

ANALISIS KINERJA DINDING PENAHAN TANAH DAN FONDASI TIANG PADA PERKUATAN LERENG DI KAWASAN WISATA LOMBOK

Gabriel Chintya Grace Hutahaean^{1*}, Teuku Faisal Fathani¹, Sito Ismanti¹

¹Departemen Teknik Sipil dan Lingkungan, Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta, INDONESIA

*Corresponding author: gabriel.grace@mail.ugm.ac.id

INTISARI

Pembangunan kawasan wisata di Kuta, Lombok Tengah sejak 2023, berlokasi di atas perbukitan dengan kondisi lereng yang curam. Gempa dangkal berkekuatan 6,4 M_w yang terjadi di Lombok pada Juli 2018 menyebabkan kerusakan dan likuifaksi di beberapa lokasi, sehingga kondisi ini menuntut evaluasi teknis untuk menjamin keamanan struktur pengaman tebing pada kawasan wisata tersebut. Penelitian ini bertujuan untuk mengidentifikasi dan menganalisis potensi instabilitas pada lereng, baik akibat penambahan beban struktur maupun potensi likuifaksi. Data tanah diperoleh dari penyelidikan dengan *Standard Penetration Test* (SPT) pada dua titik bor, serta hasil pengujian sampel tanah di laboratorium. Analisis diawali dengan kajian terhadap potensi likuifaksi, yaitu untuk menilai kemungkinan terjadinya likuifaksi dan kedalaman lapisan tanah yang terpengaruh. Analisis likuifaksi dilakukan berdasarkan data SPT dengan metode *Simplified Procedure*, kemudian diinterpretasikan melalui *Liquefaction Potential Index* (LPI) dan *Liquefaction Severity Index* (LSI). Selanjutnya dilakukan analisis terhadap perkuatan lereng secara manual dan numeris, yang direncanakan menggunakan dinding penahan tanah tipe kantilever dan tipe gravitasi. Analisis terakhir yang dilakukan adalah perhitungan kapasitas dukung fondasi tiang yang divariasikan dimensinya (diameter tiang 30, 40, dan 60 cm), untuk kemudian dipilih dimensi tiang yang paling optimal. Berdasarkan analisis data SPT, diketahui bahwa tanah didominasi oleh tanah non-kohefif padat ($NSPT > 50$) dengan nilai keamanan potensi likuifaksi $SF_L \geq 1$, sehingga disimpulkan tanah tidak berpotensi terlikuifaksi. Dari hasil perhitungan, dinding penahan tanah dinyatakan aman terhadap bahaya geser dan guling serta tanah dasar memiliki kapasitas dukung yang memadai. Hasil analisis numeris menunjukkan faktor aman (SF) $\geq 1,5$ sehingga desain struktur aman secara stabilitas dan deformasi, serta layak diterapkan. Analisis kapasitas dukung fondasi tiang dengan diameter 30, 40, dan 60 cm menunjukkan bahwa tiang terkecil (D30) telah memenuhi kapasitas dukung dengan penurunan di bawah ambang batas yang diizinkan.

Kata kunci: SPT; Tiang Bor; Stabilitas Lereng; Dinding Penahan Tanah; Likuifaksi.

1 PENDAHULUAN

Kawasan wisata Kuta di Lombok Tengah dikembangkan sejak 2023 sebagai kompleks vila dan *resort* di daerah perbukitan. Berdasarkan data analisis spasial titik bor, kawasan ini berada di lereng dengan kemiringan sekitar 23° hingga 40°, yang tergolong curam hingga sangat curam menurut klasifikasi morfologi lereng (USGS, 2000; Bowles, 1997). Selain itu, pulau Lombok yang berada di zona seismik aktif memiliki potensi gempa bumi yang dapat meningkatkan risiko terjadinya likuifaksi dan kegagalan lereng. Oleh karena itu, diperlukan analisis menyeluruh untuk menjamin stabilitas kawasan tersebut. Stabilitas lereng ditentukan oleh keseimbangan antara gaya penahan (*shear strength*) dan gaya penggerak (*shear stress*). Ketidakstabilan lereng terjadi ketika gaya penggerak melebihi gaya penahan, sehingga berpotensi menyebabkan longsor. Faktor penyebab penggerakan lereng meliputi morfologi lereng, sifat tanah, curah hujan tinggi, aktivitas seismik, muka air tanah dangkal, serta aktivitas manusia.

Peristiwa gempa bumi 6,4 M_w yang terjadi di Lombok pada Juli 2018 menyebabkan fenomena likuifaksi seperti *lateral spreading* dan *sand boiling* di beberapa lokasi. Likuifaksi terjadi akibat peningkatan tekanan pori selama gempa yang menyebabkan hilangnya kekuatan geser tanah jenuh, sehingga tanah berperilaku seperti fluida (Youd dkk., 2001). Pada lereng, kegagalan struktur bisa terjadi akibat *lateral spreading*, yaitu lereng yang awalnya padat dan stabil ketika gempa terjadi kehilangan kekuatan geser di sepanjang garis kegagalannya, sehingga terjadi peregeseran massa tanah. Dampak dari fenomena likuifaksi dapat berupa kerusakan signifikan. Untuk mengantisipasi hal tersebut, diperlukan upaya mitigasi melalui evaluasi teknis dalam perencanaan sistem perkuatan lereng. Langkah penting yang harus dilakukan meliputi identifikasi potensi likuifaksi dengan menggunakan data uji *Standard Penetration Test* (SPT) dan hasil uji laboratorium, serta evaluasi keamanan fondasi terhadap kemungkinan penurunan diferensial.

