# Analisis Daya Dukung dan Mitigasi Fondasi Tiang Bor Memperhitungkan Kondisi Potensi Likuefaksi

J. Permadi[1]*, F. Faris[1], A. Rifa'i[2]
[1]Departemen Teknik Sipil dan Lingkungan, Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta, INDONESIA
[2] Departemen Teknik Sipil dan Lingkungan, Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta, INDONESIA
*Corresponding author: jakapermadi12@mail.ugm.ac.id*

## INTISARI

Infrastruktur ketenagalistrikan adalah indikator kemajuan elektrifikasi di Indonesia. Tantangan perencanaan ditemui karena adanya risiko bencana. Lokasi gardu induk Cikande memiliki risiko gempa, karakteristik tanah pasir lepas dan muka air tanah dangkal. Potensi likuefkasi dapat terjadi, selanjutnya analisis gempa lebih lanjut menggunakan kriteria modifikasi gerak (BSN, 2020) dan fungsi atenuasi NGA-West2 (Bozorgnia dkk., 2014). Analisis likuefaksi menggunakan teori *simplified procedures* (Idriss dan Boulanger, 2010; Seed dan Idriss, 1971) berdasarkan data SPT. Magnitudo gempa potensial adalah (*M* 6.8), dan nilai $PGA_M$ adalah 0,443g. Hasil analisis menunjukkan profil tanah BH-01 memiliki risiko paling tinggi terhadap likuefaksi pada kedalaman 4 hingga 18 meter. Mitigasi desain fondasi tiang bor akibat likuefaksi disimulasikan menggunakan perbandingan variasi diameter tiang dan jumlah tiang fondasi. Pengaruh likuefaksi sangat signifikan terhadap reduksi kapasitas tiang. Kapasitas tiang grup aksial mengalami penurunan sekitar ±72,66% dari $Q_{all\text{-}statik}$ 11.597,14 kN menjadi $Q_{all\text{-}liq.}$ 3.169,80 kN dan kapasitas tarik turun ±81,17% dari $\varphi Rs_{\text{-}statik}$ 10.557,80 kN menjadi $\varphi Rs_{\text{-}liq.}$ 1.922,59 kN. Hasil simulasi plaxis 2D menunjukkan respon *non-linier* interaksi tanah-tiang saat terjadi gempa dengan degradasi kekakuan progresif pada lapisan pasir yang terlikuefaksi.

Kata kunci: likuefaksi, daya dukung, tiang bor, plaxis 2D

## 1 PENDAHULUAN

### 1.1 Naskah Makalah

Kondisi elelektrifikasi nasional pada tahun 2025 sudah mencapai 99,83% (Primadya, 2025). Penunjang untuk peningkatan elektrifkasi listrik di Indonesia adalah pembangunan infrastruktur ketenagalistrikan. Transmisi dan gardu Induk merupakan salah satu sarana fasilitas jaringan infrastruktur pendukung untuk tempat peralatan listrik (*heavy equipments*). Infrastruktur di gardu induk antara lain tower transmisi, *post gantry*, *transformer*, gedung kontrol dan utilitas listrik lainnya. Tantangan perencanaan infrastruktur ketenagalistrikan adalah risiko bencana gempa bumi. Indonesia merupakan negara dengan kerentanan potensi gempa bumi karena dikelilingi beberapa lempeng utama tektonik aktif. Lokasi penelitian berada di gardu induk Cikande 500/150kV provinsi Banten. Lokasi tersebut dikelilingi zona sesar aktif dan berada pada formasi sesar naik dan sesar geser/mendatar dengan sumber gempa bumi tipe A potensi magnitudo 7, dengan *slip rate* 5 mm/tahun berdasarkan peta patahan aktif Indonesia (ESDM, 2023). Patahan aktif yang sering terjadi gempa yaitu; patahan mendatar menganan segmen selat sunda, patahan mendatar menganan turun rawa danu, dan patahan mendatar menganan Cisadane.

Lapisan tanah pada lokasi penelitian didominasi lapisan pasir dan lanau dengan konsistensi kepadatan *loose, medium* hingga *very dense.* Lapisan tanah pasir dengan kepadatan *loose* akan menjadi risiko bencana likuefkasi jika tidak diantisipasi pada perencanaan desain. Likuefaksi adalah bencana yang dapat terjadi setelah gempa bumi. Likuefaksi dapat terjadi pada endapan pasir lepas yang terkena guncangan gempa, lokasi yang mempunyai permukaan air tanah dangkal, endapan pasir aluvium dan endapan reklamasi diketahui paling rentan terhadap likuefaksi tanah (Tsukamoto dan Ishihara, 2022). Likuefaksi adalah fenomena hilangnya kekuatan pada lapisan tanah pasiran yang jenuh akibat beban guncangan gempa (*cyclic mobility*). Efek akibat likuefaksi dapat menjadi hal serius, contoh kegagalan infrastruktur akibat likuefaksi adalah hilangnya daya dukung fondasi.

Perencanaan fondasi tiang bor kondisi likuefaksi diperlukan analisis tegangan total dan atau analisis tegangan efektif untuk menentukan daya dukung fondasi (Day, 2010). Pertimbangan desain akibat likuefaksi yaitu, gesekan negatif dan pengurangan daya dukung fondasi (FHWA, 2009). Agar mitigasi dan desain fondasi tiang bor optimal

maka digunakan perbandingan konfigurasi desain tiang fondasi menggunakan variasi diameter tiang (0,4, 0,6 dan 0,8 meter) untuk mengetahui nilai daya dukung fondasi statik dan likuefaksi. Selain itu, untuk mengetahui perilaku respon *non-linier* fondasi akibat likufaksi maka dilakukan simulasi numeris menggunakan plaxis 2D.

Penelitian ini membahas risiko bencana gempa bumi berdasarkan data historikal kejadian gempa terdahulu. Sedangkan lapisan tanah yang berpotensi mengalami likuefkasi menggunakan data sekunder uji SPT. Selanjutnya dalam perencanaan desain fondasi tiang bor memperhitungkan akibat kondisi likuefkasi. Selain analisis analitik, analisis numeris juga dilakukan guna mengetahui perilaku tegangan-regangan fondasi tiang bor ketika menerima beban dinamik. Kedua hasil analisis tersebut diharapkan akan menjadi informasi yang komperhensif untuk menjadi pertimbangan desain.

## 2 METODE PENELITAN

### 2.1 Lokasi Penelitan

Lokasi penelitian berada di rencana pembangunan gardu induk 500/150 kV Cikande, Desa Ketos, Kecamatan Kibin, Kabupaten Serang, Provinsi Banten, pada koordinat geografis (lintang -6,137683; bujur 106,315254).



