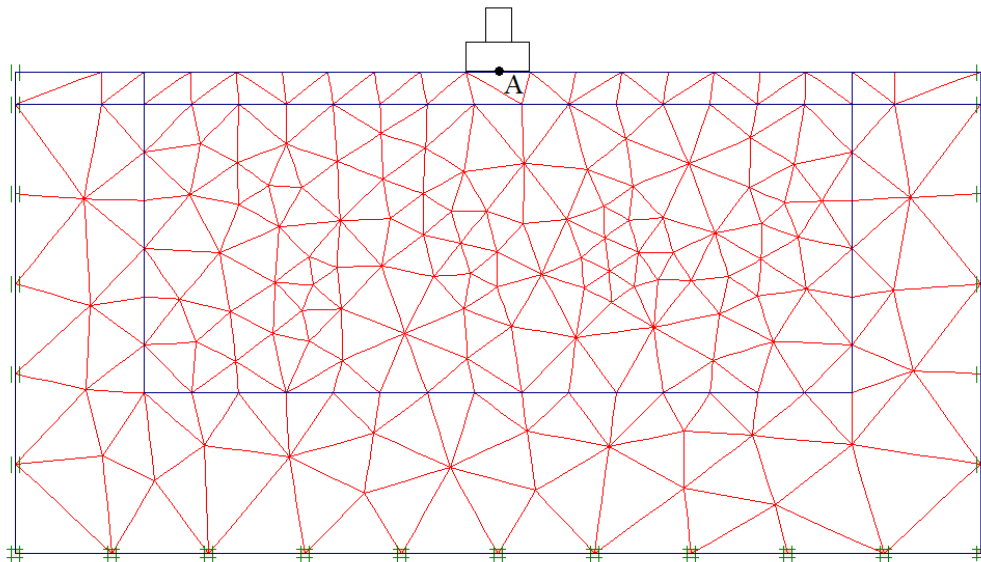
Analisis daya dukung menggunakan metode elemen hingga dilakukan dengan simulasi pemodelan program PLAXIS 8.2. Pemodelan dilakukan dengan model *plane strain* dengan jumlah *triangle elements* adalah *15 node elements* dan pembebanan *rigid footing*. Analisis dilakukan dengan metode *total stress undrain analysis*, yaitu parameter input adalah parameter tegangan total. Tanah tiap lapisan dimodelkan dengan *elastic-fully plastic Mohr-Coulomb*.

Dimensi bidang gambar pemodelan ditunjukkan pada gambar 5.2, yaitu dengan lebar 30 meter dan kedalaman 15 meter. Pondasi menerus digambarkan sebagai *Prescribed displacement* diletakkan di tengah bidang gambar. Dimensi bidang gambar pemodelan ini memiliki bidang yang cukup untuk mensimulasikan beban pondasi dari *boundary conditions effects*. *Boundary conditions* pada dasar model adalah *fixed* sedangkan pada kedua sisi model adalah *roll*.

Level coarseness of mesh generation yang digunakan adalah *coarse*. Untuk melihat konsentrasi tegangan lebih akurat maka pembagian geometri dari mesh diperkecil di daerah telapak pondasi yang ditunjukkan pada gambar 5.3. *Number of Coarseness* yang digunakan untuk model A adalah sejumlah 331 elemen, untuk model B adalah sejumlah 301 elemen, untuk model C adalah sejumlah 311 elemen, dan sebanyak 317 elemen untuk model D.

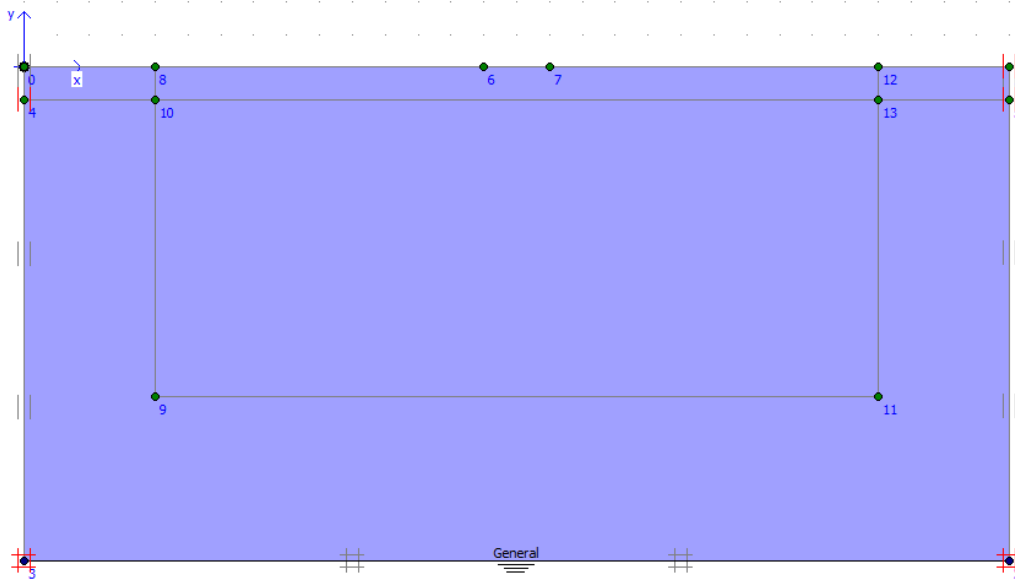


Gambar 5.2 Dimensi bidang gambar pemodelan program PLAXIS.



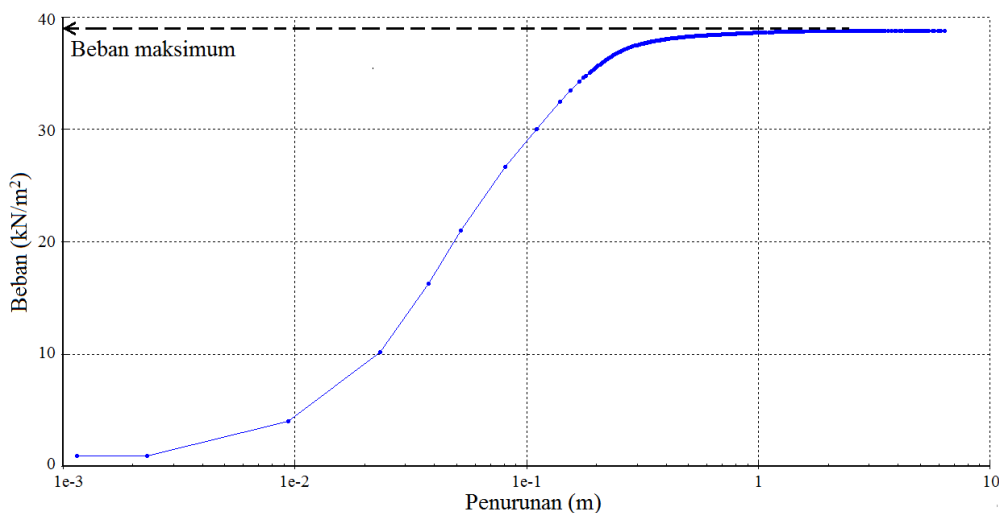
Gambar 5.3 Mesh elemen hingga untuk simulasi pondasi menerus pada tanah lempung berlapis dengan nodal A di tengah pondasi.

Modulus elastisitas tanah pada lapisan satu adalah $E = 300c_1$ dan pada tanah lapisan dua adalah $E = 300c_2$, dengan nilai poisson's ratio $\nu = 0.495$ di kedua lapisan. Jenis tanah adalah *saturated clay* dengan nilai γ_{sat} pada tanah lapisan satu adalah 18 kN/m^2 dan tanah lapisan dua adalah 20 kN/m^2 . Nilai kohesi lapisan dua c_2 sebesar 25 kN/m^2 dan nilai kohesi lapisan satu c_1 bervariasi sesuai dengan rasio c_2/c_1 . Untuk mensimulasikan model, tipe material tanah yang digunakan adalah *drained material*. Kemudian muka air tanah diletakkan di dasar bidang gambar, yaitu pada kedalaman 15 meter dari permukaan tanah sehingga tipe material tanah menjadi *undrained* (gambar 5.4) untuk memodelkan *Total Stress Undrained Analysis*.



Gambar 5.4 Tinggi muka air tanah pada program PLAXIS.

Simulasi dilakukan menggunakan *total multipliers*, yaitu dengan *prescribed displacement* yang menyatakan beban vertikal dari pondasi dengan nilai 10 kN/m^2 ke bawah sebanyak seratus kali pertambahan beban vertikal sampai tanah mengalami keruntuhan. Dari simulasi tersebut dengan nodal A yang diletakan tepat di tengah pondasi (gambar 5.3) akan menghasilkan kurva penurunan akibat pembebanan (*load displacement curve*), ditunjukkan oleh gambar 5.5 yang menggambarkan bahwa tanah telah mengalami keruntuhan. Indikasi terjadinya keruntuhan adalah pada saat tanah dinyatakan *collapse* dan kurva mencapai nilai maksimum, sehingga menghasilkan nilai beban terbesar pondasi yang dapat diterima oleh tanah.