Identifikasi potensi likuifaksi dilakukan menggunakan pendekatan empiris berbasis data uji *Standard Penetration Test* (SPT) dan hasil pengujian laboratorium, serta dinilai melalui parameter *Liquefaction Potential Index* (LPI) dan *Liquefaction Severity Index* (LSI) (Iwasaki dkk., 1982; Idriss & Boulanger, 2008). Sistem perkuatan lereng direncanakan menggunakan dinding penahan tanah yang dianalisis secara manual dan dengan simulasi numeris menggunakan program Plaxis 2D. Selain itu, fondasi tiang bor (dengan diameter tiang 30, 40, dan 60 cm) juga dianalisis untuk memastikan struktur aman terhadap penurunan akibat gempa dan gerakan tanah. Kajian ini memberikan dasar teknis bagi pengembangan infrastruktur pariwisata yang tangguh dan berkelanjutan di kawasan rawan bencana, serta mendukung penerapan prinsip mitigasi bencana geoteknik di daerah pesisir dan perbukitan.

2 TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Data Tanah

Penyelidikan lapangan dilakukan dengan *Standard Penetration Test* (SPT) pada dua lubang bor dan dilanjutkan dengan pengambilan sampel tanah untuk uji laboratorium. Pengujian laboratorium menghasilkan parameter statis, dinamis, dan sifat fisik tanah untuk analisis geoteknik, seperti kadar air (w), batas-batas Atterberg, *specific gravity* (G_s), sudut gesek internal (ϕ), kohesi *undrained* (c_u), *share wave velocity* (v_s), berat volume tanah (γ), kepadatan relatif (D_r), modulus elastisitas (E) dan *poisson's ratio* (ν). Sebelum digunakan, Nilai SPT perlu dikoreksi terlebih dahulu untuk dapat dipakai dalam mengevaluasi potensi likuifaksi dan analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor, serta untuk menghitung daya dukung tanah dasar pada stabilitas dinding penahan tanah. Kondisi litologi lokasi juga diidentifikasi berdasarkan Peta Geologi lembar Lombok. Nilai SPT dikoreksi dengan mengalikan nilai pembacaan alat SPT terhadap faktor pengali dari energi pukulan, panjang batang silinder, diameter lubang bor, dan kondisi muka air tanah.

2.2 Analisis Potensi Likuifaksi

Likuifaksi adalah fenomena hilangnya kekuatan geser tanah jenuh akibat beban dinamis, seperti gempa, yang menyebabkan tanah berperilaku seperti fluida. Potensi likuifaksi meningkat secara signifikan pada tanah non-kohesif yang jenuh air, terutama apabila muka air tanah berada pada kedalaman dangkal dan terjadi gempa bumi dengan magnitudo $\geq 5,0 M_w$ (Seed & Idriss, 1982; Youd dkk., 2001). Berdasarkan SNI 1726:2019, evaluasi potensi likuifaksi memerlukan data percepatan tanah puncak (PGA), magnitudo gempa, dan karakteristik sumber gempa yang sesuai dengan nilai *Maximum Considered Earthquake Ground Motion* atau MCE_G . Nilai PGA diperoleh dari data historis gempa dan Peta Zona Gempa Indonesia, kemudian disesuaikan menjadi PGA termodifikasi (PGA_M) dengan memperhitungkan koefisien amplifikasi tanah (F_{PGA}) berdasarkan klasifikasi profil tanah hingga kedalaman 30 m. Klasifikasi profil tanah mencakup: SA (batuan keras), SB (tanah sangat padat), SC (tanah padat sedang), SD (tanah lunak sedang), SE (tanah lunak sangat dalam) dan SF (tanah khusus yang memerlukan studi lanjut, seperti tanah likuifaktif atau ekspansif). Penentuan profil tanah dilakukan dengan menghitung nilai rata-rata tahanan penetrasi standar ($\bar{N}$) dari uji SPT sesuai ketentuan dalam SNI 1726-2019. Kajian likuifaksi dilakukan melalui pendekatan historis, geologis, dan berdasarkan komposisi serta karakteristik tanah setempat.

Pulau Lombok tergolong wilayah rawan gempa karena berada di zona subduksi aktif dan tersusun oleh material aluvial lepas. Evaluasi potensi likuifaksi dilakukan menggunakan metode *Simplified Procedure*, yaitu dengan membandingkan rasio tegangan siklik (*Cyclic Stress Ratio / CSR*) terhadap kapasitas tahanan tanah terhadap likuifaksi (*Cyclic Resistance Ratio / CRR*), yang dinyatakan dalam bentuk faktor keamanan terhadap likuifaksi (SF_L). Jika rasio $SF_L \leq 1$, tanah dianggap berpotensi mengalami likuifaksi (Seed & Idriss, 1971). Parameter seperti percepatan tanah puncak (PGA), kedalaman, tekanan efektif, dan nilai SPT terkoreksi digunakan dalam perhitungan. Analisis dilengkapi dengan *LPI* (*Liquefaction Potential Index*) dan *LSI* (*Liquefaction Severity Index*) untuk menilai tingkat dan dampak likuifaksi secara kuantitatif. Nilai *LPI* dan *LSI* menunjukkan klasifikasi risiko dari sangat rendah hingga sangat tinggi berdasarkan distribusi faktor keamanan di kedalaman 0-20 m. Evaluasi potensi likuifaksi penting untuk dilakukan sebagai dasar perencanaan teknis sistem fondasi di kawasan rawan gempa, guna meminimalkan risiko kerusakan struktural akibat fenomena likuifaksi. Persamaan dasar untuk evaluasi likuifaksi dalam metode *Simplified Procedure* yang dinyatakan Seed & Idriss (1971) sebagai berikut:

$$SF_L = \frac{CRR}{CSR} \quad (1)$$

Nilai CSR diperoleh dengan persamaan:

$$CSR = 0,65 \times \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \times \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \right) \times r_d \quad (2)$$