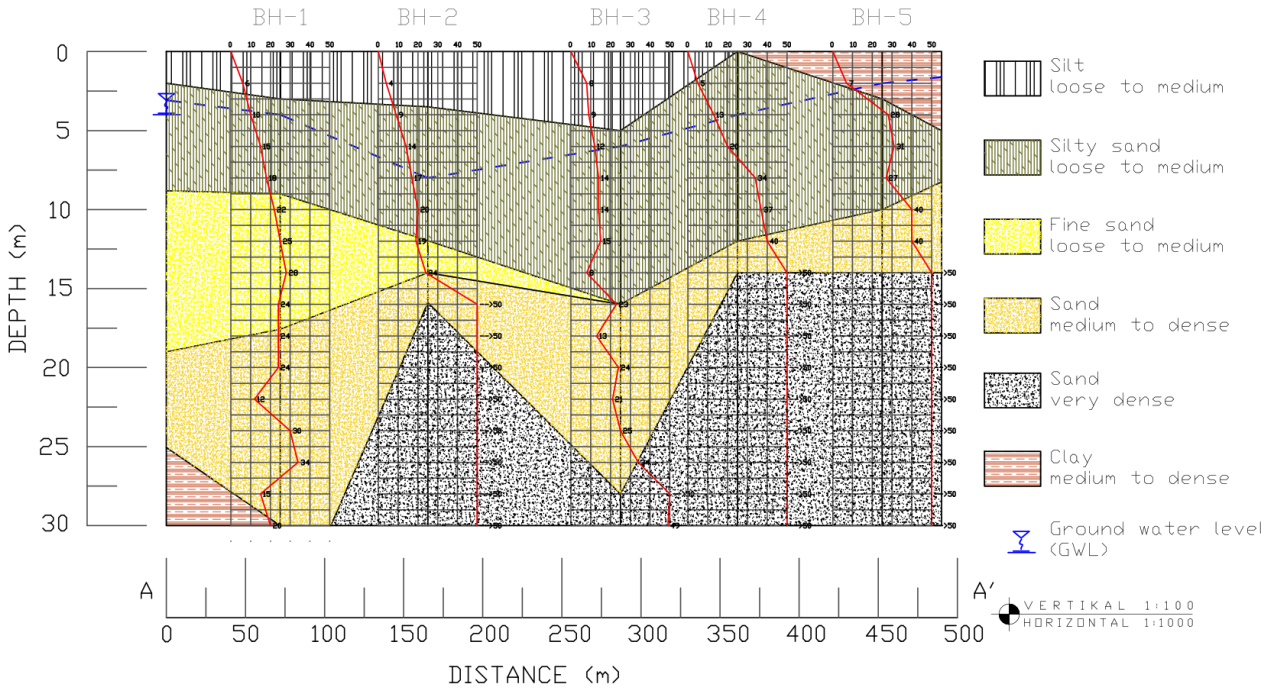

Gambar 1. Lokasi penelitian

Pada gambar 1 ditampilkan *layout* infrastruktur fasilitas gardu induk 500/150kV, jalur tower transmisi 500 kV dan 150kV. Titik lokasi penyelidikan tanah (SPT) ditandai simbol warna biru muda, berjumlah 5 titik.

### 2.2 Data tanah

Data tanah merupakan data sekunder yang didapatkan meliputi data pengujian SPT dan data sekunder hasil pengujian laboratorium. Grafik N-SPT pada gambar 2, menunjukkan nilai SPT dan kepadatan tanah. Nilai N-SPT ≥ 50 dianggap tanah padat/keras. Profil tanah titik BH-02, BH-03, BH-04, BH-05 mempunyai nilai maksimum N-SPT 50 pada kedalaman 14 hingga 30 meter, sedangkan titik BH-01 tidak ditemukan lapisan tanah keras hingga kedalaman 30 meter. Kemudian hasil uji SPT tersebut diinterpretasikan pada penampang profil memanjang A-A' seperti gambar 2 dibawah. Interpretasi lapisan tanah didominasi lapisan tanah pasir lanau (*silty sand*), pasir halus (*fine sand*) dan pasir (*sand*). Konsistensi lapisan *fine sand* mempunyai konsistensi longgar (*loose*). Titik BH-01 dan BH-02 mempunyai karakteristik lapisan *fine sand* paling dominan dibanding hasil uji titik lain. Ketebalan lapisan *fine sand* BH-1 kisaran ±8,00 meter dan BH-02 adalah ±4,00 meter. Lapisan tanah dengan jenis pasir bersih (*fine sand*) dengan konsistensi lepas (*loose*) ditemukan pada titik BH-01, BH-02 dan sedikit pada pada BH-03. Konsistensi tanah yang memiliki sifat *loose* dengan jenis pasir bersih paling dominan adalah titik BH-01, sedangkan titik pengujian lain mempunyai sifat kepadatan tanah variatif dari (*medium to dense*) hinga (*very dense*)

dengan jenis lapisan pasir. Kedalaman muka air tanah pada titik pengujian SPT dominan dangkal dengan kedalaman muka air 2,00 meter hingga 8,00 meter.




Gambar 2. Interpretasi lapisan tanah hasil uji SPT

Interpretasi penampang lapisan tanah diatas sebagai visualisasi setiap hasil uji titik SPT yang mewakili keseluruhan area, detail parameter pengujian tanah dapat dilihat pada hasil data sekunder pengujian laboratorium tanah dibawah ini.

Tabel 1 Parameter hasil pengujian tanah

| No | Data tanah | | satuan | BH-1 | | | BH-2 | | | BH-4 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 3 (m) | 13 (m) | 23 (m) | 3 (m) | 11 (m) | 23 (m) | 3 (m) | 11 (m) | 23 (m) |
| 1 | Jenis tanah | - | - | *silty sand* | *fine sand* | *sand* | *silty sand* | *fine sand* | *sand* | *silty sand* | *silty sand* | *sand* |
| 2 | Konsistensi | - | - | *loose* | *loose* | *mediu m* | *loose* | *loose* | *dense* | *loose* | *dense* | *dense* |
| 3 | Berat volume | γ | kN/m$^3$ | 13,16 | 15,29 | 15,16 | 12,95 | 15,26 | 15,19 | 15,68 | 15,65 | 15,26 |
| 4 | Kadar air | *w* | % | 30,23 | 19,74 | 25,54 | 45,88 | 23,32 | 19,45 | 38,71 | 21,97 | 16,63 |
| 5 | *fines content* | - | % | 13,93 | 6,40 | 89,63 | 71,19 | 11,34 | 38,25 | 68,88 | 20,72 | 5,11 |
| 6 | Indeks plastisitas | PI | % | NP | NP | NP | 24,43 | NP | NP | 37,90 | NP | NP |
| 7 | Sudut gesek | *Ø* | ° | 24,70 | - | - | 12,50 | - | - | 12,78 | - | - |
| 8 | Kohesi | *c* | kN/m$^2$ | 2,20 | - | - | 46,30 | - | - | 26,7 | - | - |

Berdasarkan data sekunder parameter hasil pengujian tanah yang didapatkan hanya titik BH-1, BH-2 dan BH-4 yang dilakukan pengujian tanah. Sifat tanah yang dominan pada setiap titik uji SPT adalah *non-plastis* (*NP*) pada hasil indeks plastisitas. Selain itu nilai faktor butiran halus (*fines content*) menunjukkan lokasi BH-01 memiliki nilai cukup rendah pada sampel kedalaman 3 dan 13 meter, hal tersebut sebagai indikator bahwa lapisan tersebut mempunyai karakteristik lapisan pasir cenderung bersih yang mudah mencair (terlikuefkasi) ketika terguncang.

## 2.3 Parameter data seismik

Data seismik menggunakan beberapa parameter data analisis yang didapatkan dari berbagai sumber, sebagai berikut;

### 2.3.1 *Peak ground accelarations* (*PGA*)

Nilai percepatan tanah maksimum digunakan sebagai parameter untuk menghitung nilai rasio tegangan siklik (*CSR*) untuk analisis likuefaksi, nilai PGA tersebut didapatkan dari sumber (Kementrian PUPR, 2021) melalui website (*https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/*). Nilai $PGA_M$ yang didapatkan adalah 0,443g.