Gambar 4.5 Tipikal kurva penurunan terhadap beban pada pondasi menerus.

Dari kurva penurunan terhadap beban pada pondasi, akan menghasilkan nilai daya dukung tanah dan nilai faktor daya dukung tanah. Daya dukung tanah dapat dihitung sebagai beban maksimum

pondasi dikalikan nilai beban vertikal awal pondasi, yang digambarkan melalui persamaan 5.1 berikut:

$$q_u = \Sigma \text{loadA} \times \text{initial load} \quad (5.1)$$

dengan q_u = Daya dukung tanah.

ΣloadA = Beban maksimum pondasi.

initial load = Beban vertikal awal pondasi.

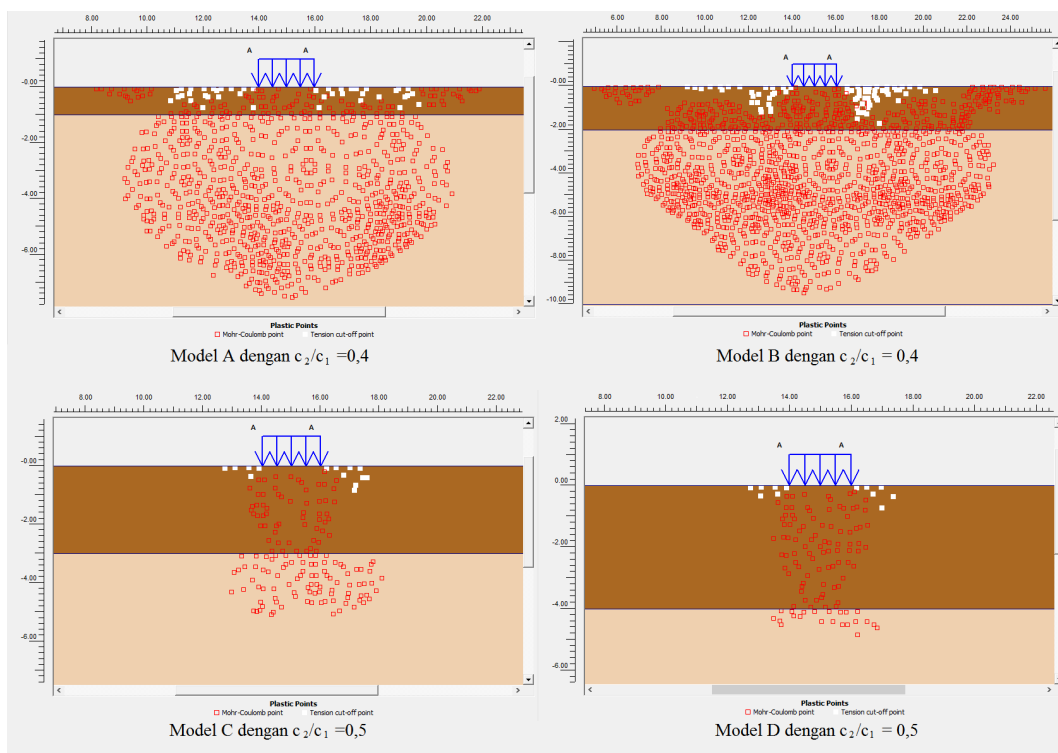
Kemudian, dari hasil nilai daya dukung tanah, faktor daya dukung N_c^* dapat dihitung melalui persamaan 5.2 berikut:

$$N_c^* = \frac{q_u}{c_1} \quad (5.2)$$

Dengan N_c^* = Faktor daya dukung pondasi (Analisa Metode Elemen Hingga).

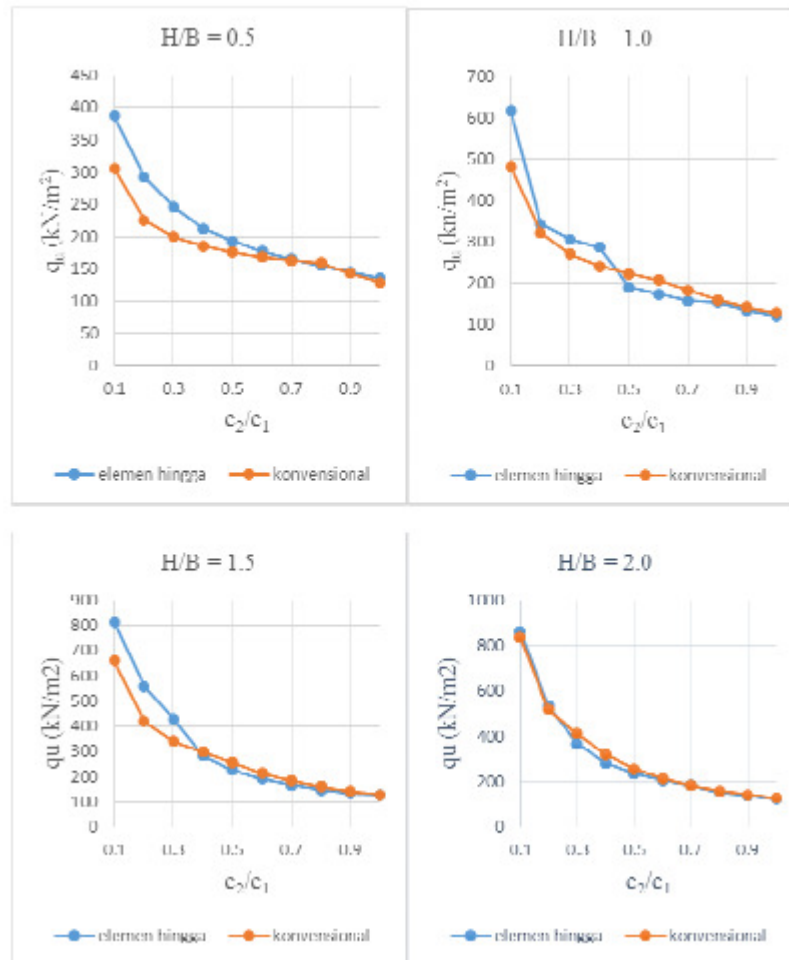
c_1 = Kohesi pada tanah lapis satu.

Zona plastis metode elemen hingga pada program PLAXIS dihasilkan dari *output* perhitungan. Zona plastis pada metode ini berupa diagram keruntuhan yang ditunjukkan pada gambar 5.6. Kedalaman zona plastis adalah kedalaman maksimum yang dicapai diagram keruntuhan tersebut.



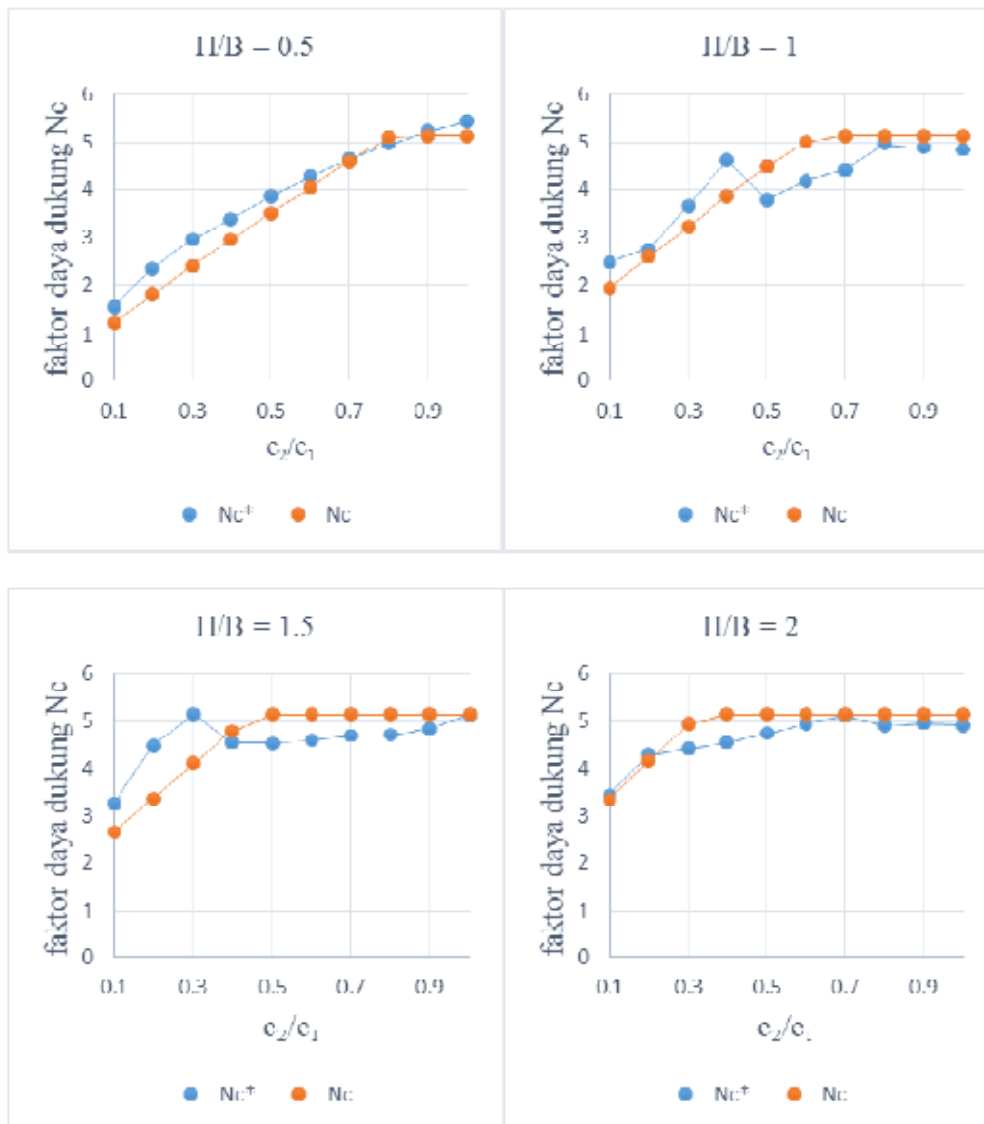
Gambar 5.6 Tipikal batas plastis pada masing-masing model