Dimana a_{max} adalah nilai percepatan tanah puncak, σ_v adalah tegangan *overburden*, σ_v' adalah tegangan *overburden* efektif, dan r_d adalah koefisien reduksi. Nilai *CRR* dihitung dengan persamaan:

$$CRR = CRR_{M=7,5} \times MSF \times K_\sigma \quad (3)$$

Nilai $CRR_{M=7,5}$ adalah nilai *CRR* sebelum dikoreksi terhadap *magnitude scaling factor*. K_σ adalah koreksi tekanan *overburden* efektif, sedangkan *MSF* adalah *magnitude scaling factor*. Untuk penilaian kuantitatif terhadap potensi dan dampak likuifaksi secara vertikal, digunakan indeks *Liquefaction Potential Index* (LPI) yang dikembangkan oleh Iwasaki dkk. (1981), dengan persamaan:

$$LPI = \int_0^{20m} F(z)w(z).dz \quad (4)$$

$F(z)$ adalah tingkat kerusakan dari suatu lapisan dalam analisis likuifaksi, $w(z)$ adalah faktor bobot kedalaman, dan z adalah kedalaman tanah. *Liquifaction Saverity Index* (LSI) adalah metode yang disarankan oleh Sonmez dkk. (2005), digunakan untuk memperkirakan derajat kerusakan akibat likuifaksi. Metode *LSI* merupakan pengembangan dari metode sebelumnya yang diusulkan oleh Iwasaki dkk. (1981), yang dapat dinyatakan dalam persamaan berikut:

$$LSI = \int_0^{20} P_L(z)w(z).dz \quad (5)$$

Nilai $P_L(z)$ adalah nilai probabilitas likuifaksi berdasarkan fungsi kedalaman.

2.3 Dinding Penahan Tanah

Analisis kestabilan dinding penahan tanah dilakukan dengan pendekatan *limit equilibrium* berdasarkan kriteria Mohr–Coulomb, di mana kekuatan geser tanah bergantung pada kohesi (c), sudut geser dalam (ϕ), dan tegangan normal efektif (σ'). Tekanan air pori akibat hujan atau gempa dapat menurunkan tegangan efektif dan memicu longsor. Lereng dikategorikan stabil jika nilai *safety factor* (SF) $\geq 1,5$.

Dinding penahan tanah berfungsi menahan tekanan lateral tanah pada lereng yang tidak stabil. Tekanan tanah lateral yang bekerja dibedakan menjadi aktif dan pasif. Nilai tekanan tanah lateral dipengaruhi oleh karakteristik tanah seperti berat volume (γ), kohesi (c), dan sudut geser dalam (ϕ). Tekanan tanah lateral dapat meningkat akibat kondisi jenuh atau beban seismik, yang dihitung menggunakan pendekatan Mononobe–Okabe (1929).

Evaluasi kestabilan dinding penahan tanah dilakukan terhadap bahaya geser, guling, dan daya dukung tanah. Berdasarkan SNI 8460:2017 tentang Perencanaan Teknis Dinding Penahan Tanah, nilai minimum faktor keamanan terhadap guling adalah 2,0, terhadap geser 1,5. Pada kondisi konservatif, umumnya faktor keamanan minimum yang digunakan untuk stabilitas dinding penahan terhadap geser dan guling adalah $SF \geq 1,5$. Untuk kondisi pembebanan sementara (seismik), nilai keamanan minimum untuk geser dan guling adalah $SF \geq 1,1$. Sedangkan nilai keamanan minimum untuk daya dukung tanah adalah $SF \geq 3$. Kapasitas dukung tanah harus cukup untuk menahan beban struktur agar tidak terjadi keruntuhan geser pada tanah dasar. Dalam analisis numerik menggunakan perangkat lunak PLAXIS 2D, digunakan pendekatan faktor keamanan global dengan kriteria minimum $SF \geq 1,5$.

Persamaan yang digunakan untuk menghitung nilai stabilitas guling (F_{gl}) dari dinding penahan tanah:

$$F_{gl} = \frac{\sum M_w}{\sum M_{gl}} = \frac{\sum W}{\sum P_{ah} z + \sum P_{av} B} \geq 1,5 \quad (6)$$