### 2.3.2 Magnitudo Gempa

Nilai magnitudo untuk menghitung besaran faktor skala magnitudo yang dikonversi dari bentuk umum (*M* 7.5), lalu selanjutnya menghitung nilai koefisien reduksi tegangan ($r_d$) untuk mendapatkan nilai *CSR* dalam analisis likuefaksi.

Tabel 2 Data historikal gempa (USGS, 2023)

| No. | Koordinat | | Tahun | Magnitudo |
|---|---|---|---|---|
| | Lintang | Bujur | | |
| 1 | -6,860° | 105,289° | 2022 | 6,60 |
| 2 | -6,535° | 105,389° | 2006 | 6,10 |
| 3 | -6,549° | 105,630° | 2000 | 6,80 |
| 4 | -6,845° | 105,555° | 1999 | 6,50 |
| 5 | -6,614° | 105,514° | 1997 | 6,40 |
| 6 | -6,399° | 105,431° | 1963 | 6,50 |
| 7 | -6,624° | 105,447° | 1954 | 6,80 |
| 8 | -6,624° | 105,447° | 1954 | 6,80 |
| 9 | -6,343° | 105,438° | 1949 | 6,30 |
| 10 | -6,301° | 105,564° | 1943 | 7,00 |
| 11 | -6,746° | 105,213° | 1913 | 6,60 |

Kejadian gempa di sekitar lokasi dari rentang tahun 1913 sampai 2022 didapatkan besaran magnitudo gempa dari 6 hingga magnitudo 7, dengan hiposenter kategori gempa dangkal. Data diatas menunjukkan frekuensi gempa yang sering terjadi adalah magnitudo 6,80 dan kedalaman hiposenter cenderung dekat dengan lokasi penelitian.

### 2.3.3 Pemilihan gerakan tanah

Data *NGA-West2* (*Next Generation Attenuation*) adalah fungsi atenuasi dari magnitudo gempa, cepat rambat gelombang, jarak episenter dan hiposenter gempa yang digunakan digunakan sebagai parameter model gerakan tanah saat terjadi gempa (Bozorgnia dkk., 2014). Data ini digunakan berdasarkan karakteristik gempa yang pernah terjadi di sekitar lokasi penelitian atau metode ini sering disebut *time-history.* Keluaran dari data ini merupakan nilai akselerasi dan periode waktu yang telah dicocokan dengan target respons spektrum. Data tersebut diunduh melalui *website* PEER (*Pacific Earthquake Engineering Research*) (*https://ngawest2.berkeley.edu/site*). Sebelas (11) pasang data gempa hasil pencarian dan pencocokan dengan karakteristik gempa yang ditinjau, sesuai standar (BSN, 2019) sebagai berikut.

Tabel 3 Data rekaman gempa (*NGA-West2*)

| No | Lokasi | Negara | Tahun | Magnitudo | Mekanisme |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Iwate_ Japan | Japan | 1941 | 6,60 | *Reverse* |
| 2 | Chuetsu-oki_ Japan | Japan | 1983 | 6,88 | *Reverse* |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 3 | Niigata_ Japan | Japan | 1989 | 6,93 | *Strike slip* |
| 4 | Tottori_ Japan | Japan | 1994 | 6,69 | *Reverse* |
| 5 | Kobe_ Japan | Japan | 1995 | 6,90 | *Reverse* |
| 6 | Northridge-01 | USA | 1983 | 6,50 | *Reverse* |
| 7 | Loma Prieta | USA | 1983 | 6,50 | *Reverse* |
| 8 | Borah Peak_ ID-01 | USA | 2000 | 6,61 | *Reverse* |
| 9 | Taiwan SMART1(25) | Taiwan | 2004 | 6,63 | *Strike slip* |
| 10 | Taiwan SMART1(25) | Taiwan | 2007 | 6,80 | *Reverse* |
| 11 | Northwest Calif-02 | USA | 2008 | 6,90 | *Strike slip* |

Keluaran parameter data gempa yang didapatkan adalah respon spektrum yang digunakan sebagai perhitungan. Data respon spektrum akan digunakan sebagai bahan iterasi untuk pencocokan dengan target respon spekturm menggunakan perangkat lunak *SeismoMatch v2025*. Metode yang digunakan adalah *mean match spectrum* untuk mendapatkan nilai rata-rata respon nilai spektra desain. Selanjutnya untuk mengubah hasil respon spektrum menjadi nilai percepatan akselogram dibutuhkan konversi sinyal percepatan menggunakan perangkat lunak *SeismoArtif v2025.* Hasil keluaran data tersebut digunakan sebagai parameter *input* analisis *non-linier* pada plaxis 2D.

### 2.4 Fakor reduksi tegangan ($r_d$)

Nilai koefisen reduksi tegangan yang terjadi pada lapisan tanah harus diketahui terlebih dahulu sebelum menentukan nilai *CSR*. Faktor reduksi tegangan ($r_d$) digunakan untuk menentukan tegangan geser maksimum pada berbagai kedalaman tanah. Nilai umumnya berkisar satu pada permukaan tanah hingga nilai yang lebih rendah pada kedalaman yang lebih besar (Boulanger dan Idriss, 2014).

$$\alpha\,(z) = \; -1,012 - 1,126 \sin sin \left(\frac{z}{11.73} + 5,133\right) \quad (1)$$

$$\beta\,(z) = 0,106 + 0,118 \sin sin \left(\frac{z}{11.28} + 5,142\right) \quad (2)$$

$$r_d = \exp exp\,[\alpha(z) + \beta\,(z)M] \quad (3)$$

### 2.5 *Cyclic strees ratio* (*CSR*)

Rasio tegangan siklik adalah tegangan geser siklik rata-rata yang terjadi pada permukaan horizontal lapisan tanah karena gelombang geser yang merambat secara vertikal, dinormalisasi oleh tegangan efektif vertikal awal (Idriss dan Boulanger, 2010). Evaluasi nilai CSR menggunakan parameter nilai tegangan total tanah, tegangan efektif tanah, nilai percepatan puncak tanah dan nilai faktor reduksi tegangan geser. Persamaan dan metode yang disederhanakan oleh (Seed dan Idriss, 1971) :

$$CSR_{M,\sigma_v} = 0,65 \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_v'}\right)\left(\frac{a_{max}}{g}\right) r_d \quad (4)$$

### 2.6 Faktor koreksi alat $(N_1)_{60}$

Nilai *N* yang diperoleh dari SPT harus dikoreksi untuk faktor-faktor berikut: tekanan *overburden* ($C_N$), panjang batang ($C_R$), sampler non-standar ($C_S$), diameter lubang bor ($C_B$), dan efisiensi energi palu ($C_E$), menghasilkan nilai $(N_1)_{60}$. Persamaan di bawah ini menggambarkan nilai koreksi:

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad (5)$$

### 2.7 Faktor butiran halus $(N_1)_{60cs}$

Nilai SPT perlu dikoreksi terhadap pengaruh *fines content* agar analisis potensi likuefaksi sesuai dengan kondisi lapangan (Pawirodikromo, 2012). *Fines content* (%) adalah prosentase partikel butiran tanah yang lebih kecil dari 0,075 mm. Adanya *fines content* mempengaruhi kerentanan likuefaksi. Semakin besar nilai *fines content* maka

ketahanan tanah tersebut akan semakin besar. Persamaan yang digunakan untuk menghitung kandungan *fines content* pada lapisan tanah diusulkan oleh (Youd dan Idriss, 2001).

$$\Delta(N_1)_{60cs} = exp\left(1,63 + \frac{9,7}{FC+0,01} - \left(\frac{15,7}{FC+0,01}\right)^2\right) \quad (6)$$

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60cs} \quad (7)$$

2.8 Faktor koreksi tekanan overburden ($C_N$)

Faktor koreksi tekanan *overburden* dikembangkan oleh (Idriss dan Boulanger, 2010), digunakan sebagai koreksi terhadap tegangan efektif tanah.

$$m = 0,784 - 0,0768\sqrt{(N_1)_{60cs}} \quad (8)$$

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v}\right)^m \leq 1,70 \quad (9)$$

2.9 Faktor skala magnitudo (*MSF*)

Nilai *MSF* diterapkan pada nilai *CRR* yang dihitung untuk setiap kejadian untuk dikonversi ke nilai umum magnitudo diambil sebagai *M* = 7,5. *MSF* untuk pasir dievaluasi kembali oleh (Idriss, 1999) sebagai berikut.

$$MSF = 6,9 \exp exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0,058 \leq 1,8 \quad (10)$$

2.10 *Cyclic resistance ratio* (*CRR*)

nilai *CRR* dapat dihitung menggunakan persamaan dari (Idriss dan Boulanger, 2010).

$$CRR_{M=7,5,\,\sigma'_v=1atm} = \exp exp\left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14,1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23,6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25,4}\right)^4 - 2,8\right) \quad (11)$$

$$CRR = CRR_{M=7,5,\,\sigma'_v=1atm} MSF \quad (12)$$

Persamaan (11) dapat digunakan jika nilai $(N_1)_{60cs}$ <30, dan jika nilai $(N_1)_{60cs} \geq 30$ maka tanah dianggap padat/tanah tidak likuefaksi. Kriteria lainnya adalah skala magnitudo gempa yang terjadi adalah 7,5 jika kurang atau lebih dari skala magnitudo tersebut dapat digunakan persamaan (12) untuk mencocokan magnitudo gempa yang sesuai dengan lokasi yang ditinjau.

2.11 Faktor aman (*FS*)

Faktor keamanan terhadap likuefaksi (*FS*) didefinisikan sebagai berikut:

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \quad (13)$$

jika *FS* < 1,00 maka likuefaksi, dan jika *FS* ≥ 1,00 maka tidak likuefaksi.

2.12 Tahanan ujung tiang

Tahanan ujung fondasi tiang bor menggunakan persamaan umum oleh (Reese dan O'Neill, 1989) sebagai berikut.

$$R_{BN} = A_b f_b \quad (14)$$

$$A_b = 0,25\pi B^2 \quad (15)$$

$$f_b = 0,60\, N_{60} \leq 30\ tsf \quad (16)$$

2.13 Tahanan gesek tiang

Tahanan gesek tiang bor pada tanah pasir dapat dinyatakan sebagai tahanan gesek yang timbul pada permukaan geser silinder yang ditentukan oleh antarmuka tanah-tiang. Resistansi sisi satuan berbanding lurus dengan tegangan normal yang bekerja pada antarmuka. Dengan persamaan ini resistansi sisi nominal kemudian diberikan oleh (O'Neil dan Reese, 1999).

$$R_{SN} = A_s f_S \quad (17)$$

$$A_s = \pi BL \quad (18)$$

$$f_S = \sigma'_v K \tan \emptyset \quad (19)$$

2.14 Gesekan negatif

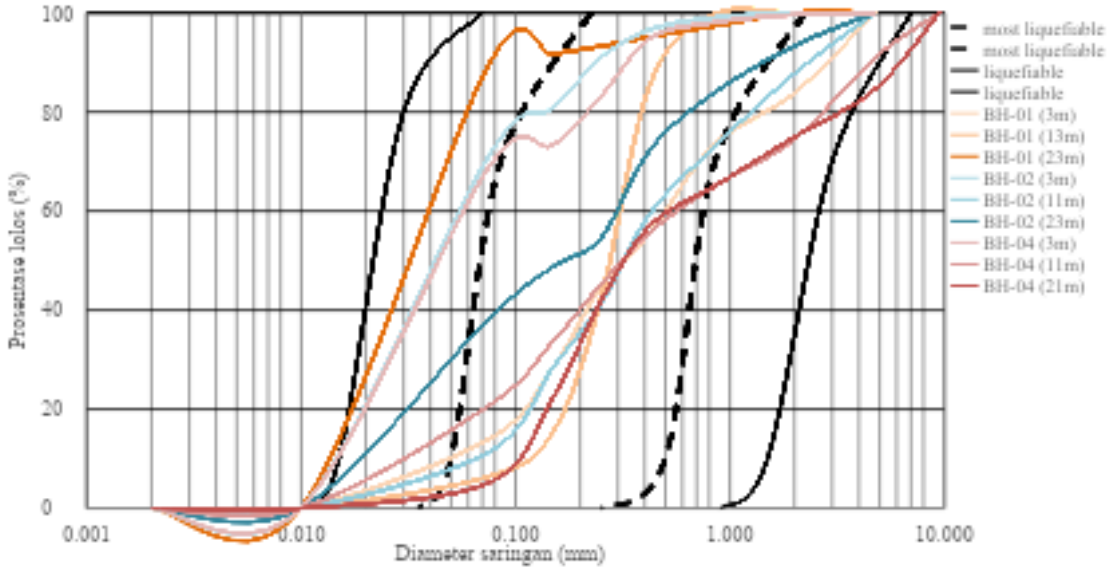
Gesekan negatif adalah gaya yang bekerja ke arah bawah sepanjang permukaan tiang akibat pergerakan tanah ke bawah relatif terhadap tiang (Tomlinson dan Woodward, 2007). Beban *downdrag* (beban seret kebawah) efek dari gesekan negatif. *Downdrag* terjadi paska likeufaksi pada lapisan tanah sekitar yang terlikuefaksi. Persamaan yang digunakan merujuk hasil pendekatan dari (Dan A. Brown dkk., 2018).

$$f_n = a' + K\sigma'_v \tan \delta' \quad (20)$$

## 3 HASIL DAN PEMBAHASAN

### 3.1 Gradasi butiran tanah

Gradasi butiran tanah ditentukan oleh besar dari prosentase butiran lolos dan tertahan. Penentuan ukuran butiran tanah pada penelitian ini dibutuhkan untuk mencocokan dengan grafik distribusi butiran yang berpotensi likuefaksi milik (Tsuchida, 1970). Seperti hasil *plotting* kurva gradasi butiran kerentanan likuefaksi dibawah.



