

DEFORMASI VERTIKAL DAN HORIZONTAL PADA TANAH LUNAK DI BAWAH TRIAL EMBANKMENT DI KENDAL, KALIWUNGU, SEMARANG

Horizontal and Vertical Deformation at Soft Land Ground below Trial Embankment in Kendal, Kaliwungu, Semarang

Adhe Noor Patria

Program Studi Teknik Sipil, Universitas Jenderal Soedirman, Purwokerto

ABSTRACT

Soft soil as foundation soil always became problems related to constructions those were constructed on it. The understanding of physical and mechanical properties of soft soil were important for understanding the behaviour of this soil due to vertical loading. One of types of vertical loading was trial embankment.

The analysis for vertical and horizontal deformation in soft soil carried out by comparing between the data resulted from field measurement and from numerical simulation. Numerical simulation carried out by using Plaxis version 7.0. In this simulation, soft soil and embankment soil were modelled in Mohr-Coulomb model material.

The results of the analysis showed that there was an increasement in soft soil shear strength. This condition led to the decreasement in horizontal deformation. The extreme difference in horizontal deformation between field measurement and numerical simulaton caused by the difference assumption used in soil modeling. For instance modulus of elasticity assumption, soil homogeneity assumption, and fixed condition at the bottom edge of inclinometer. Maximum vertical deformation in soft soil occurred under the center of trial embankment. It happened because the highest compression occurred in this area when the maximum height of embankment reached. This condition led to highest burden supported by the soil under the center of trial embankment.

Keywords: *embankment, mohr-coulomb, normal trial embankment*

PENDAHULUAN

Bagi dunia keteknik sipilan, tanah lunak merupakan tanah yang sering menimbulkan kendala terutama saat pelaksanaan pembangunan konstruksi di atas tanah ini. Beberapa kendala yang sering dijumpai apabila konstruksi didirikan di atas tanah lunak antara lain waktu konsolidasi cukup lama, pemadatan tanah yang sukar, ketidakstabilan lereng embankment dan tingkat penurunan jangka panjang yang besar.

Salah satu cara untuk mengamati perilaku tanah lunak adalah dengan melakukan pengukuran lapangan dan analisis deformasi pada tanah lunak tersebut. Pengukuran lapangan yang dilakukan dapat berupa pengamatan deformasi arah vertikal dan horisontal setelah tanah dasar tersebut diberi beban tambahan di atasnya. Penambahan beban dapat berupa aplikasi trial embankment di atas tanah lunak.

Penggunaan embankment dalam bidang konstruksi teknik sipil sudah banyak dilakukan, sebagai contoh adalah embankment sebagai dasar dari perkerasan jalan raya dan jalan rel. Konstruksi embankment di atas tanah lunak; sebagai konstruksi dasar di bawah jalan rel atau jalan raya; dapat mengakibatkan terjadinya deformasi tanah lunak pada arah vertikal dan horisontal akibat berat sendirinya.

Penelitian ini dilakukan dengan mengadakan analisis awal terhadap sebuah trial embankment yang dibangun di atas tanah lunak di Kabupaten Kendal, Semarang. Validasi hasil analisis dilakukan dengan cara melakukan komparasi antara hasil simulasi numeris dan hasil pengukuran lapangan (untuk deformasi horisontal dan vertikal).

Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui perilaku tanah dasar embankment; yang berupa tanah lunak (soft soil); dalam bentuk perpindahan pada arah vertikal dan horisontal.

METODE PENELITIAN

a. Tanah lunak sebagai tanah dasar
embankment

Tanah lempung termasuk jenis tanah lunak. Tanah ini bersifat kohesif. Tanah kohesif umumnya memiliki partikel – partikel yang berukuran halus (seukuran partikel lempung dan koloid) dalam jumlah yang besar (Teng, 1981). Tingkat kohesivitas tanah lempung sangat menentukan nilai kuat geser dari tanah ini (Teng, 1981) sedangkan tingkat plastisitasnya sangat dipengaruhi oleh kadar air tanahnya.