Dimana $\sum M_w$ adalah jumlah momen melawan guling. $\sum M_{gl}$ adalah jumlah momen yang menahan guling. $\sum W$ adalah kombinasi berat tanah di atas pelat fondasi dengan berat sendiri dinding penahan tanah. B adalah lebar kaki dinding penahan, z tebal lapisan tanah, $\sum P_{ah}$ adalah jumlah gaya horizontal, dan $\sum P_{av}$ adalah jumlah gaya vertikal. Stabilitas geser (F_{gs}) dapat ditentukan dengan persamaan:

$$F_{gs} = \frac{\sum R_h}{\sum P_h} \geq 1,5 \quad (7)$$

Dimana $\sum R_h$ adalah tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran. Untuk tanah granuler, $\sum R_h = c_a B + W \tan \delta_b$. Nilai c_a adalah adhesi antara tanah dan dasar dinding, diperoleh dengan mengalikan faktor adhesi dengan nilai kohesi tanah atau $c_a = a_d \times c$. $\sum P_h$ adalah jumlah gaya-gaya horizontal. Kapasitas dukung tanah dasar (F) untuk dinding penahan tanah dianalisis dengan persamaan berikut:

$$F = \frac{q_u}{q} \geq 3 \quad (8)$$

Nilai q_u adalah kapasitas dukung ultimit, yang dapat dihitung dengan persamaan:

$$q_u = d_c i_c c N_c + d_q i_q D_f \gamma_s N_q + d_\gamma i_\gamma B \gamma N_\gamma \quad (9)$$

Dimana d_c, d_q, d_γ adalah faktor kedalaman. i_c, i_q, i_γ adalah faktor kemiringan beban. N_c, N_q, N_γ adalah faktor kapasitas dukung Hansen dan Vesic. Nilai c adalah kohesi tanah dasar, γ_s berat volume tanah, B adalah lebar kaki dinding penahan. Sedangkan nilai q adalah tekanan tanah ultimit, diperoleh dari persamaan:

$$q' = \frac{\sum V}{B'} \quad (10)$$

$\sum V$ adalah jumlah gaya vertikal. B' adalah lebar efektif kaki dinding penahan, yang diperoleh dari $B' = B - 2e$. Nilai e adalah jarak beban ke pusat berat.

2.4 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor

Evaluasi kapasitas dukung aksial tiang dihitung dengan menggunakan pendekatan empiris berdasarkan metode Reese dan Wright (1977) serta O'Neill dan Reese (1988), yang diaplikasikan untuk tanah kohesif dan granular, dengan mempertimbangkan tahanan ujung (Q_b) dan gesekan selimut (Q_s) berdasarkan nilai SPT terkoreksi. Jika merujuk pada Paulos dan Davis (1980), besar nilai kapasitas tarik tiang (Q_{tr}) dianjurkan sebesar $\frac{2}{3}$ atau sekitar 66–67 % terhadap gesek tekan ketika data terbatas (Hardiyatmo, 2015). Dalam praktik umum, digunakan asumsi konservatif untuk nilai kapasitas tarik tiang sebesar 75% dari gesekan tiang tekan, sebagai nilai praktis. Evaluasi beban lateral dilakukan menggunakan metode Broms melalui pendekatan momen dan defleksi, serta divalidasi dengan analisis kurva p - y untuk menggambarkan respons nonlinier terhadap beban lateral. Penurunan tiang dihitung dari penurunan elastik, ujung, dan friksi, yang kemudian dibandingkan dengan batas izin berdasarkan SNI 8460:2017. Analisis kapasitas dukung aksial total dapat dihitung dengan persamaan umum berikut:

$$Q_u = Q_b + Q_s \quad (11)$$

Pada metode Reese dan Wright, nilai tahanan ujung (Q_b) dinyatakan dalam notasi Q_p . Berdasarkan nilai NSPT, besar nilai Q_p untuk tanah granuler:

$$Q_p = f_p \times A_p \quad (12)$$

Dengan ketentuan jika $NSPT \leq 60$, nilai f_p sama dengan $\frac{2}{3} N$. Untuk $NSPT > 60$, f_p sama dengan 40. Nilai tahanan gesek atau tahanan selimut ultimit (Q_s) tiang bor:

$$Q_s = f_s \times A_s \quad (13)$$

Untuk nilai $NSPT \leq 53$, nilai f_s sama dengan $\frac{NSPT}{34}$. Untuk nilai $NSPT$ diantara 53 hingga 100, nilai f_s sama dengan 1,7. Jika $NSPT > 100$, maka nilai f_s sama dengan $\frac{(NSPT-53)}{450} + 1,6$. A_p adalah luas permukaan tiang bor. A_s adalah luas selimut tiang bor. Perhitungan dengan metode O'Neill dan Reese dapat menggunakan persamaan (12) dan (13), dengan nilai tahanan ujung per satuan (f_b) dihitung dengan persamaan:

$$f_b = 0,60 \sigma_r N_{60} \leq 4500 \text{ kPa} \quad (14)$$

Nilai tahanan gesek per satuan tiang, f_s dinyatakan dengan persamaan:

$$f_s = \beta \times p_o' \quad (15)$$

Dengan p_o' adalah tekanan *overburden* di tengah-tengah lapisan tanah. Nilai praktis untuk β adalah 0,25. Kapasitas tahanan tarik tiang dapat dihitung dengan persamaan:

$$Q_{tr} = 0,75 \times Q_{stekan} \quad (16)$$

Analisis penurunan tiang tunggal dilakukan menggunakan Metode Vesic (1977):

$$S_{total} = S_1 + S_2 + S_3 \quad (17)$$

Dimana S_1 adalah penurunan elastik tiang, S_2 adalah penurunan ujung tiang, dan S_3 adalah penurunan friksi tiang. Nilai penurunan elastis tiang, S_1 dihitung dengan persamaan:

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws}) \times L}{A_n \cdot E_n} \quad (18)$$