Perhitungan menggunakan metode elemen hingga dan metode konvensional menghasilkan estimasi nilai daya dukung q_u dan faktor daya dukung N_c untuk tanah berlapis dengan kasus lapisan tanah satu lebih keras dari lapisan dua. Dari kedua metode tersebut disajikan grafik perbandingan hasil pada gambar 5.7 dan gambar 4.8. Hasilnya menunjukkan perbedaan pada kedua metode, dimana rata-rata metode elemen hingga menghasilkan daya dukung q_u relatif lebih besar dan faktor daya dukung N_c relatif lebih kecil.



Gambar 5.7 Grafik daya dukung tanah q_u terhadap c_2/c_1 .

Dari gambar 5.7, nilai daya dukung tanah berkurang seiring dengan meningkatnya nilai rasio c_2/c_1 . Artinya, nilai daya dukung meningkat jika tanah lapisan atas semakin keras. Daya dukung juga bertambah seiring dengan meningkatnya rasio H/B. Hal tersebut mengindikasikan bahwa nilai daya dukung akan bertambah jika lapisan bertambah tebal.

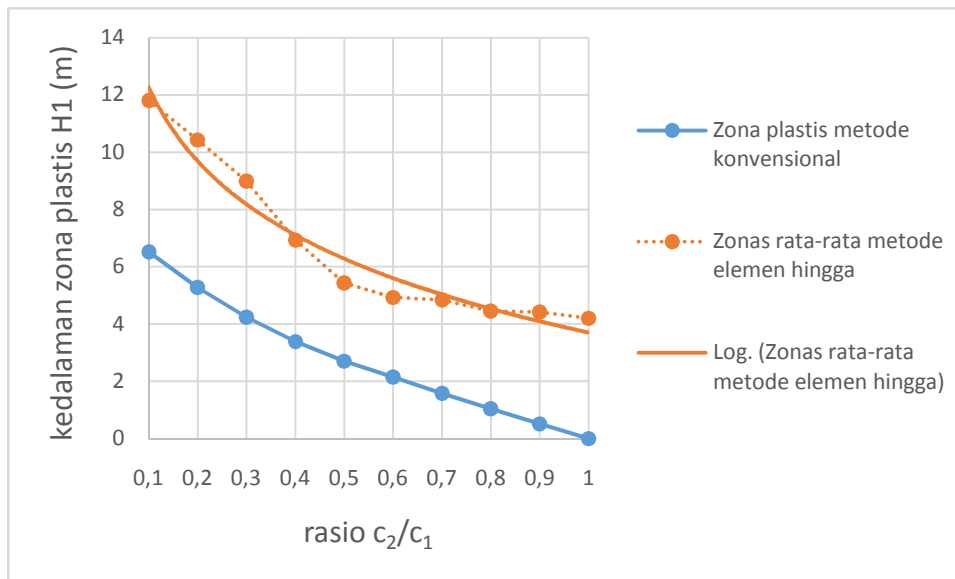


Gambar 5.8 Perbandingan faktor daya dukung N_c^* .

Pada gambar 5.8, faktor daya dukung N_c meningkat seiring dengan kenaikan nilai c_2/c_1 . Metode konvensional menghasilkan peningkatan faktor daya dukung maksimum sebesar 5,14. Nilai maksimum tersebut mengindikasikan kedalaman kritis (*critical depth*) dimana *strength* dari lapisan dua tidak berpengaruh terhadap daya dukung (Michalowski, 2002). Hal tersebut dikarenakan mekanisme keruntuhan atau zona plastis yang terjadi hanya sebatas lapisan satu dan seluruh tanah dapat diasumsikan sebagai tanah homogen dengan hanya menggunakan parameter tanah lapisan satu.

Zona plastis yang terjadi dengan menggunakan metode konvensional disajikan dalam bentuk grafik pada gambar 5.9. Pada grafik tersebut, jika rasio $c_2/c_1 = 0,3$ maka zona plastis akan terbentuk pada kedalaman 4,23 meter. Sehingga, apabila ketebalan lapisan satu kurang dari 4,23 meter maka lapisan dua akan mempengaruhi daya dukung. Sedangkan jika ketebalan lapisan satu lebih dari 4,23 meter, maka lapisan dua tidak mempengaruhi daya dukung. Dari grafik tersebut maka kedalaman kritis mulai terjadi pada kondisi $H/B = 0,5$ dengan rasio $c_2/c_1 > 0,8$; $H/B = 1$

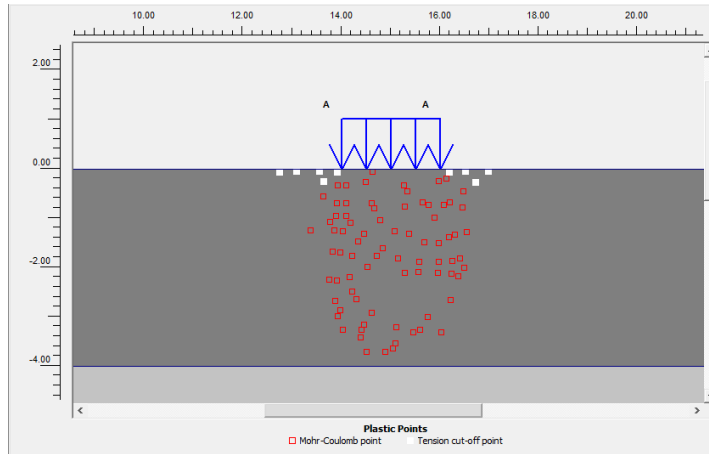
dengan rasio $c_2/c_1 > 0,6$; $H/B = 1,5$ dengan rasio $c_2/c_1 > 0,4$; dan $H/B = 2$ dengan rasio $c_2/c_1 > 0,3$.



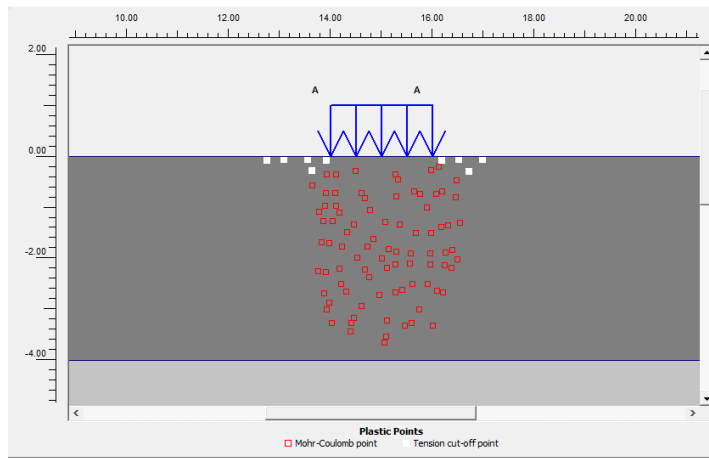
Gambar 5.9 Kedalaman zona plastis.

Kedalaman kritis terjadi pada metode elemen hingga dimana zona plastis (*plastic points*) hanya mencapai kedalaman lapisan satu. Kedalaman zona plastis yang dihasilkan metode ini juga ditampilkan pada gambar 5.9.