Ukuran butiran tanah lempung yang sangat halus dengan rongga antar butiran

yang kecil mempengaruhi kemampuannya dalam menyalurkan air melalui rongga antar butirannya. Kemampuan seperti ini disebut dengan permeabilitas (permeability). Besar kecilnya kemampuan tanah dalam menyalurkan air melalui rongga porinya dinyatakan dalam koefisien permeabilitas (coefficient of permeability, k).

Menurut Das (1985) besarnya nilai koefisien permeabilitas dipengaruhi oleh beberapa faktor antara lain kekentalan cairan, distribusi ukuran pori, distribusi ukuran butir, angka pori, kekasaran permukaan butiran tanah dan derajat kejenuhan tanah. Hal di atas dapat dilihat pada Tabel 1 di bawah ini.

Tabel 1. Nilai koefisien permeabilitas (k) berdasar tipe tanah

Tipe Tanah	K	
	cm/detik	feet/menit
Kerikil Bersih	1,0 – 100	2,0 – 200
Pasir Kasar	1,0 – 0,01	2,0 – 0,02
Pasir Halus	0,01 – 0,001	0,02 – 0,002
Lanau	0,001 – 0,00001	0,002 – 0,00002
Lempung	< 0,000001	< 0,000002

(Sumber : Das, 1985)

b. Lokasi penelitian

Analisis dilakukan pada trial *embankment* yang dibangun oleh Balai Geoteknik Jalan, Departemen Pekerjaan Umum di Kabupaten Kendal, Semarang, Jawa Tengah. Trial *embankment* yang dibangun ada tiga tipe yaitu normal trial *embankment* (tanpa perkuatan), PVD trial *embankment*

(menggunakan vertical drain) , dan critical trial *embankment*.

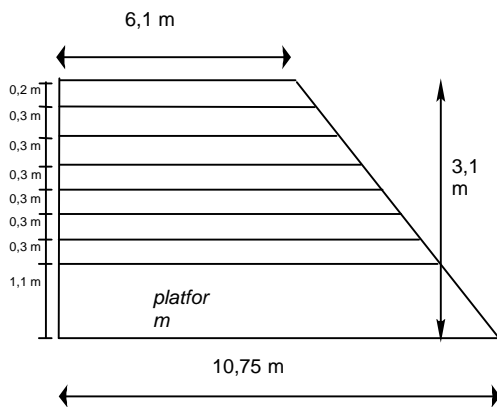
Tanah dasar *embankment* sebagian besar merupakan tanah lempung lunak dengan kondisi peralihan tanah asli di bawah muka tanah dapat diketahui dari hasil uji borehole dan test pit (Tabel 2).

Tabel 2. Kondisi perlapisan tanah asli

Kedalaman (m)	Jenis Tanah	Warna	Sifat
0,5 – 0,9	Lempung	Coklat abu – abu	Lunak
1 – 4,5	Lempung bercampur kulit kerang	Abu – abu tua	Lunak
5 – 9,5	Lempung bercampur kulit kerang	Abu – abu tua	Lunak
10 – 14,5	Lempung bercampur kulit kerang	Abu – abu tua	Lunak
15 – 20,5	Lempung bercampur kulit kerang	Abu – abu tua	Lunak

(Sumber : Balai Geoteknik Jalan, 2002)

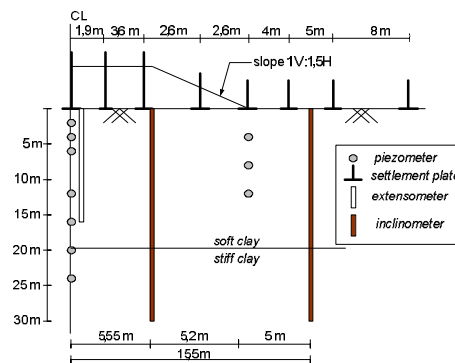
Analisis penulis terhadap hasil pengukuran dan pengujian lapangan serta simulasi numeris dengan bantuan software dilakukan hanya pada normal trial embankment. Dimensi normal trial embankment adalah lebar dasar 21,5 m, lebar atas 12,2 m dan tinggi 3,1m. Pembangunan dilakukan secara bertahap sebanyak 8 lapisan. Kondisi simetris normal trial embankment dapat dilihat pada Gambar 1.