Q_{wp} adalah beban ujung tiang yang nilainya sama dengan tahanan ujung tiang (Q_b). Q_{ws} adalah beban ujung tiang yang nilainya sama dengan tahanan friksi tiang (Q_s). Mengacu pada NAVFAC DM7-02, nilai ξ adalah koefisien distribusi friksi yang besarnya 0,67 untuk tanah pasir. Distribusi gesekan sepanjang selimut tiang diasumsikan mengikuti pola segitiga mulai dari nol pada kepala tiang, hingga mencapai nilai maksimum di ujung tiang. A_n adalah luas penampang tiang (m^2), E_n adalah modulus elastisitas material tiang (kN/m^2) dan L adalah panjang tiang (m). Nilai penurunan ujung tiang, S_2 dihitung dengan persamaan:

$$S_2 = \frac{Q_{wp} \times C_p}{D \cdot q_b} \quad (19)$$

C_p adalah koefisien empiris, untuk tanah pasir digunakan 0,03. q_b adalah tegangan di dasar tiang. D adalah diameter tiang (cm). Nilai penurunan ujung tiang, S_3 dihitung dengan persamaan:

$$S_3 = \frac{Q_{wp} \times C_s}{L \cdot q_b} \quad (20)$$

C_s adalah koefisien tiang, yang dihitung dengan persamaan:

$$C_s = \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}} \right) \times C_p \quad (21)$$

Kapasitas dukung lateral metode momen untuk tiang panjang dengan ujung jepit, pada tanah granular digunakan persamaan:

$$H_u = \frac{2M_y}{\left(e + \frac{2}{3}f \right)} \quad (22)$$

Dengan nilai f ditentukan menggunakan persamaan berikut:

$$f = 0,82 \times \sqrt{\frac{H_u}{dK_p\gamma}} \quad (23)$$

H_u adalah kapasitas dukung lateral tiang ultimit (m), γ adalah berat volume tanah (kN/m^3), e adalah jarak beban terhadap muka tanah (m), dan d adalah kedalaman tiang (m). Untuk kondisi tiang jepit, nilai e sama dengan nol. Kapasitas dukung lateral metode defleksi, defleksi tiang dikaitkan dengan faktor tak berdimensi α untuk tanah granuler, yang dapat dihitung dengan persamaan:

$$\alpha = \left(\frac{n_h}{E_p I_p} \right)^{1/5} \quad (24)$$

Untuk $\alpha L > 4$, pada tiang berkelakuan seperti tiang panjang dengan ujung jepit, pada tanah granular digunakan persamaan:

$$y_o = \frac{0,93H}{(n_h)^{3/5} (E_p I_p)^{2/5}} \quad (25)$$

Dengan E_p modulus elastis tiang (kN/m^2), I_p momen inersia tiang (m^4), n_h adalah koefisien reaksi *subgrade*, H adalah beban lateral tiang (m).