Dalam metode konvensional kedalaman kritis hanya terjadi pada rasio $H/B = 2$ (model D) dengan rasio $c_2/c_1 > 0,8$ (gambar 5.10). Hal tersebut menyebabkan faktor daya dukung N_c metode konvensional (gambar 5.11) berbeda dengan metode elemen hingga (gambar 5.12).

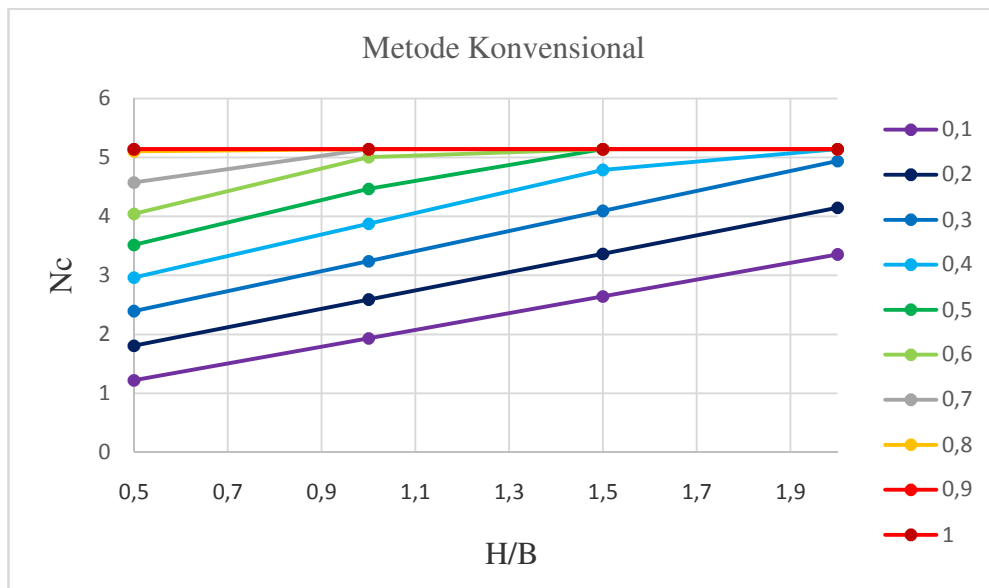


$$c_1/c_2 = 0,9$$

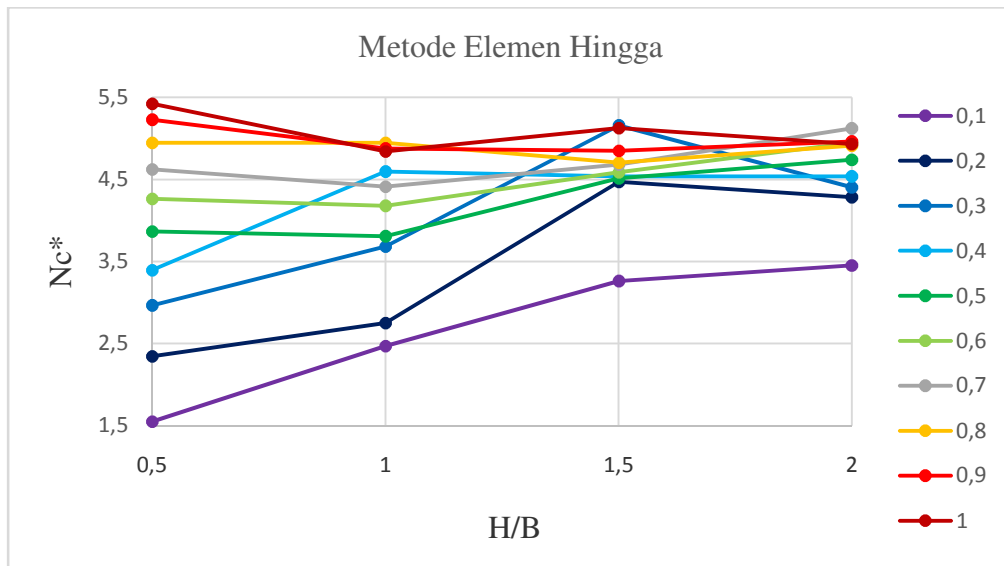


$$c_1/c_2 = 1,0$$

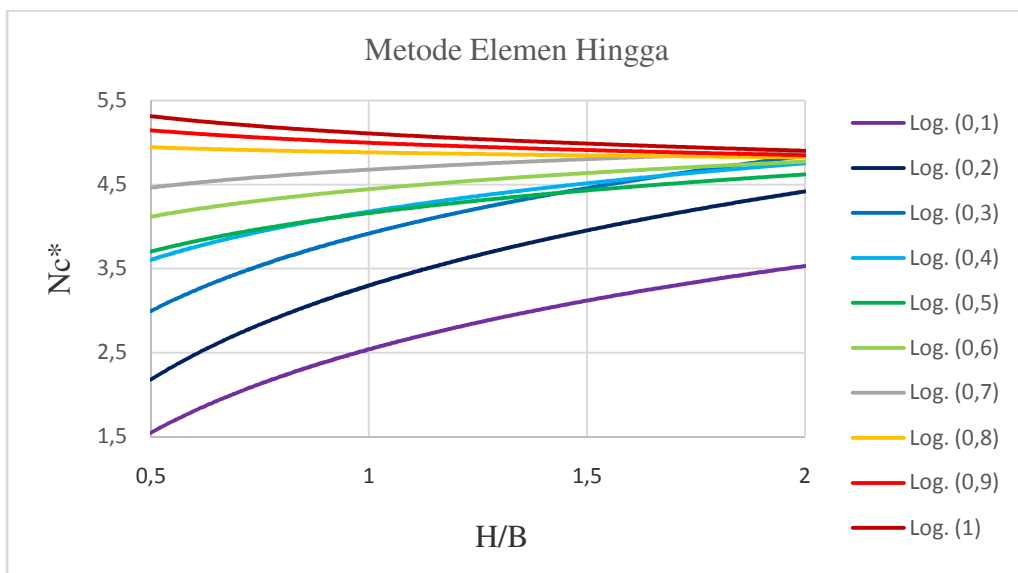
Gambar 5.10 Plastic points pada rasio $H/B = 2$



Gambar 5.11 Faktor daya dukung N_c .



Gambar 5.12 Faktor daya dukung N_c^* .



Gambar 5.13 Faktor daya dukung N_c^* dengan trendline logaritmik.

Gambar 5.13 adalah grafik berdasarkan gambar 5.12 yang telah diperhalus dengan menggunakan *trendline logarithmic*. Dari gambar tersebut, pada rasio $H/B \geq 1,5$ dan lapisan satu bukanlah lapisan tanah yang sangat keras ($c_2/c_1 > 0,5$) mengindikasikan tanah homogen. Hal tersebut didasarkan pada nilai faktor daya dukung N_c^* yang mendekati 5,14 sehingga zona plastis berada pada kedalaman kritis. Hal tersebut juga dapat dilihat dari grafik zona plastis yang dihasilkan oleh metode elemen hingga (gambar 5.9) dengan kondisi lapisan satu bukanlah lapisan sangat keras ($c_2/c_1 > 0,5$). Merifield (1999) dan Michalowski (2002) telah melakukan studi pondasi dangkal menerus pada tanah berlapis menggunakan pendekatan *limit equilibrium analysis*. Jika

dibandingkan dengan metode elemen hingga maka hasilnya ditampilkan pada tabel 5.7 sebagai berikut :

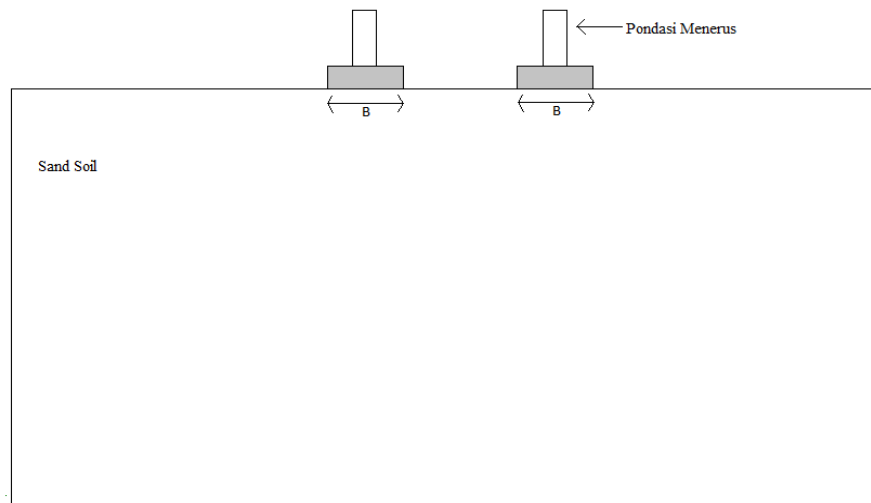
Tabel 5.6 Faktor daya dukung (N_c^*).