Gambar 1. Bentuk skalatis normal trial embankment.

c. Pengukuran lapangan

Pergerakan tanah dasar embankment di lapangan dapat diketahui dengan dilakukannya pengukuran. Pengukuran pergerakan tanah dilakukan dengan menggunakan settlement plate sebagai pengukur perpindahan vertikal dan inclinometer sebagai pengukur perpindahan horisontal. Perubahan tekanan air pori pada tanah dasar juga diukur dengan menggunakan piezometer. Posisi alat – alat ukur dan titik – titik pengukuran tekanan air pori dapat dilihat pada Gambar 2.



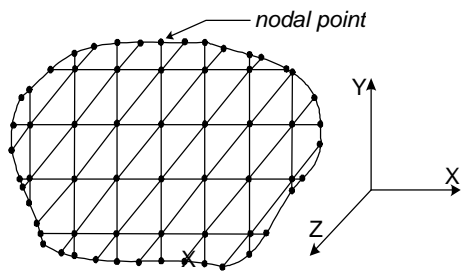
Gambar 2. Posisi alat ukur di lapangan.

d. *Model elemen hingga*

Analisis tegangan regangan dua dimensi dilakukan dengan menggunakan bantuan program Plaxis version 7.0 (Brinkgreve, 1998). Plaxis menyediakan beragam pilihan model material yang dapat digunakan dalam permodelan tanah dasar dan embankment. Pada analisis ini, material tanah dasar dan embankment menggunakan tipe material Mohr-Coulomb.

e. *Persamaan elemen hingga untuk perhitungan tegangan dan regangan*

Proses diskritisasi akan menghasilkan elemen – elemen (nyata maupun imajiner) dengan grid lines yang saling berpotongan di titik – titik nodal (Suhendro, 2000). Hal ini dapat dilihat pada Gambar 3.



Gambar 3. Elemen imajiner.

Perpindahan pada masing – masing elemen pada arah sumbu lokal x, y dan z dinyatakan sebagai u, v dan w. Penjabaran detail komponen perpindahan ini diperoleh dengan menetapkan approximate function masing – masing elemen sebagai berikut.

$$u = \sum_{i=1}^n a_i \phi_i(x, y, z), \dots\dots\dots (1)$$

$$v = \sum_{i=1}^n b_i \psi_i(x, y, z), \dots\dots\dots (2)$$

$$w = \sum_{i=1}^n c_i \eta_i(x, y, z), \dots\dots\dots (3)$$

dengan menggunakan *boundary conditions* pada setiap titik nodal elemen, persamaan di atas dapat diubah menjadi persamaan fungsi *nodal displacement* (dapat berupa translasi, rotasi atau besaran lain) yang secara vektoral

dapat ditulis sebagai berikut:

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix} = [N] \{d\}_e \dots\dots\dots (4)$$

dengan

$[N]$: matrik fungsi bentuk (*shape functions matrix*),

$\{d\}_e$: element nodal displacement vector,

Substitusi *nodal displacement* (u, v, w) ke dalam persamaan *strain – displacement* dan persamaan energi potensial elemen total, serta menggunakan prinsip energi potensial

minimum $\frac{\partial \pi_e}{\partial \{d\}_e} = 0$ akan menghasilkan

Persamaan 5.