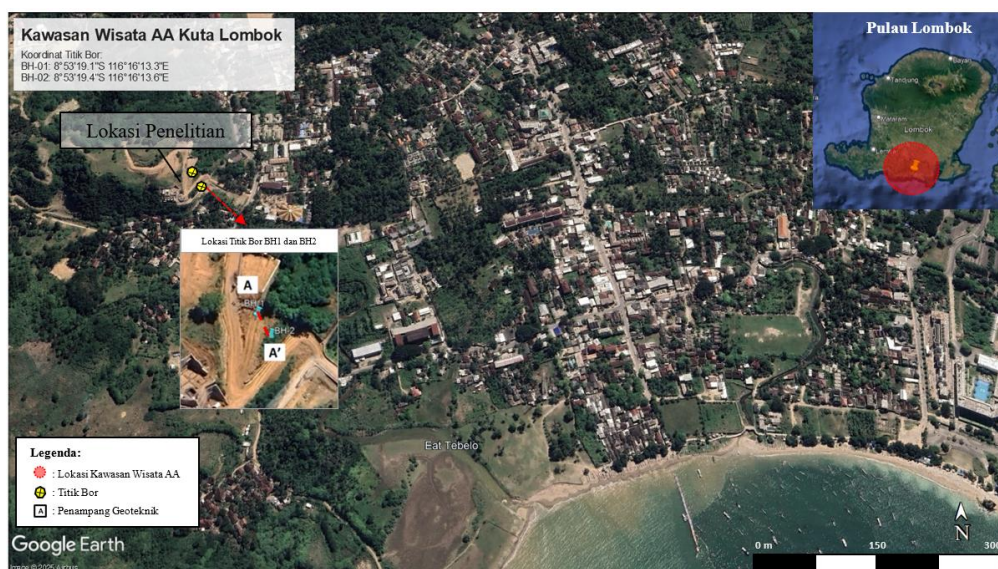
3 METODOLOGI

Penelitian ini mengintegrasikan analisis geoteknik berbasis data lapangan dan simulasi numeris untuk mengevaluasi stabilitas lereng, potensi likuifaksi, serta kinerja dinding penahan tanah dan fondasi tiang di kawasan wisata Kuta, Lombok Tengah. Data diperoleh dari uji *Standard Penetration Test* (SPT) pada dua titik bor dan uji laboratorium tanah untuk mendapatkan parameter fisik dan mekanik, seperti kohesi (c), sudut geser dalam (ϕ), berat volume (γ), dan modulus elastisitas (E), yang kemudian digunakan untuk menginterpretasikan kondisi litologi dan menyusun potongan melintang tanah (A–A'), lihat Gambar 2. Analisis potensi likuifaksi dilakukan dengan metode *Simplified Procedure* mengacu pada SNI 8460:2017, serta diperkuat oleh perhitungan *Liquefaction Potential Index* (LPI) dan *Liquefaction Severity Index* (LSI) untuk menilai tingkat dan kedalaman dampak likuifaksi menggunakan Persamaan (1)–(5). Selanjutnya, evaluasi dinding penahan tanah dilakukan melalui perhitungan manual menggunakan Persamaan (6)–(10) dengan pendekatan limit equilibrium dan simulasi numeris menggunakan PLAXIS 2D, dengan peninjauan terhadap kestabilan geser, guling, dan daya dukung tanah dasar, berdasarkan kriteria keamanan minimum sesuai SNI 8460:2017. Analisis dinding penahan tanah dilakukan pada dua tipe dinding yaitu, kantilever dan gravitasi. Beban-beban yang diperhitungkan dalam analisis dinding adalah beban jalan dan beban struktur yang ditempatkan di lereng. Beban jalan mengacu pada beban jalan kelas I, yaitu sebesar 10 kN/m^2 . Terakhir, kapasitas dukung aksial dan lateral fondasi tiang dianalisis dengan metode empiris Reese & Wright serta O'Neill & Reese dengan menggunakan Persamaan (11)–(17) untuk diameter tiang 30, 40, dan 60 cm, termasuk penurunan dan defleksi tiang, yang dibandingkan dengan batas izin untuk menentukan dimensi optimal yang aman dan layak diterapkan.

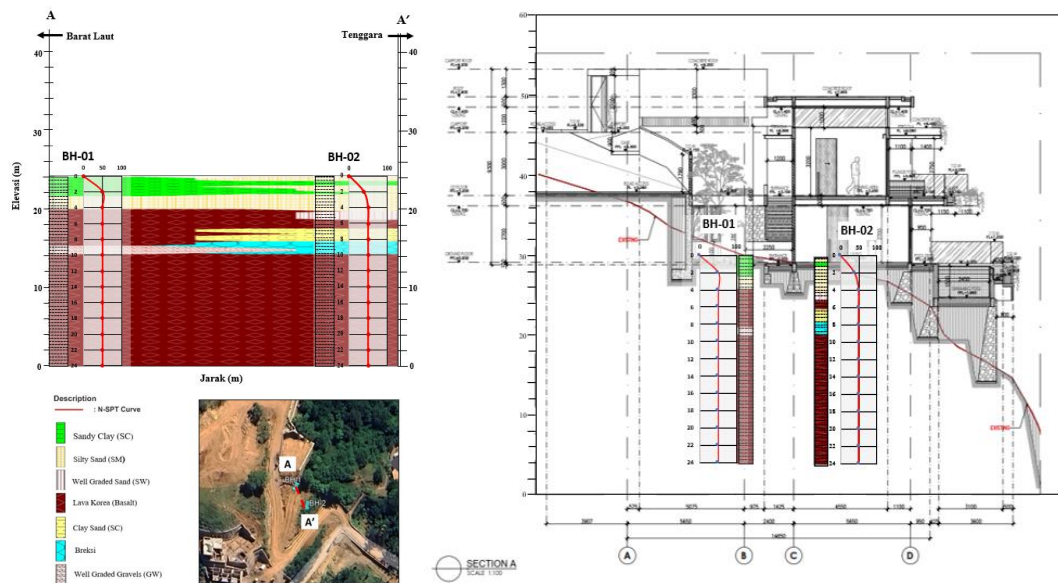
4 HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Kondisi Geoteknik Lokasi Studi

Penyelidikan lapangan dengan 2 titik bor dan uji SPT dilakukan pada lereng di kawasan wisata Kuta (Gambar 1). Pengeboran pada titik BH-01 dan BH-02 memiliki kedalaman masing-masing mencapai 24 m (Gambar 2). Tanah di lokasi tersusun oleh 3 kategori material dominan, yaitu lava warna abu-abu tua kehitaman keras, lempung pasir, dan pasir lanauan. Hasil klasifikasi berdasarkan *Unified Soil Classification System* (USCS) menunjukkan bahwa lapisan permukaan didominasi pasir lanauan (SC) dan lempung pasir hingga kedalaman 4 m. Di bawah lapisan ini, ditemukan material tanah lava atau diidentifikasi sebagai *basalt* yang masih disisipi lempung pasir dan material keras berupa breksi. Pada kedalaman lebih dari 9 meter, tanah sudah didominasi oleh material lava. Stratigrafi lokasi penelitian ditampilkan pada Gambar 2. Kondisi geologi regional, lokasi kawasan wisata Kuta, Lombok Tengah termasuk dalam wilayah yang didominasi oleh formasi batuan vulkanik tua, berupa lava dan breksi. Kedua material batuan ini tergolong batuan keras dan berpotensi sebagai tanah dasar yang baik untuk fondasi. Nilai NSPT menunjukkan bahwa lapisan tanah merupakan lapisan tanah padat (NSPT >50). Dari penyelidikan lapangan, juga diperoleh informasi bahwa letak muka air tanah sangat dalam (>24 m) sehingga kondisi tanah pada lereng dianggap padat dan stabil.