H/B	c_2/c_1	Metode Elemen	Merifield (1999)			Michalowski (2002)
		Hingga	Batas Bawah	Batas Atas	Nilai Tengah	Nilai Tengah
0.5	0,2	2,345	2,16	2,44	2,30	2,579
	0,5	3,865	3,52	3,89	3,79	3,800
	1,0	5,420	4,94	5,32	5,13	5,141
1.0	0,2	2,752	3,10	3,54	3,32	3,768
	0,5	3,805	4,44	4,82	4,63	4,746
	1,0	4,839	4,94	5,32	5,13	5,141
1.5	0,2	4,469	3,89	4,56	4,23	4,863
	0,5	4,511	4,87	5,31	5,09	5,141
	1,0	5,125	4,94	5,32	5,13	5,141
2.0	0,2	4,281	4,61	5,32	4,96	-
	0,5	4,738	4,81	5,27	5,04	-
	1,0	4,929	4,94	4,94	5,13	-

Jika dilihat pada tabel 5.7, pada rasio $H/B = 0,5$ dengan rasio $c_2/c_1 = 0,2$ dan $c_2/c_1 = 0,5$ dihasilkan faktor daya dukung N_c^* sebesar 2,345 dan 3,865. Nilai batas atas dan batas bawah Merifield pada rasio $H/B = 0,5$ dengan $c_2/c_1 = 0,2$ adalah 2,16 dan 2,44. Pada rasio $H/B = 0,5$ dengan rasio $c_2/c_1 = 0,5$ batas atas dan batas bawah Merifield adalah 3,52 dan 3,89. Bila dibandingkan dengan faktor daya dukung Merifield, hasil metode elemen hingga berada dalam nilai batas atas dan batas bawah. Tetapi pada rasio $H/B = 0,5$ dengan rasio $c_2/c_1 = 1,0$ nilai metode elemen hingga di luar batas atas dan batas bawah faktor daya dukung Merifield. Dan pada rasio lainnya, tidak semua nilai dari metode elemen hingga masuk ke dalam batas atas dan batas bawah faktor daya dukung Merifield. Namun mengindikasikan perbedaan yang relatif kecil.

5.2 Kajian daya dukung pondasi terhadap jarak antar pondasi (tanah pasiran)

Simulasi pemodelan dilakukan dengan menggunakan program PLAXIS 8.2 dengan empat model diagram skematik dua dimensi *plane strain* yang ditunjukkan pada Gambar 5.14. Pemodelan dilakukan dengan 15 nodal pada setiap *triangle element* agar member hasil yang akurat. Pondasi menerus diletakkan di tengah bidang tanah dengan lebar pondasi B. Tinggi dan Lebar model elemen hingga adalah 10B dan 20B yang ditunjukkan pada Gambar 5.15. Ukuran pemodelan dari elemen hingga ini cukup untuk untuk mensimulasikan beban pondasi dari *boundary conditions effect*. Kondisi batas pada dasar model adalah *fixed* sedangkan pada kedua sisi model adalah *roll*. Untuk menghasilkan kurva *load-displacement*, nodal yang dilambangkan dengan huruf A dan B diletakkan di tengah dasar kedua pondasi.



Gambar 5.14. Diagram skematik dua dimensi *plane strain*

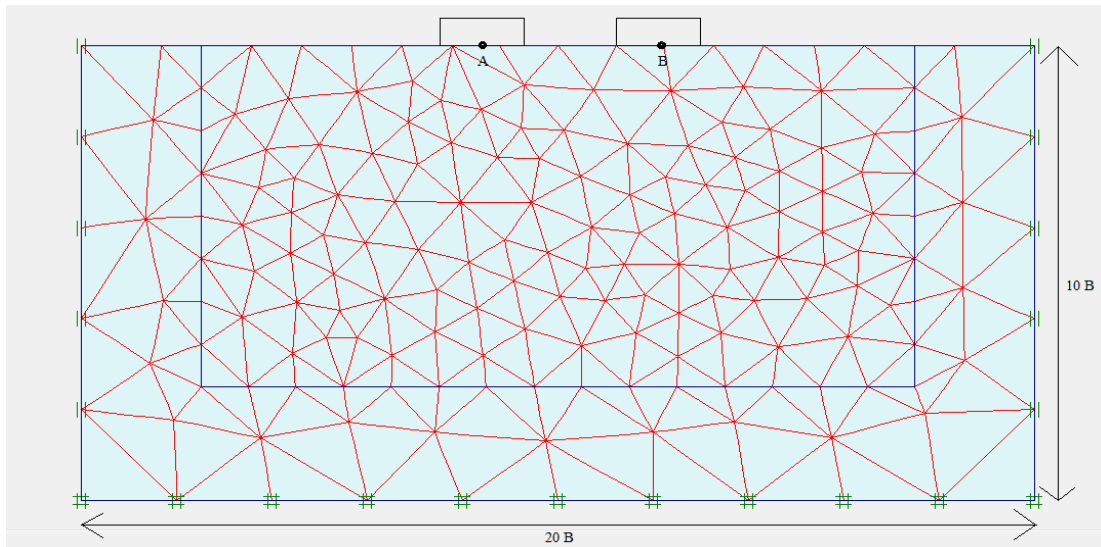
Analisis perhitungan pada skripsi ini dilakukan melalui proses permodelan geometri, dimana tanah yang dianalisis adalah tanah pasir, dengan parameter tanah seperti pada Tabel 5.7 dibawah ini :

Tabel 5.7 Parameter tanah untuk analisa menggunakan PLAXIS

Material Soil	Material type	Material Mode	γ_{sat}	γ_{unsat}	E	ν	c	ϕ		
			(kN/m^3)	(kN/m^3)	(kN/m^3)	(mu)	(kN/m^2)	($^{\circ}$)		
Sand	Drained	Mohr-Coulomb	16	16	25000	0.3	0	30	35	40

Dalam studi ini analisa perhitungan dilakukan dengan menggunakan menggunakan metode elemen hingga dimana pemodelan dan perhitungannya menggunakan program plaxis, dan metode kedua yang digunakan adalah metode konvensional yang digunakan oleh Stuart. Pada analisis menggunakan metode elemen hingga dilakukan simulasi pemodelan dengan empat model, dimana empat model tersebut berdasarkan empat kasus, yaitu : jarak pondasi $x \geq x_1$, $x = x_2 < x_1$, $x = x_3 < x_2$, $x = x_4 < x_3$. Setiap model dilakukan analisis dengan menggunakan tiga model yang berbeda dengan menggunakan besaran ϕ (phi) yang berbeda- beda, yaitu : 30°, 35°, 40°. Dan dilakukan juga pada dua tipe lebar pondasi, satu meter dan dua meter. Sehingga total simulasi yang dilakukan sebanyak dua puluh empat simulasi.

Simulasi perhitungan dilakukan dengan penambahan beban vertikal (*total multipliers*) dari pondasi dengan lebar beban konstan sampai tanah mengalami keruntuhan. Dari simulasi tersebut dengan nodal A dan B yang diletakkan di tengah dasar pondasi (Gambar 4.2) akan menghasilkan kurva penurunan akibat pembebanan (*load displacement curve*), yang menggambarkan bahwa tanah telah mengalami keruntuhan. Indikasi terjadinya keruntuhan adalah pada saat kurva mencapai nilai maksimum dan menghasilkan nilai beban maksimum yang dapat diterima oleh tanah.