$$\left(\iiint_V [B]^T [E] [B] dV \right) \{d\}_e = \{P_e\} + \iiint_V [N]^T \{F\} dV + \iint_{S_1} [N]^T \{\phi\} ds \dots\dots\dots (5)$$

dengan

$\iiint_V [N]^T \{F\} dV$: vektor beban akibat

pengaruh *displacement*,

$\iint_{S_1} [N]^T \{\phi\} ds$: vektor beban akibat *surface tractions*,

$\{P_e\}$: vektor beban akibat gaya – gaya

pada nodal (*nodal forces*)

Bila pengaruh *body forces* dan *surface tractions* diekivalensikan sebagai beban ekuivalen terpusat pada titik – titik nodal maka persamaan di atas dapat disederhanakan menjadi Persamaan (6) berikut ini :

$$\left(\iiint_V [B]^T [E][B] dV \right) \{d\}_e = \{P\}_e^* \dots (6)$$

dengan menggunakan prinsip metode matrik kekakuan, $[k]_e \{d\}_e = \{P\}_e^*$ dapat diperoleh persamaan matrik kekakuan dalam sumbu lokal elemen yang berlaku umum sebagai berikut.

$$[k]_e = \iiint_V [B]^T [E][B] dV \dots (7)$$

f. *Data masukan (input data)*

Tanah dasar dan embankment

Tanah dasar *embankment* dimodelkan dalam lima kelompok tanah sesuai dengan kedalaman. Parameter tanah untuk masing – masing kelompok berbeda – beda (Tabel 3).

Tabel 3. Parameter *input* tanah dasar.

Kedalaman (m)	γ_{dry} (kN/m ³)	γ_{wet} (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)
0 – 5	6,82	13,45	9,9	2,4
5 – 9	7,48	14,64	10,2	2,5
9 – 13	7,117	13,584	11,5	4
13 – 18	8,814	15,397	8,5	7,6
18 – 30	8,162	14,81	14,2	4,7

Variasi nilai E, k_x , dan k_y pada model terjadi pada interval kedalaman 0 – 9 m, 9 – 18 m dan 18 – 30 m. Pada kedalaman 0 – 9 m digunakan permeabilitas tanah dasar arah horisontal, $k_x = 4,64 \cdot 10^{-4}$ m/hari, permeabilitas arah vertikal, $k_y = 3,09 \cdot 10^{-4}$ m/hari dan E = 500 kN/m². Pada kedalaman 9 – 18 m nilai $k_x = 8,73 \cdot 10^{-5}$ m/hari, $k_y = 5,82 \cdot 10^{-5}$ m/hari, dan E = 600 kN/m², sedangkan pada kedalaman 18 – 30 m nilai $k_x = 6,54 \cdot 10^{-6}$ m/hari, $k_y = 4,36 \cdot 10^{-6}$ m/hari, dan E = 750 kN/m². Nilai *poisson's ratio*

(ν dan ψ untuk semua interval kedalaman lapisan tanah dasar yang digunakan adalah 0,3 dan 0.

Input parameter tanah embankment menyesuaikan dengan jumlah total perlapisannya sesuai dengan tinggi total embankment 3,1 m (Tabel 4).

Tabel 4. Parameter *input* tanah timbunan

Tebal Lapisan (m)	γ_{dry} (kN/m ³)	γ_{wet} (kN/m ³)
1,1	17,194	20,372
1,4	12,544	16,01
1,7	15,681	19,629
2,0	13,346	16,955
2,3	13,384	17,717
2,6	13,14	17,357
2,9	14,24	18,707
3,1	13,116	17,289

Tanah yang digunakan sebagai *embankment* diasumsikan memiliki parameter k_x , k_y , E, ν , c, ϕ , dan ψ yang sama untuk sembarang lapisannya yaitu sebesar $k_x = 6,48 \cdot 10^{-4}$ m/hari, $k_y = 4,32 \cdot 10^{-4}$ m/hari, E = 5000 kPa, $\nu = 0,3$, c = 13 kN/m², $\phi = 29,5^\circ$, dan $\psi = 0$.