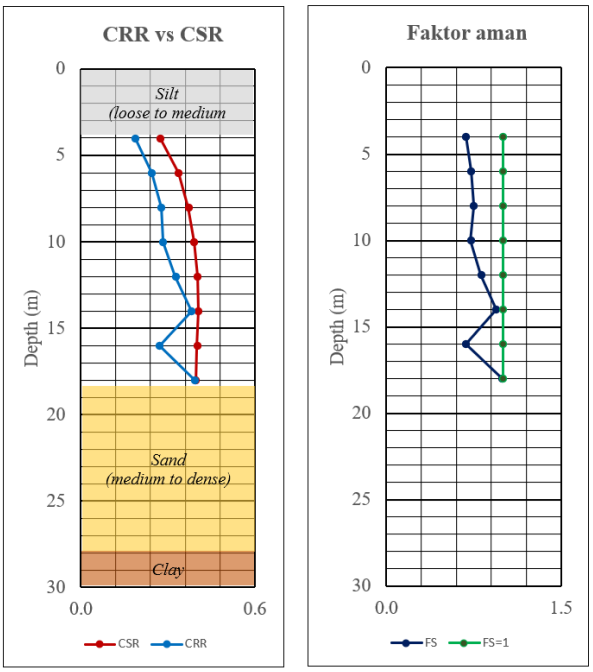

Gambar 3. Gradasi butiran kerentanan likuefaksi

Sebagian besar sampel, terutama pada kedalaman BH-01 (13 m dan 23 m) serta BH-02 (11 m dan 23 m), memiliki kurva yang berada dalam atau mendekati zona paling rentan likuefaksi, menunjukkan karakteristik gradasi yang mendukung kemungkinan terjadinya likuefaksi, yaitu berupa pasir bergradasi buruk dengan ukuran butir dominan halus. Sebaliknya, kurva dari BH-04 (21 m) serta BH-01 (3 m) berada di luar batas zona likuefaksi, dan menunjukkan bahwa tanah tersebut memiliki gradasi lebih baik dan ukuran butiran yang lebih kasar, sehingga lebih

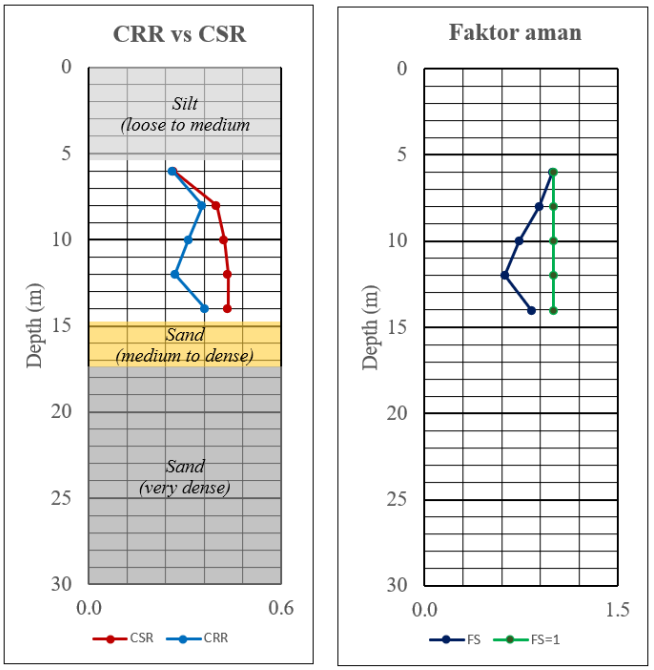
stabil terhadap potensi likuefaksi. Hasil gradasi butiran ini jika disandingkan dengan hasil interpretasi lapisan tanah mempunyai kemiripan, dimana lapisan dengan lapisan pasir bersih (*fine sand*) dengan konsistensi longgar (*loose*) paling rentang terhadap likuefaksi.

### 3.2 Evaluasi likuefaksi

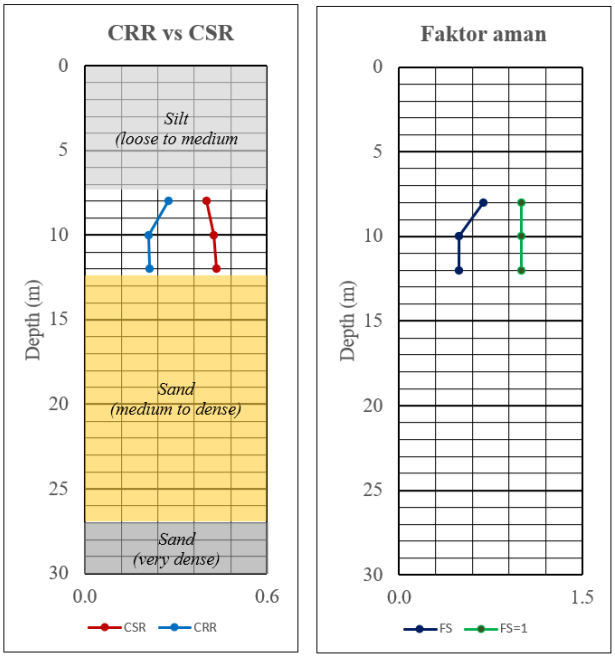
Berdasarkan hasil analisis likuefaksi menggunakan persamaan (1) sampai dengan (13) dihasilkan kurva grafik sebagai berikut;



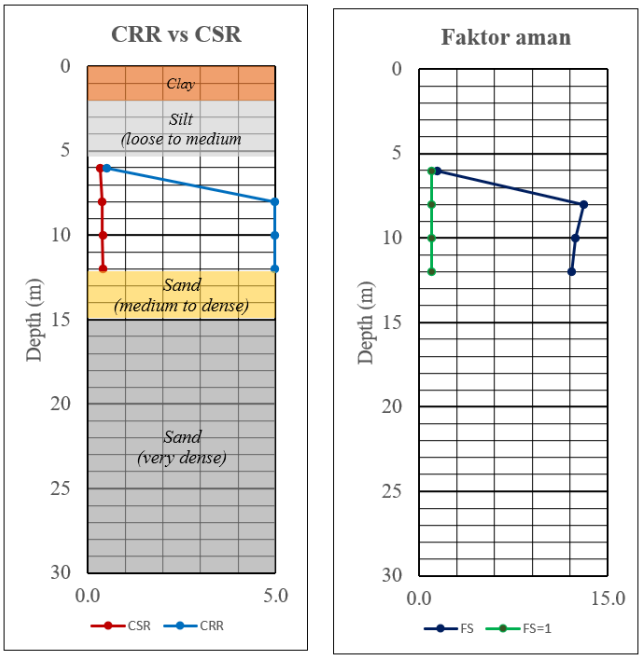

Gambar 4. Analisis likuefaksi BH-01




Gambar 5. Analisis likuefaksi BH-02




Gambar 6. Analisis likuefaksi BH-03




Gambar 7. Analisis likuefaksi BH-04

Hasil analisis yang ditampilkan pada gambar merupakan lapisan tanah yang memiliki jenis pasir dengan konsistensi kepadatan *loose*. Kurva *CRR vs CSR* pada lokasi profil tanah BH-01, BH-02 dan BH-03 didominasi nilai *CSR* lebih tinggi daripada nilai *CRR*. Hal ini sebagai indikasi lapisan tanah pada kedalaman tersebut dapat terlikuefaksi atau nilai faktor keamanan (*FS* <1) sebagai syarat tanah terlikuefkasi. Sedangkan hasil profil tanah

BH-04 menujukkan hasil yang sebaliknya, nilai *CRR* konsisten lebih tinggi daripada *CSR* dan menghasilkan faktor kemanan (*FS*>1) sehingga pada kedalaman lapisan tersebut tanah tidak terjadi likuefkasi.