Gambar 5.15 Mesh elemen hingga untuk simulasi pondasi menerus padatan tanah pasir

Dari analisis simulasi perhitungan yang diperoleh dari metode elemen hingga diperoleh kurva penurunan terhadap beban pada pondasi beserta nilai daya dukung pondasi. Nilai daya dukung pondasi dengan metode elemen hingga dapat diperoleh dari persamaan :

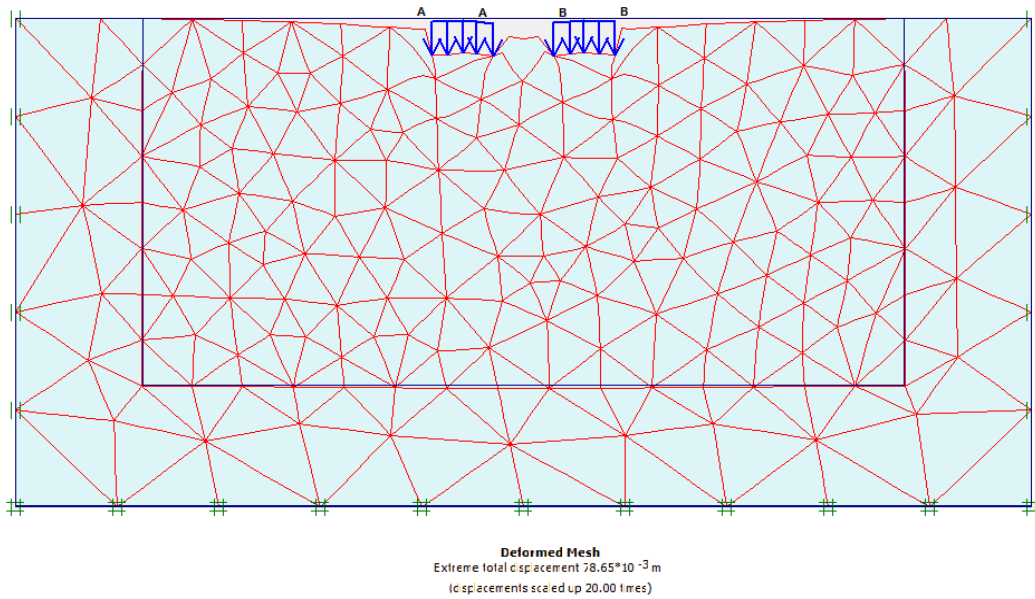
$$q_{ult} = \Sigma M_{load} \times \text{Initial load} \quad (5.3)$$

dimana, q_{ult} = Daya dukung ultimit (kN/m^2)

ΣM_{load} = Beban maksimal yang dapat ditahan pondasi

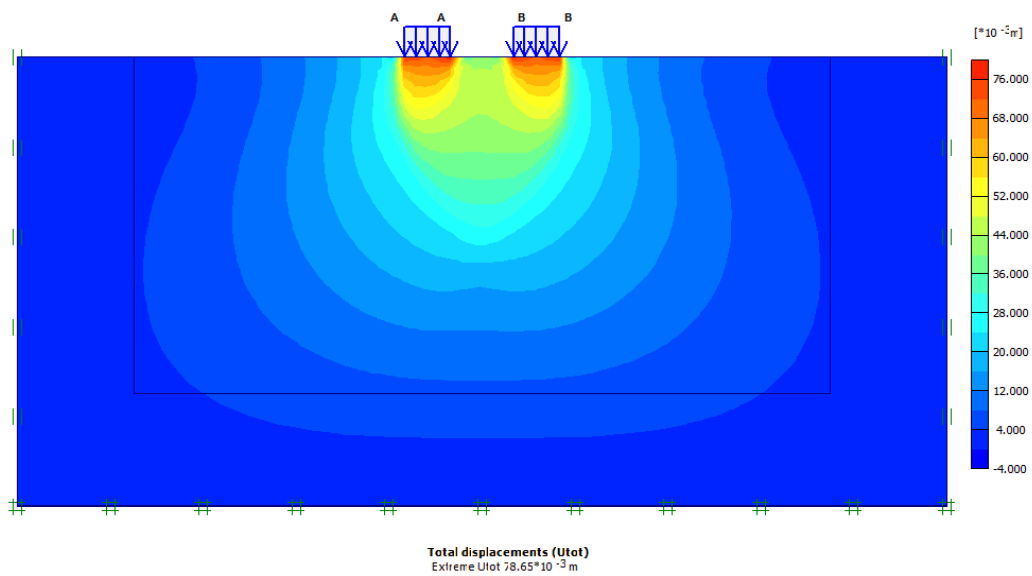
Initial load = Beban awal pondasi

Dari analisis perhitungan metode elemen hingga dengan menggunakan program PLAXIS 8.2 didapatkan *output* data berupa *deformed mesh* (Gambar 5.16), *total displacements* (Gambar 5.17), serta *plastic points* (Gambar 5.18).



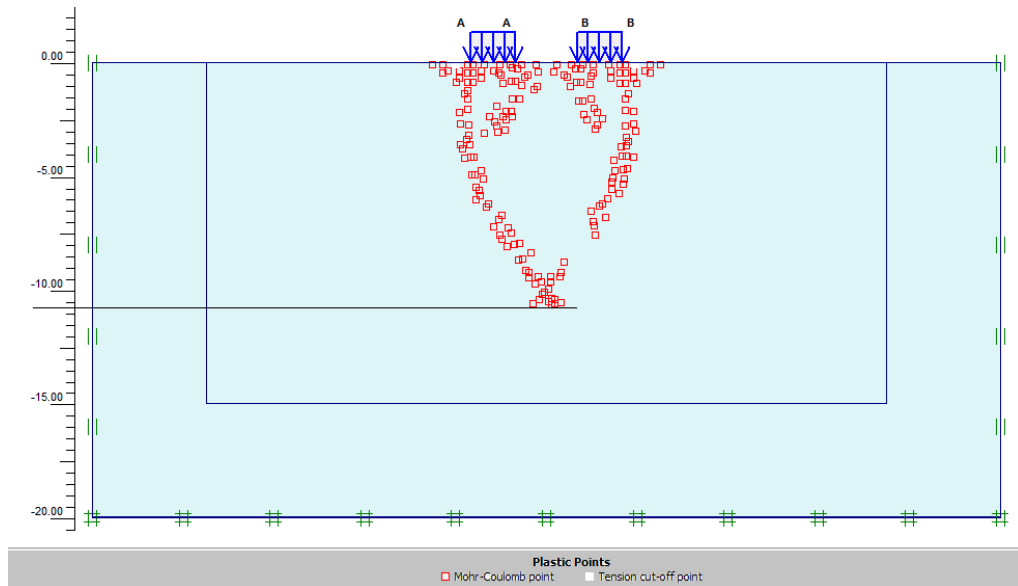
Gambar 5.16 Deformed Mesh Beban A dan B

Gambar 5.16 diatas menunjukkan Mesh yang terjadi pada setiap pemodelan yang dilakukan, dimana setiap pemodelan dilakukan dengan 15 nodal pada setiap triangle element dan setiap nodal terdapat rata-rata 325 Mesh. Sehingga total Mesh pada setiap pemodelan berjumlah 4875 Mesh.



Gambar 5.17 Total Displacements Beban A dan B

Gambar 5.17 diatas menunjukkan penurunan yang terjadi akibat beban A dan B yang diberikan. Dari Gambar tersebut dapat dilihat bahwa penurunan yang cukup besar terjadi tepat dibawah stuktur pondasi.



Gambar 5.18 Plastic Points Beban A dan B

Gambar 5.18 diatas menunjukkan keadaan *plastic point* pada saat beban A dan B diberikan. Dari Gambar diatas menerangkan keadaan keruntuhan tanah yang terjadi ketika beban diberikan, terlihat juga batas plastis atau batas zona keruntuhan terjadi pada kedalaman 10,75 meter.

Analisis perhitungan menggunakan metode konvensional Stuart dilakukan sebagai pembanding dari metode elemen hingga. Parameter tanah dan ukuran pondasi juga menggunakan parameter tanah dan ukuran pondasi yang sama seperti pada metode elemen hingga, seperti ditunjukkan pada Tabel 5.8. Berdasarkan data tersebut dapat dihitung nilai daya dukung ultimit seperti ditunjukkan pada Tabel 5.9.

Tabel 5.8 Parameter Tanah dan Lebar Pondasi

B (meter)		γ (kN/m ³)	ϕ (°)		
1	2	16	30	35	40

Tabel 5.9 Perhitungan daya dukung ultimit

q (kN/m ²)	N_q	γ (kN/m ³)	B (meter)	N_γ	Qult (kN/m ²)
0	22.46	16	2	19.13	306.08

Dari hasil perhitungan berdasarkan kedua metode diatas diperoleh hasil analisis daya dukung pondasi seperti yang ditunjukkan pada Tabel 5.10.