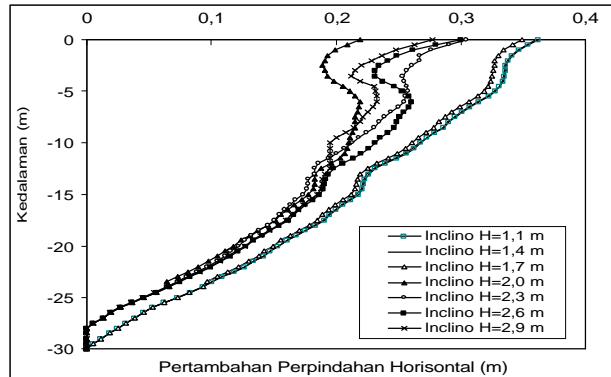
HASIL DAN PEMBAHASAN

a. *Normal trial embankment*

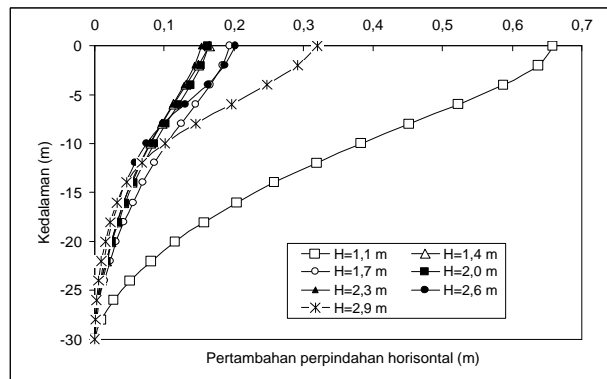
Deformasi tanah dasar

Perbandingan antara hasil pengukuran lapangan dan hasil simulasi numeris dapat dilihat pada Gambar 4.

Pertambahan perpindahan horisontal hasil pengukuran dan hasil simulasi numeris menunjukkan pola yang sama (Gambar 4.a dan 4.b). Kurva pertambahan perpindahan horisontal semakin bergerak ke kiri, hal ini menunjukkan bahwa terjadi kenaikan kuat geser di dalam tanah. Peningkatan ini mengakibatkan pertambahan perpindahan horisontal tanah dasar menjadi semakin kecil.



(a) Hasil pengukuran lapangan

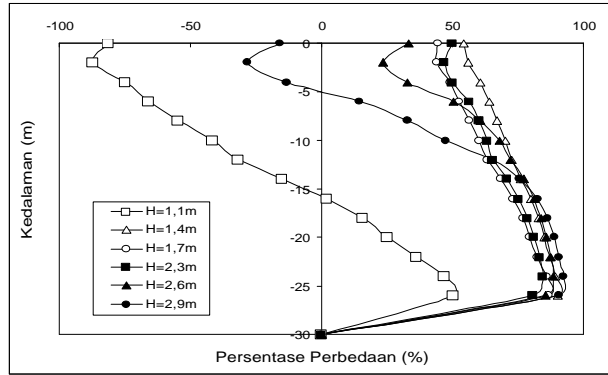


(b) Hasil simulasi sumeris

Gambar 4. Pertambahan perpindahan horizontal.

Perbedaan pertambahan perpindahan horizontal yang begitu besar (Gambar 5) dapat disebabkan karena perbedaan asumsi pada pemasangan *inclinometer* di lapangan, asumsi homogenitas lapisan tanah dasar *embankment* dan asumsi homogenitas material *embankment*. *Inclinometer* diasumsikan terjepit pada kedalaman 30 m sehingga ditetapkan perpindahan horizontal sebesar 0,00 m pada kedalaman tersebut. Kondisi di lapangan menunjukkan bahwa kedalaman tanah lempung melebihi 50 m, sehingga kondisi ujung bawah *inclinometer* (berada pada kedalaman 30 m) tidak terpancang pada tanah keras. Hal ini menunjukkan bahwa kondisi penjepitan ujung bawah *inclinometer* tidak sepenuhnya benar.