### 3.3 Evaluasi daya dukung tiang bor

Faktor koreksi tahanan untuk kondisi statik menggunakan $\varphi_B = 0,50$ dan $\varphi_{S,i} = 0,55$ sesuai kriteria (FHWA, 2009) untuk *load factor resistance design* (*LRFD*) fondasi tiang bor, sedangkan kondisi likuefaksi merujuk dari standar (BSN, 2017) faktor koreksi akibat likuefaksi adalah 0.6. Analisis daya dukung tiang kondisi statik menggunakaan persamaan (14) sampai dengan (19), sedangkan untuk daya dukung kondisi likuefaksi menggunakan persamaan (20) sebagai pengurang akibat beban seret dari gesekan negatif. Daya dukung izin tiang fondasi kondisi statik dapat dihitung sebagai berikut;

$$Q_{all-statik} = \varphi_{S,i} R_{SN,i} + \varphi_B R_{BN} \qquad (21)$$

Sedangkan daya dukung izin tiang fondasi kondisi likuefaksi dapat dihitung sebagi berikut;

$$Q_{all-liq} = \varphi_{S,i} R_{SN,i} + \varphi_B R_{BN} - Q_{nsf} \qquad (22)$$

Kapasitas fondasi tiang grup dihitung berdasarkan jumlah rencana konfigurasi desain tiang dalam satu *pilecape*/fondasi. Desain fondasi direncanakan untuk beban transmisi dengan tipe tower DDR+0. Lokasi analisis dilakukan pada profil BH-01. Berikut adalah hasil rekapitulasi perhitungan masing-masing diamter dan jumlah tiang.

Tabel 4 Perbandingan kapasitas kelompok tiang kedalaman 20 meter

| No. | Desain fondasi BH-01 | Kontrol aksial ($Q_{all}$) | | | Kontrol uplift ($\varphi R_s$) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Beban (kN) | Kapasitas tiang (kN) | Rasio | Beban (kN) | Kapasitas tiang (kN) | Rasio |
| 1 | D = 0,4 m, 4 piles (liq.) | 1438,20 | 913,34 | **1,57** | 884,40 | 637,60 | **1,39** |
| | D = 0,4 m, 4 piles (static) | 1438,20 | 373,12 | 0,39 | 884,40 | 350,33 | 0,25 |
| 2 | D = 0,4 m, 9 piles (liq.) | 1817,55 | 1836,04 | **0,99** | 838,42 | 1281,73 | 0,65 |
| | D = 0,4 m, 9 piles (static) | 1817,55 | 7500,46 | 0,24 | 838,42 | 7038,53 | 0,12 |
| 3 | D = 0,4 m, 13 piles (liq.) | 2300,75 | 2399,02 | 0,96 | 695,39 | 1674,73 | 0,42 |
| | D = 0,4 m, 13 piles (static) | 2300,75 | 9800,28 | 0,23 | 695,39 | 9196,72 | 0,08 |
| 4 | D = 0,6 m, 4 piles (liq.) | 1879,18 | 1576,82 | **1,19** | 801,98 | 956,40 | 0,84 |
| | D = 0,6 m, 4 piles (static) | 1879,18 | 5769,02 | 0,33 | 801,98 | 5252,00 | 0,15 |

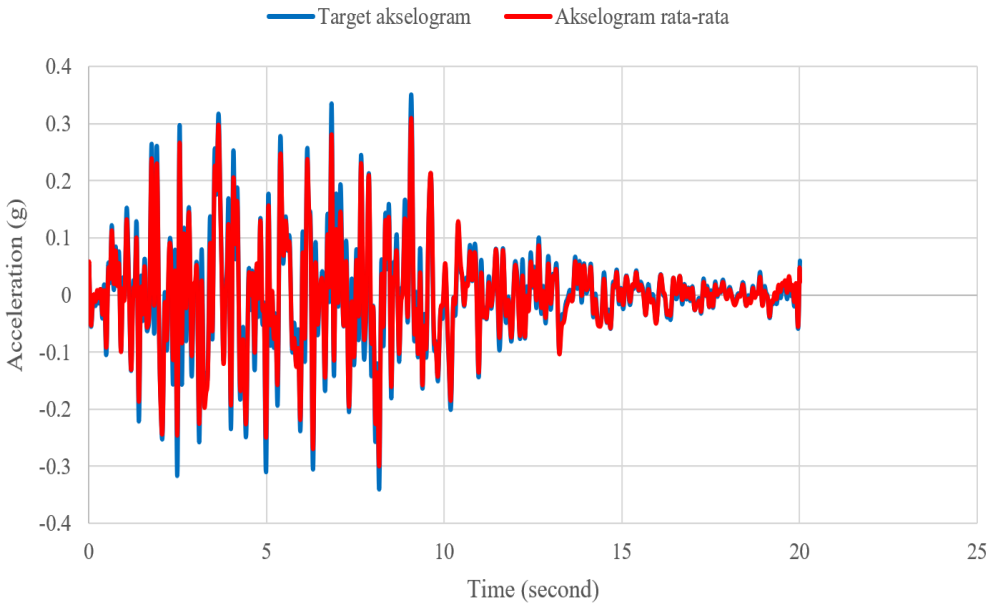
Tabel 5 Lanjutan perbandingan kapasitas kelompok tiang kedalaman 20 meter

| No. | Desain fondasi BH-01 | Kontrol aksial ($Q_{all}$) | | | Kontrol uplift ($\varphi R_s$) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Beban (kN) | Kapasitas tiang (kN) | Rasio | Beban (kN) | Kapasitas tiang (kN) | Rasio |
| 5 | D = 0,6 m, 9 piles (liq.) | 2791,05 | 3169,80 | 0,88 | 664,05 | 1922,59 | 0,35 |
| | D = 0,6 m, 9 piles (static) | 2791,05 | 11597,14 | 0,24 | 664,05 | 10557,80 | 0,06 |
| 6 | D = 0,6 m, 13 piles (liq.) | 4059,67 | 4141,74 | 0,98 | 234,95 | 2512,10 | 0,09 |
| | D = 0,6 m, 13 piles (static) | 4059,67 | 15153,10 | 0,27 | 234,95 | 13795,07 | 0,02 |
| 7 | D = 0,8 m, 4 piles (liq.) | 2464,04 | 2378,18 | **1,04** | 705,83 | 1275,19 | 0,55 |
| | D = 0,8 m, 4 piles (static) | 2464,04 | 7921,82 | 0,31 | 705,83 | 7002,66 | 0,10 |
| 8 | D = 0,8 m, 9 piles (liq.) | 4085,13 | 4780,71 | 0,85 | 460,63 | 2563,45 | 0,18 |
| | D = 0,8 m, 9 piles (static) | 4085,13 | 15924,78 | 0,26 | 460,63 | 14077,06 | 0,03 |

Kinerja fondasi sangat dipengaruhi oleh jumlah tiang, diameter tiang, serta kondisi tanah (likuefaksi dan statik). Secara umum, kondisi likuefaksi menyebabkan penurunan kapasitas aksial dan *uplift*. Nilai rasio lebih dari satu (>1) mengindikasikan bahwa beban yang bekerja melampaui batas dari kapasitas tiang, ditandai dengan warna tegas merah. Hasil simulasi desain konfigurasi tiang diameter diameter 0,6 meter dengan jumlah tiang 9 buah dan 0,4 dengan jumlah tiang13 buah merupakan desain yang optimal. Oleh karena itu, perencanaan kelompok tiang sebaiknya tidak hanya mempertimbangkan diameter, tetapi juga proporsi jumlah tiang untuk mencapai keseimbangan antara kapasitas aksial dan *uplift*.