Tabel 5.10 Daya Dukung Tanah Hasil Perhitungan Kedua Metode

Kasus 1

Metode Konvensional		Metode Elemen Hingga	
ϕ (°)	Qult (kN/m ²)	Sum-MloadA (kN/m ²)	Total Settlement (mm)
30	306.08	208.021	56.5
35	726.56	355.016	100
40	1844.96	488.997	129

Kasus 2

Metode Konvensional		Metode Elemen Hingga	
ϕ (°)	Qult (kN/m ²)	Sum-MloadA (kN/m ²)	Total Settlement (mm)
30	306.08	170.633	47.5
35	726.56	314.356	91
40	1844.96	353.323	85.5

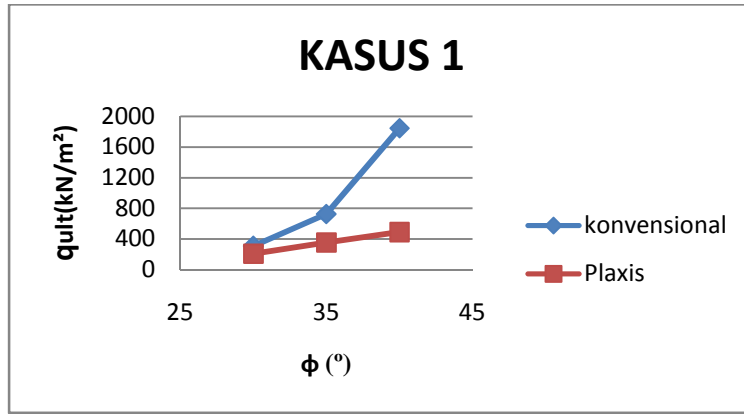
Kasus 3

Metode Konvensional		Metode Elemen Hingga	
ϕ (°)	Qult (kN/m ²)	Sum-MloadA (kN/m ²)	Total Settlement (mm)
30	550.944	150.206	44.5
35	1235.152	450.492	65.5
40	4151.16	418.559	109.5

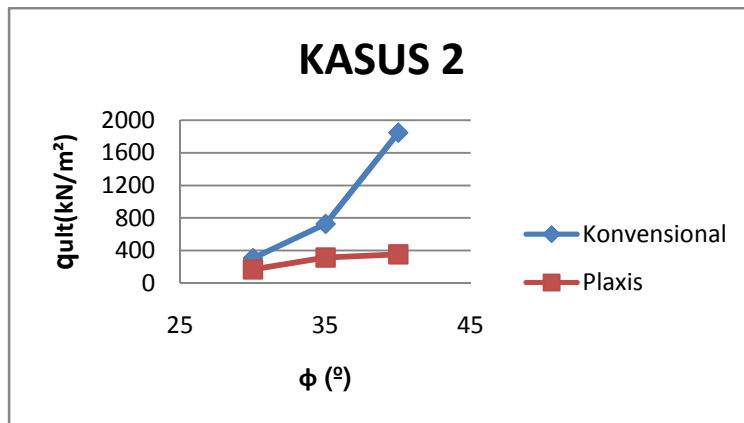
Kasus 4

Metode Konvensional		Metode Elemen Hingga	
ϕ (°)	Qult (kN/m ²)	Sum-MloadA (kN/m ²)	Total Settlement (mm)
30	612.16	216.761	84
35	1453.12	280.480	105
40	3689.92	338.191	120

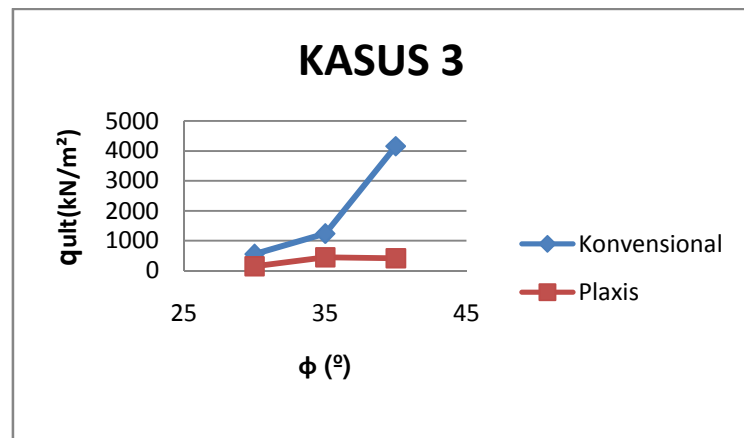
Keempat Tabel diatas menyajikan data hasil perhitungan nilai daya dukung ultimit (Q_{ult}) yang diperoleh dari perhitungan menggunakan metode konvensional dan menggunakan program PLAXIS, dan disajikan juga nilai penurunan (*Total Settlement*).



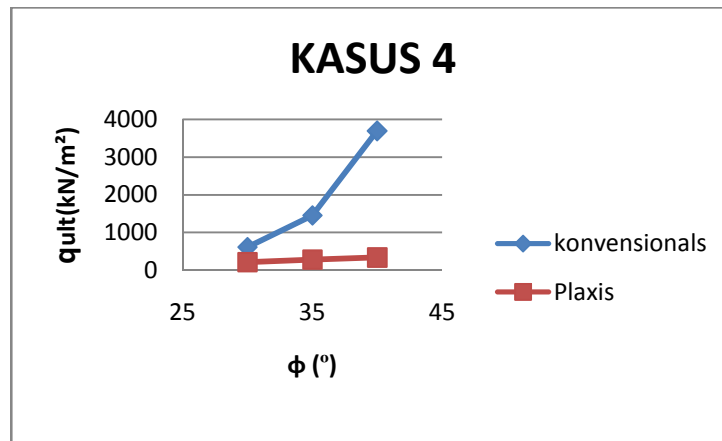
Gambar 5.19 Grafik q_{uit} Vs phi pada Kasus 1



Gambar 5.20 Grafik q_{uit} Vs phi pada Kasus 2

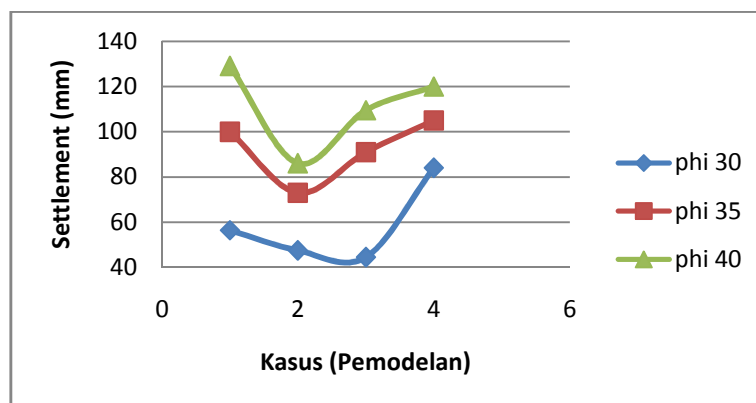


Gambar 5.21 Grafik q_{uit} Vs phi pada Kasus 3



Gambar 5.22 Grafik q_{ult} Vs phi pada Kasus 4

Dari keempat grafik yang disajikan diatas dapat dilihat perbandingan nilai Qult (kN/m²) yang diperoleh dari analisis perhitungan dengan menggunakan kedua metode yang digunakan pada analisis data, dimana nilai Qult (kN/m²) yang diperoleh pada setiap kasus memiliki nilai yang berbeda-beda. Dari grafik diatas juga dapat dilihat perbandingan nilai Qult (kN/m²) antara kedua metode tidak terlalu jauh, hal tersebut menyatakan bahwa langkah analisis yang telah dilakukan pada kedua metode adalah benar.



Gambar 5.23 Settlement pada keempat kasus

Dari Gambar 4.23 yang disajikan diatas dapat dilihat penurunan yang terjadi pada keempat kasus pemodelan dengan menggunakan ϕ yang digunakan pada analisis perhitungan, yaitu : 30°, 35°, 40°. Dari Gambar 4.24 diatas juga dapat dilihat bahwa adanya perbedaan penurunan yang terjadi ketika nilai parameter ϕ berubah baik pada kasus 1, kasus 2, kasus 3, dan pada kasus 4.

Tabel 4.5 Differential Settlement (D_s)

Kasus 1

ϕ ($^\circ$)	Settlement A (mm)	Settlement B (mm)	Differential Settlement (D_s)
30	57	56	0.00014
35	101	99	0.00024
40	127	131	0.00039

Kasus 2

ϕ ($^\circ$)	Settlement A (mm)	Settlement B (mm)	Differential Settlement (D_s)
30	47	48	0.00025
35	90	92	0.00043
40	86	85	0.00018

Kasus 3

ϕ ($^\circ$)	Settlement A (mm)	Settlement B (mm)	Differential Settlement (D_s)
30	46	43	0.00091
35	64	67	0.00071
40	112	107	0.00100

Differential Settlement terutama timbul disebabkan kondisi tanah yang di atasnya berdiri suatu struktur, baik struktur bangunan ataupun pondasi itu sendiri. *Differential Settlement* mengacu pada penurunan yang tidak merata akibat beban yang diberikan pada tanah, dimana penurunan yang tidak merata tersebut dapat mengakibatkan kerusakan pada struktur. Syarat aman dari *differential settlement* adalah $D_s \leq 0.00333$.

Berdasarkan hasil perhitungan yang dilakukan nilai *differential settlement* yang diperoleh ternyata kurang dari syarat aman yaitu 0.00333, artinya penurunan yang terjadi akibat beban pondasi tersebut aman dan tidak merusak struktur dari pondasi tersebut.