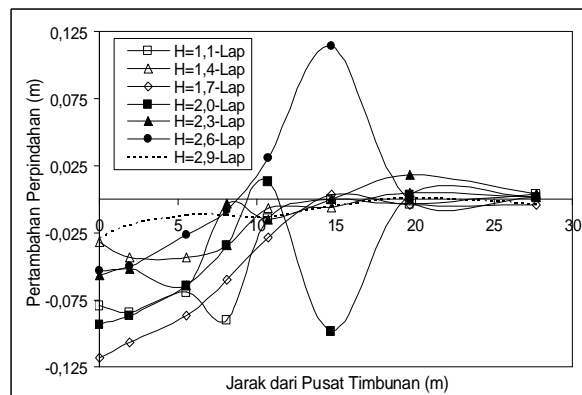
Pada kedalaman yang semakin dalam (untuk semua kurva pada Gambar 5), toleransi kesalahan yang terjadi semakin besar. Hal ini disebabkan karena pada tanah asli di lapangan, semakin besar kedalaman tanah maka tingkat kekakuan tanah semakin bertambah dengan penambahannya yang bersifat alami. Pada permodelan numeris, tanah pada interval kedalaman tertentu diasumsikan memiliki nilai kekakuan yang sama, sehingga dapat mempengaruhi perilaku deformasi yang terjadi pada permodelan numeris tanah dasar.



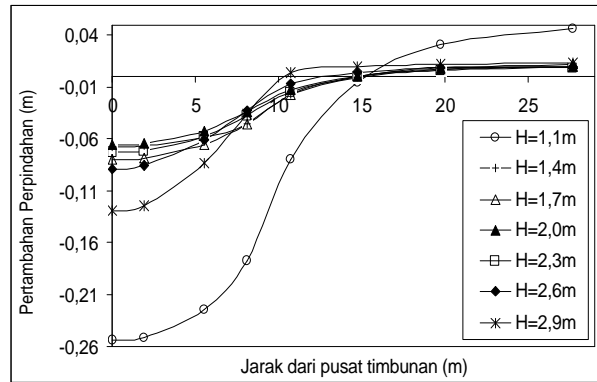
Gambar 5. Perbedaan pertambahan perpindahan horisontal.

Pertambahan perpindahan vertikal dasar *embankment* yang terbesar terjadi di pusat (*center line*) *embankment*, sedangkan pada area di luar kaki (*toe*) *embankment*, pertambahan perpindahan vertikal yang terjadi lebih kecil (Gambar 6.a dan 6.b). Hal ini disebabkan karena pada area di bawah pusat *embankment* mengalami kompresi terbesar

akibat tinggi *embankment* yang mencapai maksimum, sehingga beban yang bekerja pada tanah dasar sangat berat. Tanah dasar di bawah pusat *embankment* yang terkompresi, cenderung untuk bergerak ke arah luar *embankment*, sehingga mengakibatkan terjadinya *heaving* pada area di sekitar kaki *embankment*.