Gambar 1 Tampak atas lokasi Kawasan Wisata Kuta di Lombok Tengah, Nusa Tenggara Barat (Sumber: Google Earth)



Gambar 2 Kondisi stratigrafi pada potongan A-A' dan penampang melintang borlog pada lereng

4.2 Likuifaksi

Analisis likuifaksi dilakukan pada titik BH-01 hingga kedalaman 12 m menggunakan metode *Simplified Procedure*, serta perhitungan *LPI* dan *LSI*. Kedalaman ini dipilih karena mencakup seluruh lapisan tanah dominan yang berada di bawah elevasi permukaan hingga zona pengaruh struktur fondasi dan rentan terhadap pengaruh tekanan pori akibat beban dinamis, sebagaimana disarankan oleh Iwasaki dkk. (1982) dan SNI 8460:2017. Evaluasi faktor keamanan likuifaksi (SF_L) dilakukan secara bertahap pada interval kedalaman 2 m untuk menangkap variasi karakteristik tanah secara vertikal, sesuai praktik umum dalam pendekatan *Simplified Procedure*. Berdasarkan data hasil uji SPT, nilai rata-rata NSPT terkoreksi adalah 38,39 yang diklasifikasikan sebagai kelas situs tanah sedang (SD). Nilai percepatan tanah puncak atau PGA di lokasi adalah 0,46 g. Berdasarkan klasifikasi kelas tanah terhadap percepatan maksimum, dengan nilai PGA sebesar 0,46 g diperoleh nilai F_{PGA} sama dengan 1,14. Nilai CSR dihitung dengan Persamaan (2), menghasilkan nilai sebesar 0,09. Sedangkan nilai CRR dihitung dengan Persamaan (3), dengan memperhitungkan koreksi terhadap N_{60} , C_N , MSF , dan K_σ , yang menghasilkan nilai CRR sebesar 0,30. Dengan menggunakan Persamaan (1), diperoleh nilai faktor keamanan likuifaksi SF_L sebesar 3,45 (≥ 1), menunjukkan bahwa tanah tidak mengalami likuifaksi. Evaluasi lanjutan dilakukan menggunakan *Liquefaction Potential Index (LPI)* pada Persamaan (4), yang mana nilai $F(z) = 0$ karena $SF_L \geq 1$, sehingga $LPI = 0$ dan diklasifikasikan sebagai tanah dengan potensi likuifaksi sangat rendah. Hasil analisis *Liquefaction Severity Index (LSI)* dengan Persamaan (5), juga menghasilkan nilai $P_L(z) = 0$, sehingga $LSI = 0$ dan dikategorikan sebagai tidak terlikuifaksi. Hasil serupa diperoleh pada titik bor BH-02, di mana nilai NSPT > 50 dengan N_{60} sebesar 38 mulai dari kedalaman 4 m hingga akhir pengeboran pada kedalaman 25 m. Seluruh lapisan di titik tersebut juga menunjukkan tidak adanya potensi likuifaksi, konsisten dengan hasil analisis pada BH-01.

4.3 Dinding Penahan Tanah

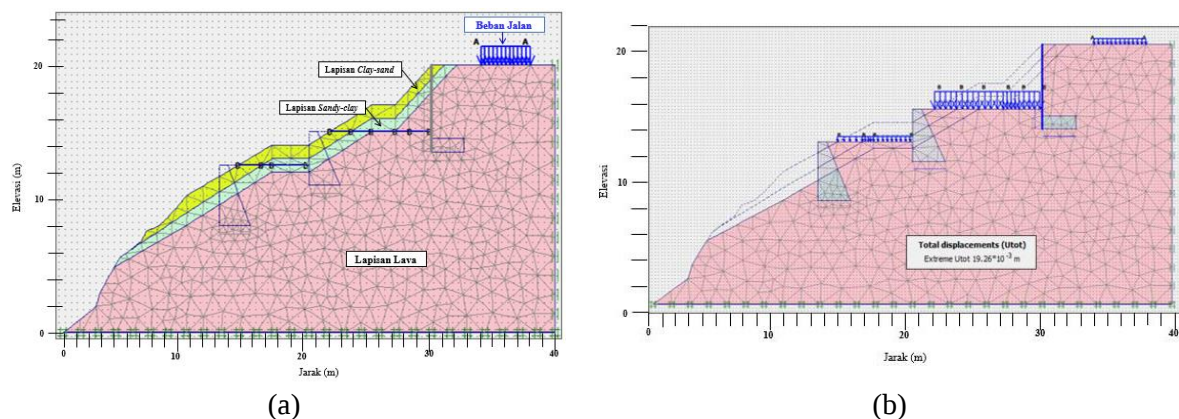
Analisis stabilitas dinding dihitung dengan terlebih dahulu menghitung besar gaya-gaya yang bekerja secara horizontal di permukaan dinding, pada masing-masing tipe dinding penahan tanah. Gaya-gaya yang terjadi adalah akibat tekanan tanah lateral yang bekerja pada dinding penahan, yang dihitung untuk kondisi aktif dan pasif, dengan terlebih dahulu menentukan koefisien tekanan tanah. Faktor keamanan terhadap guling (F_{gl}) dihitung dengan membandingkan momen penahan terhadap momen guling, seperti pada Persamaan (6). Pada analisis dinding penahan tanah tipe kantilever, untuk kondisi beban tetap, nilai $F_{gl} = 2,14 \geq 2$ dan untuk kondisi beban sementara diperoleh nilai $F_{gl} = 1,32 \geq 1,1$. Pada analisis dinding penahan tanah tipe gravitasi, untuk kondisi beban tetap, nilai $F_{gl} = 2,41 \geq 2$ dan untuk kondisi beban sementara diperoleh nilai $F_{gl} = 1,98 \geq 1,1$. Faktor keamanan dinding terhadap geser (F_{gs}) dihitung dengan Persamaan (7). Pada analisis dinding penahan tanah tipe kantilever, untuk kondisi beban tetap, diperoleh nilai F_{gs} sebesar $1,56 \geq 1,5$. Untuk kondisi beban sementara, nilai F_{gs} sebesar $1,26 \geq 1,1$. Pada analisis dinding penahan tanah tipe gravitasi, untuk kondisi beban tetap, diperoleh nilai F_{gs} sebesar $1,86 \geq 1,5$. Untuk kondisi beban sementara, nilai F_{gs} sebesar $1,70 \geq 1,1$. Sehingga kedua tipe dinding penahan tanah dianggap aman terhadap resiko penggulingan dan penggeseran untuk kedua kondisi pembebanan. Faktor keamanan terhadap kapasitas dukung