### 3.4 Model gempa

Hasil dari grafik akselogram pada gambar dibawah menampilkan grafik perbandingan antara akselogram asli dan akselogram hasil *mean spectral matching* atau akselogram rata-rata.

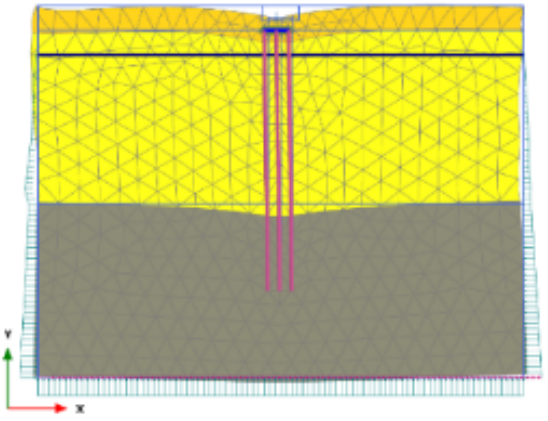



Gambar 8. Akselogram spektrum

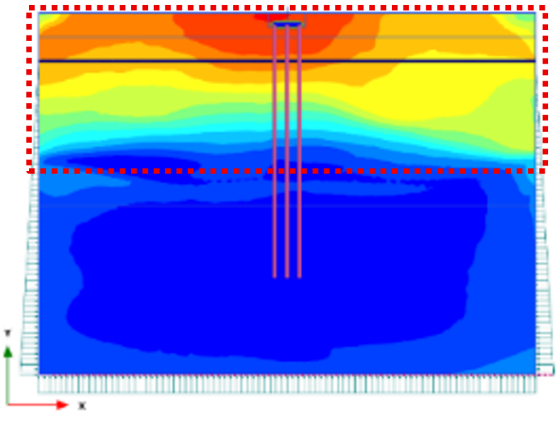
Terlihat bahwa pola percepatan pada hasil *matching* (garis merah) mengikuti bentuk umum dari akselogram asli (garis biru), namun dengan penyesuaian amplitudo agar sesuai dengan spektrum target. Kedua kurva memiliki karakteristik yang serupa dalam hal durasi dan fluktuasi percepatan, dengan perbedaan kecil pada beberapa puncak percepatan yang dihaluskan oleh proses *matching*. Hal ini menandakan bahwa akselogram hasil *matching* telah berhasil mempertahankan karakteristik dinamis dari rekaman asli, dan memenuhi kriteria spektrum desain yang ditetapkan. Selanjutnya digunakan sebagai parameter dinamik pada plaxis 2D.

### 3.5 Simulasi plaxis 2D

Pemodelan tiang berdasarkan hasil analisis pada sub-bab 3.3 tabel 5 dimana desain yang optimal yang dapat digunakan diameter tiang 0,6 meter, jumlah tiang 9 buah dengan kedalaman 20 meter. Pemodelan fondasi tiang bor dilakukan menggunakan model material *UBC3D-PLM* untuk lapisan tanah yang terlikuefaksi, sedangkan model *Hardening soil small-strain* (*HS-SS*) sebagai model material tanah yang tidak mengalami likuefaksi.



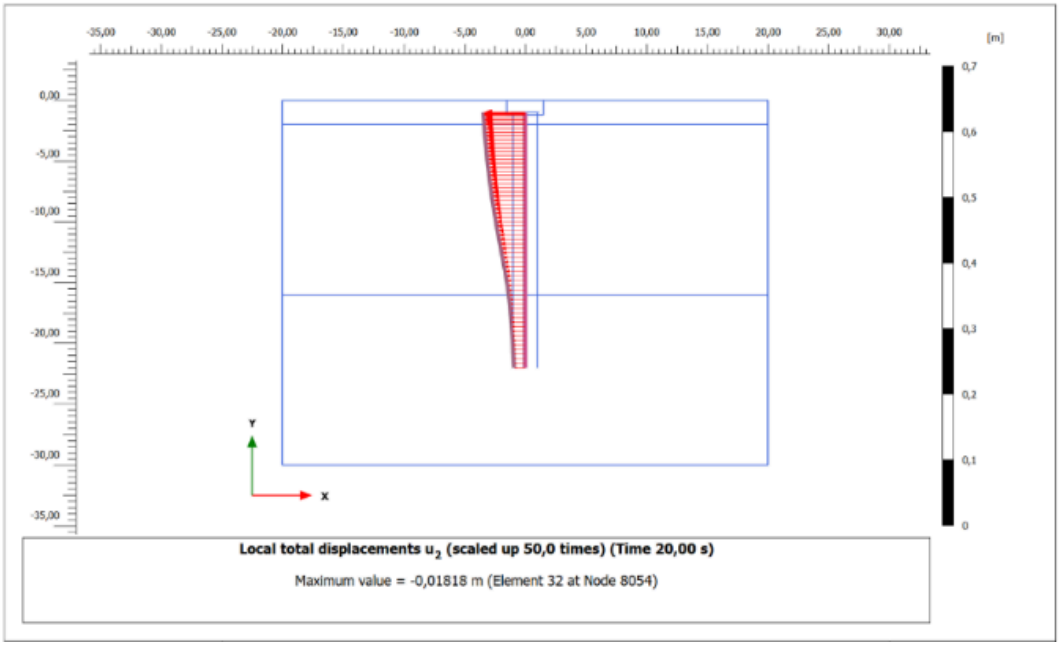
Gambar 9. Deformasi tanah akibat likuefaksi



Gambar 10. Zona lapisan likuefaksi

Lapisan pasir yang dimodelkan dengan material *UBC3D-PLM* (warna kuning–oranye) memperlihatkan respon non-linier deformasi tanah dan tiang. Gambar 9 menampilkan deformasi yang terjadi terkonsentrasi pada permukan hingga area tengah pondasi tiang. Sementara itu lapisan tanah pada area tengah hingga dasar tanah yang dimodelkan dengan model material (*HSS-SS*) (warna abu-abu) relatif lebih kecil deformasi yang terjadi. Hal serupa ditunjukkan pada gambar 10, dimana zona lapisan likuefaksi paling dominan terjadi pada permukaan tanah hingga tengah tiang. Area tersebut ditunjukkan dengan model material *UBC3D-PLM*, sedangkan model material (*HSS-SS*) tidak terjadi perubahan warna signifikan terhadap zona lapisan likuefaksi. Lapisan tengah hingga dasar tanah tidak

mengalami likuefaksi. Deformasi tiang terjadi signifikan pada lapisan tanah yang terlikuefkasi. Kedalaman rencana desain tiang yang dimodelkan menembus zona lapisan likuefkasi hingga ke lapisan tanah yang lebih padat. Hal ini mengindikasikan bahwa meskipun tiang bor mampu menyalurkan beban hingga ke lapisan tanah yang lebih kaku, interaksi tanah–tiang pada zona pasir terlikuefaksi tetap menghasilkan deformasi tanah dan defleksi tiang cukup signifikan.