(a) Hasil pengukuran lapangan

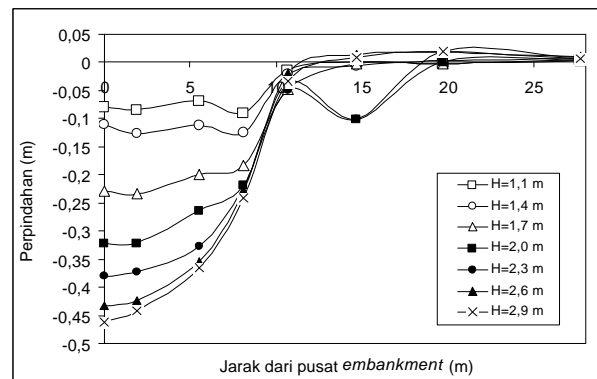


(b) Hasil simulasi numeris

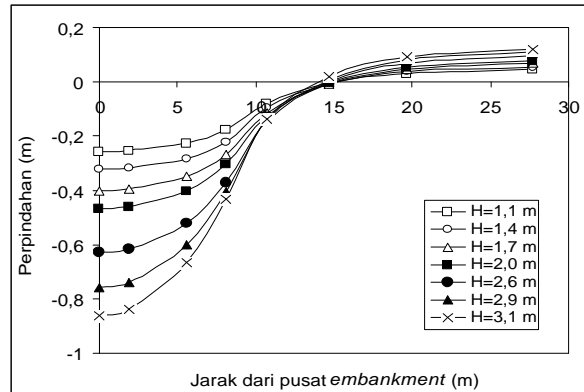
Gambar 6. Pertambahan perpindahan vertikal.

Bila diamati pola perpindahan vertikal dalam bentuk penurunan tanahnya (Gambar 7 dan 8), dapat diamati bahwa pertambahan lapisan embankment secara bertahap mengakibatkan penurunan tanah yang semakin besar. Area di sekitar kaki timbunan (toe of embankment); pada jarak lebih besar dari 10 m; mengalami pergerakan tanah ke arah atas (heaving), oleh karena tanah di

dasar embankment mencapai kuat dukung maksimumnya sehingga tidak mampu menahan beban yang semakin bertambah besar. Pertambahan beban yang semakin meningkat ini mengakibatkan tanah di bawah embankment terdorong ke arah luar (ke bagian dengan beban embankment yang semakin kecil).



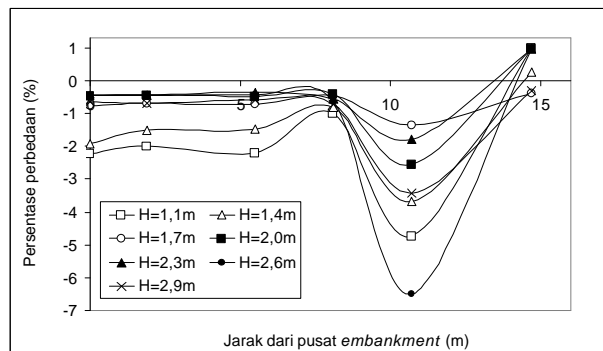
Gambar 7. Perpindahan vertikal dasar *embankment* hasil pengukuran di lapangan.



Gambar 8. Perpindahan vertikal dasar *embankment* hasil simulasi numeris.

Perbedaan penurunan tanah dasar antara hasil analisis numeris dan hasil pengukuran lapangan dapat dilihat pada Gambar 9. Pada area di bawah *embankment* (jarak dari pusat *embankment* < 8 m) toleransi kesalahan cukup kecil yaitu kurang dari 3 %. Peningkatan perbedaan terjadi pada area

dengan jarak > 10,75 m dari pusat *embankment*. Perbedaan yang terjadi pada area ini mencapai 7 %. Perbedaan ini terjadi karena merupakan perbedaan perpindahan pada kisaran data yang sangat kecil, sehingga pengaruhnya terhadap kestabilan konstruksi sangat kecil pula.



Gambar 9. Perbedaan perpindahan vertikal dasar *embankment*.

KESIMPULAN DAN SARAN

Berdasarkan hasil penelitian dan pembahasan dapat diambil kesimpulan sebagai berikut.

1. Perbedaan asumsi pada pemasangan *inclinometer* di lapangan, asumsi homogenitas lapisan tanah dasar *embankment* dan asumsi homogenitas material *embankment* sangat berpengaruh pada nilai deformasi arah horizontal hasil simulasi numeris.

2. Perpindahan vertikal maksimum terjadi pada tanah dasar di bawah pusat *embankment*, oleh karena area ini merupakan area dengan beban terbesar.