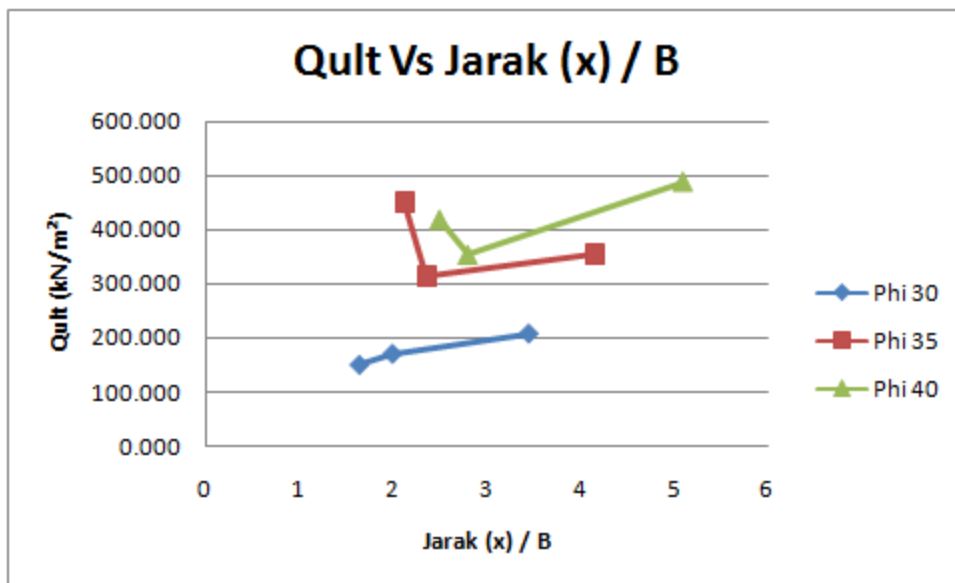
Dari gambar 4.24 dapat dilihat perbandingan Q_{ult} terhadap jarak (x) / B. Daya dukung yang diperoleh berbanding lurus terhadap x/B , artinya daya dukung meningkat ketika perbandingan x/B juga meningkat.

Tabel 4.6 Jarak (x) / B pada tiap-tiap kasus pemodelan

Kasus ($\phi = 35^\circ$)	Jarak (m)	B (m)	Jarak / B	Qult (kN/m ²)
Kasus 1	8.3	2	4.15	355.016
Kasus 2	4.7	2	2.35	314.356
Kasus 3	4.25	2	2.125	450.492

Kasus ($\phi = 40^\circ$)	Jarak (m)	B (m)	Jarak / B	Qult (kN/m ²)
Kasus 1	10.2	2	5.1	488.997
Kasus 2	5.6	2	2.8	353.323
Kasus 3	5	2	2.5	418.559

Kasus ($\phi = 30^\circ$)	Jarak (m)	B (m)	Jarak / B	Qult (kN/m ²)
Kasus 1	6.9	2	3.45	208.021
Kasus 2	4	2	2	170.633
Kasus 3	3.3	2	1.65	150.206



Gambar 4.24 Grafik hubungan Qult Vs Jarak (x) / B

BAB 6. KESIMPULAN DAN SARAN

6.1. Kesimpulan dan saran untuk kajian daya dukung pondasi menerus terhadap tanah lempung berlapis

Studi daya dukung pada tanah berlapis dengan menggunakan metode elemen hingga dan metode konvensional dilakukan dengan kombinasi ketebalan lapisan satu dan *soil strength* yang berbeda. Hasil dari studi berupa modifikasi faktor daya dukung N_c yang ditampilkan dalam bentuk tabel maupun grafik. Kesimpulan yang dapat diambil dari studi tersebut adalah sebagai berikut:

1. Pada rasio yang sama faktor daya dukung tanah bertambah seiring dengan bertambahnya ketebalan lapisan satu dengan parameter tanah lempung lunak yang dilapisi oleh tanah lempung keras. Faktor daya dukung juga bertambah jika tanah pada lapisan dua semakin lemah.
2. Kondisi tanah pada rasio $H/B > 1,5$ dan $c_2/c_1 > 0,5$ mengindikasikan lapisan tanah homogen. Hal tersebut dikarenakan zona keruntuhan yang terjadi pada kondisi tersebut mendekati kedalaman kritis. Sehingga, dapat dilakukan analisis hanya menggunakan parameter tanah pada lapisan satu.
3. Analisis daya dukung tanah pada pondasi menerus dengan tanah lempung berlapis menggunakan metode elemen hingga yaitu program PLAXIS, menghasilkan faktor daya dukung tanah yang cukup baik. Hal tersebut telah dibandingkan oleh penelitian sebelumnya, yaitu dengan menggunakan pendekatan *limit analysis* yang dilakukan oleh Merifield dan Michalowski.

Sedangkan beberapa saran untuk penelitian selanjutnya adalah :

1. Penelitian tentang tanah lempung berlapis dapat dilanjutkan dengan parameter tanah lapisan satu lebih lemah daripada lapisan dua, untuk kepentingan pengembangan ilmu.
2. Perlu dilakukan kajian tentang mekanisme keruntuhan metode konvensional yang terjadi pada tanah berlapis, dan dibandingkan dengan menggunakan metode elemen hingga sehingga dapat dilihat besarnya pengaruh tipe keruntuhan yang terjadi terhadap faktor daya dukung tanah.
3. Perlu dilakukan penelitian lebih lanjut dengan metode elemen hingga menggunakan program PLAXIS pada kasus tanah pasiran keras yang melapisi tanah lempung lunak jenuh air dan tanah pasiran keras yang melapisi tanah pasiran lunak.

6.2. Kesimpulan dan saran untuk kajian daya dukung pondasi menerus terhadap jarak antar pondasi (tanah pasiran)

Hasil analisis yang diperoleh dari metode konvensional dan metode elemen hingga menghasilkan beragam kurva yang menjelaskan tentang nilai daya dukung ultimit dan nilai penurunan tanah (*settlement*). Setelah dilakukan perbandingan hasil dari kedua metode analisis dapat ditarik kesimpulan berupa :

1. Metode Stuart : Pada $\phi = 30^\circ$ dan 35° , metode Stuart memberikan trend hasil yang sama yaitu, semakin dekat jarak antar pondasi, maka daya dukung tanah semakin meningkat. Sedangkan untuk $\phi = 40^\circ$, pada kasus 3 memberikan nilai q_u yang lebih besar dari kasus 4.

2. Metode FEM : Pada $\phi = 30^\circ, 35^\circ$, maupun 40° , metode FEM memberikan trend hasil yang relatif konstan. Hal ini dikarenakan pada FEM, daya dukung tanah tidak hanya dikontrol oleh faktor ϕ , tetapi juga oleh settlement yang terjadi.

Sedangkan saran untuk penelitian selanjutnya adalah dapat divariasikan lebar pondasi dan nilai kuat geser tanah yang lain untuk melihat konsistensi hasil analisa dengan penelitian saat ini.

DAFTAR PUSTAKA

1. Bowles, E. Joseph. (1997). *Foundation Analysis and Design: 5th Edition*. McGraw- Hill Companies, United States of America
2. Coduto, Donald P. (1994). *Foundation Design : Principles and Practice*. Prentice Hall. Englewood, New Jersey.
3. Das., B.M. (2007). "Principle of Foundation Engineering, sixth ed". Thompson.
4. J. G. Stuart. (1962). Interference between foundations with special reference to surface footings in sand, *Geotechnique*, Vol **12**, 15–22.
5. Lim, Aswin. (2011). Development of Bearing Capacity Factor in Clay Soil with Normalized Undrained Shear Strength Behavior using The Finite Element Method, *Jurnal Teknik Sipil*, Vol.18, No. 2
6. Meyerhof, G.G. (1963). "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 1, pp. 16-26.
7. Meyerhof, G. G. and A. M. Hanna. (1978). "Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Layered Soils under Inclined Load," *Can. Geotech. J.*, vol. 15, pp. 565-572.
8. Michalowski, R.L. (2002). *Collapse Loads over Two-Layered Clays*. Journal of Soil Mechanics Foundation. Div. ASCE, Vol. 93.
9. Shiau, J.S. and Lyamin, A.V. (2003) *Bearing Capacity of a Sand Layer on Clay by Finite Element Limit Analysis*, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 40.
10. Terzaghi, K. and R. B. Peck. (1948) *Soil Mechanics in Engineering Practice*: Wiley, New York
11. Valverd, N.N., Nogueira, C.L., and Romanel, C. (2010). "FE Prediction of Bearing Capacity Factor of Shallow Foundation Under Three-Dimensional Strain Condition," *Mechanics Computational*, Vol. XXIX, Buenos Aires, pp. 4541-4554.
12. Zhu, M. (2004). "Bearing Capacity of Strips Fottings on Two-layer Clay Soil by Finite Element Method," *ABAQUS User's Conference*, pp. 777-787