Gambar 12. Defleksi tiang akibat beban likuefkasi

Grafik defleksi lateral tiang menunjukkan adanya pola lengkungan (*deflected shape*) yang signifikan pada bagian tengah tiang. Pola ini menandakan bahwa interaksi tanah–struktur menghasilkan momen lentur yang cukup besar, terutama pada zona peralihan antara lapisan pasir terlikuefaksi dengan lapisan tanah yang lebih kaku. Defleksi ini mengindikasikan terjadinya *bending deformation* pada tiang, di mana bagian kepala tiang dan zona menengah menunjukkan defleksi dominan, sementara bagian bawah yang menembus lapisan tanah lebih kaku relatif stabil. Nilai defleksi lateral yang terjadi pada tiang bor sekitar ±18,18 mm. Nilai tersebut perlu dikontrol dengan defleksi izin yang mengacu pada (BSN, 2017) yaitu ≤ 25 mm untuk defleksi lateral rencana gempa, dari hasil perbandingan defleksi yang terjadi masih dibawah nilai yang diizinkan (aman).

## 4 KESIMPULAN

Berdasarkan data dan hasil analisis didapatkan kesimpulan sebagai berikut;

a) Lokasi rencana pembangunan gardu induk Cikande 500/150kV berada pada daerah yang memiliki risiko bencana gempa bumi potensial hingga magnitudo 6,80.
b) Lapisan tanah di lokasi tersebut didominasi pasir lanau dan pasir longgar dengan sifat halus yang dapat memicu terjadinya likuefkasi. Profil tanah BH-01 mempunyai nilai *fines content* paling kecil yaitu 6,40%, nilai tersebut mengindikasikan sifat lapisan pasir halus bersih yang paling rentan terjadinya likuefkasi. Hal ini didukung hasil analisis gradasi butiran kerentanan likuefaksi pada sampel BH-01.
c) Hasil analisis likuefaksi pada masing-masing lokasi uji SPT menunjukkan nilai faktor keamanan ($FS$<1) atau dapat terjadi likuefaksi pada BH-01, BH,02 dan BH-03. Tebal lapisan tanah yang paling dominan berada pada profil BH-01 yaitu dari kedalaman tanah 4 hingga 18 meter.
d) Desain dan mitigasi hasil analisis daya dukung fondasi tiang bor memperhitungkan kondisi likuefaksi dengan membandingkan diameter dan jumlah tiang mendapatkan desain optimal dengan konfigurasi ($D$ = 0,6 m dan 9 tiang). Hasil tersebut berdasarkan kontrol rasio beban terhadap kapasitas tiang.
e) Terjadi penurunan kapasitas daya dukung tiang yang cukup signifikan. Kapasitas tiang grup aksial mengalami penurunan sekitar ±72,66% dari $Q_{all\text{-}statik}$ 11.597,14 kN menjadi $Q_{all\text{-}liq.}$ 3.169,80 kN dan kapasitas tarik turun ±81,17% dari $\varphi Rs_{\text{-}statik}$ 10.557,80 kN menjadi $\varphi Rs_{\text{-}liq.}$ 1.922,59 kN.
f) Pemodelan plaxis 2D menggunakan konfigurasi ($D$ = 0,6 m dan 9 tiang). Hasil menunjukkan deformasi tanah dan zona lapisan likuefaksi. Defleksi lateral yang terjadi pada tiang bor saat terjadi likuefkasi sekitar ±18,18

mm atau masih diizinkan (≤ 25 mm) sesuai (BSN, 2017) . Hal ini menunjukkan interaksi tanah–tiang pada zona pasir terlikuefaksi tetap menghasilkan deformasi tanah dan defleksi tiang cukup signifikan.

REFERENSI

Boulanger, R.W., Idriss, I.M., 2014. CPT and SPT based liquefaction triggering procedures. Report No. UCD/CGM.-14 1.

Bozorgnia, Y., Abrahamson, N.A., Atik, L. Al, Ancheta, T.D., Atkinson, G.M., Baker, J.W., Baltay, A., Boore, D.M., Campbell, K.W., Chiou, B.S.-J., 2014. NGA-West2 research project. Earthquake Spectra 30, 973–987.

BSN, 2020. SNI 8899-2020 Tata cara pemilihan dan modifikasi gerakan tanah.

BSN, 2019. SNI 1726-2019 : Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan nongedung.

BSN, 2017. SNI 8460-2017 Persyaratan perencanaan geoteknik. 8460–2017.

Dan A. Brown, John P. Turner, Raymond J. Castelli, Erik J. Loehr, 2018. Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods. USA.

Day, R.W., 2010. Foundation engineering handbook: design and construction with the 2009 international building code. McGraw-Hill Education.

ESDM, 2023. Peta Patahan Aktif Indonesia [WWW Document]. URL https://geologi.esdm.go.id/geomap/pages/preview/peta-patahan-aktif-indonesia (diakses 5.8.23).

FHWA, 2009. LRFD Seismic Analysis and Design of Transportation Geotechnical Features and Structural Foundations Reference Manual Interims AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design.

Idriss, I.M., 1999. An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential. Proc., TRB Worshop on New Approaches to Liquefaction, Pubbl. n. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administation.

Idriss, I.M., Boulanger, R.W., 2010. SPT-based liquefaction triggering procedures. Rep. UCD/CGM-10 2, 4–13.

Kementrian PUPR, 2021. Peta Desain Spektra Indonesia [WWW Document]. Direktorat Jenderal Cipta Karya Kementerian PUPR. URL https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/ (diakses 8.1.25).

O'Neil, M.W., Reese, L.C., 1999. Drilled shafts: Construction procedures and design methods. United States. Federal Highway Administration. Office of Infrastructure.

Pawirodikromo, W., 2012. Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan. Yogyakarta: Pustaka Pelajar.

Primadya, R., 2025. Wujud Negara Hadir, Pemerintah dan PLN Berhasil Listriki 99,92 Persen Desa di Seluruh Indonesia [WWW Document]. https://web.pln.co.id/cms/media/siaran-pers/2025/01/wujud-negara-hadir-pemerintah-dan-pln-berhasil-listriki-9992-persen-desa-di-seluruh-indonesia/.

Reese, L.C., O'Neill, M.W., 1989. New design method for drilled shafts from common soil and rock tests, dalam: Foundation Engineering: Current principles and practices. ASCE, hlm. 1026–1039.

Seed, H.B., Idriss, I.M., 1971. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. Journal of the Soil Mechanics and Foundations division 97, 1249–1273.

Tomlinson, M., Woodward, J., 2007. Pile design and construction practice. CRC press.

Tsuchida, H., 1970. Prediction and countermeasure against the liquefaction in sand deposits, dalam: Abstract of the seminar in the Port and Harbor Research Institute. hlm. 31–333.

Tsukamoto, Y., Ishihara, K., 2022. Advances in Soil Liquefaction Engineering. Springer Series in Geomechanics and Geoengineering, Tokyo.

USGS, 2023. Earthquake Hazards Program [WWW Document]. URL https://earthquake.usgs.gov/ (diakses 7.31.25).

Youd, T.L., Idriss, I.M., 2001. Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering 127, 297–313.