Beberapa saran yang dapat menjadi bahan pertimbangan untuk pengembangan penelitian lebih lanjut antara lain :

1. Penggunaan model elemen hingga untuk tanah yang lebih detail dengan tingkat diskretisasi material yang lebih tinggi, seperti *soft soil model*, *soft soil creep*

model agar hasil yang diperoleh bisa lebih mendekati kondisi asli di lapangan,

2. Pemantauan kestabilan konstruksi jangka panjang dalam permodelan menggunakan elemen hingga dengan melakukan *trial* terhadap durasi konsolidasi tanah,
3. Perbandingan *output Plaxis* dengan *output software* tanah lain seperti *Sigma W* atau *Slope W* agar diperoleh tingkat validitas *output* yang lebih baik.

DAFTAR PUSTAKA

Balai Geoteknik Jalan, 2002, *Laporan Faktual Pengujian Laboratorium Jalan Lingkar*

Kaliwungu, Semarang, Puslitbang Prasarana Transportasi, Departemen Pekerjaan Umum, Ujungberung, Bandung.

Brinkgreve, R.B.J and Vermeer, P.A., 1998, *Plaxis Version 7*, A.A.Balkema / Rotterdam / Brookfield / 1998, Netherlands.

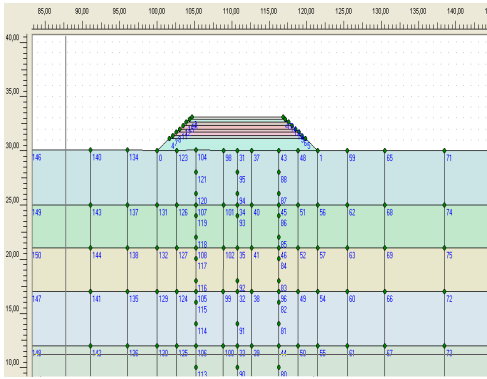
Das, B.M., 1985, *Mekanika Tanah, Prinsip – Prinsip Rekayasa Geoteknis*, Erlangga. Jakarta

Suhendro, B., 2001, *Metode Elemen Hingga dan Aplikasinya*, Beta Offset, Yogyakarta.

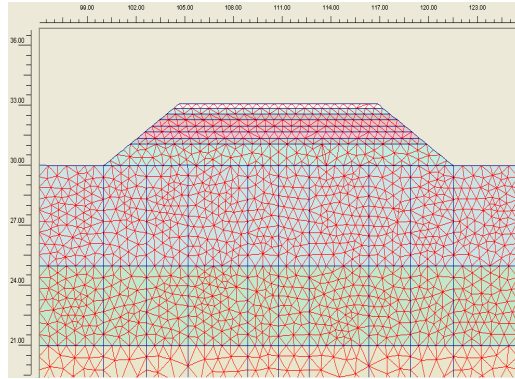
Teng, W.C., 1981, *Foundation Design*, Prentice – Hall, New Delhi, India.

LAMPIRAN

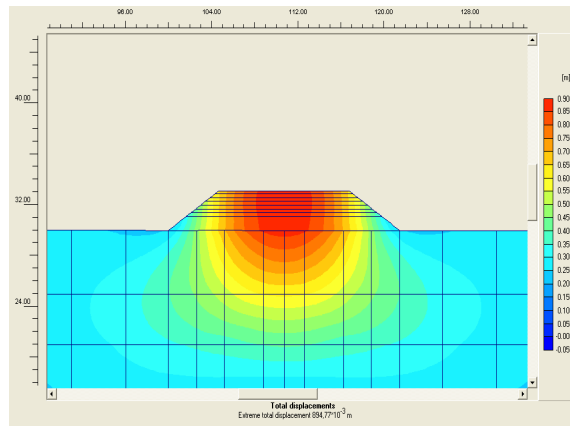
Model Normal Trial Embankment dalam Plaxis versi 7.0



Gambar 1. Model *normal trial embankment*.



Gambar 2. Meshing *normal trial embankment*



Gambar 3. Perpindahan total *normal trial embankment*.