tanah dihitung dengan membandingkan beban ultimit tanah terhadap beban yang bekerja, seperti pada Persamaan (8). Nilai kapasitas dukung ultimit tanah dasar dinding, q_u dihitung dengan Persamaan (9). Pada analisis dinding penahan tanah tipe kantilever, nilai q_u diperoleh 381,34 kN/m². Besar beban total yang bekerja, q dihitung dengan Persamaan (10) dan diperoleh 110,38 kN/m². Maka dengan menggunakan Persamaan (8), diperoleh nilai faktor keamanan tanah dasar dinding kantilever, $F = 3,45 \geq 3$. Pada analisis dinding penahan tanah tipe gravitasi, nilai q_u diperoleh 672,72 kN/m². Besar beban total yang bekerja, q diperoleh 92,97 kN/m². Maka dengan menggunakan Persamaan (8), diperoleh nilai faktor keamanan tanah dasar dinding kantilever, $F = 7,26 \geq 3$. Kapasitas dukung tanah dasar untuk kedua tipe dinding penahan tanah dianggap aman. Dengan demikian, struktur dinding dinyatakan aman terhadap bahaya geser, guling, dan memiliki kapasitas dukung tanah yang memadai.

4.4 Simulasi Numeris

Desain dan analisis stabilitas dinding penahan tanah dilakukan menggunakan perangkat lunak PLAXIS 2D, dengan pendekatan *trial and error* terhadap variasi dimensi dan geometri untuk mencapai nilai faktor keamanan (SF) yang memenuhi standar stabilitas. Penentuan dimensi untuk kedua tipe dinding, yakni tipe kantilever dan gravitasi, mengacu pada ketentuan SNI 8460:2017. Pemodelan dilakukan dalam lima tahap konstruksi (*staged construction*), dimulai dari penggalian awal dan pemasangan dinding kantilever, dengan memperhitungkan beban lalu lintas di atasnya. Tahap selanjutnya meliputi penggalian kedua dan pemasangan dinding gravitasi tahap pertama, diikuti oleh penggalian tahap ketiga dan pemasangan dinding gravitasi tahap kedua. Setelah seluruh sistem penahan selesai, konstruksi bangunan dimodelkan pada tahap akhir. Pemodelan lapisan tanah, peletakan dinding perkuatan dan analisis dinding penahan tanah tipe kantilever dan tipe gravitasi pada PLAXIS 2D ditampilkan pada **Error! Reference source not found.**(a) Pada pemodelan PLAXIS 2D, dinding kantilever didefinisikan sebagai elemen *plate* dan dinding gravitasi sebagai *soil element* dengan parameter beton.

Simulasi pada setiap tahap menunjukkan perubahan nilai SF dan deformasi sebagai respons terhadap bertambahnya beban konstruksi. Pemodelan akhir untuk simulasi numerik ditampilkan pada Gambar 3(b). Nilai SF menurun dari 1,66 pada tahap awal menjadi 1,49 pada Galian Tahap 2, namun kembali meningkat menjadi 1,50 setelah Konstruksi Tahap 2. Meskipun sempat mengalami penurunan, nilai tersebut masih memenuhi batas aman ($SF \geq 1,5$). Total deformasi vertikal meningkat bertahap dari 0,0043 m menjadi 0,0192 m pada tahap akhir, masih dalam batas toleransi maksimum yang direkomendasikan, yaitu ≤ 25 mm atau 0,025 m (Bowles, 1997; Hardiyatmo, 2017). Secara keseluruhan, sistem dinding penahan menunjukkan performa stabil baik dari sisi deformasi maupun stabilitas global. Hasil analisis numeris ini juga memvalidasi perhitungan manual sebelumnya, yang menyatakan bahwa desain telah memenuhi syarat kelayakan teknis dengan nilai $SF \geq 1,5$.



Gambar 3(a) Pemodelan lapisan tanah menggunakan Plaxis 2D; (b) Penempatan dinding penahan tanah dan pembebanannya.

4.5 Kapasitas Dukung Aksial Tiang

Kapasitas dukung aksial total tiang bor dihitung dengan Persamaan (11). Analisis kapasitas aksial tiang bor diameter 30 cm pada kedalaman 12 m berdasarkan data BH-01 dengan jenis tanah kepasiran. Untuk Metode Reese dan Wright (1977) digunakan Persamaan (12)–(15), nilai NSPT yang digunakan juga adalah nilai terkoreksi $(N_1)_{60}$, dengan satuan dalam tsf. Tahanan ujung per satuan luas (f_p) diperoleh sebesar 24,28 tsf. Untuk luas permukaan yang sama, yaitu 0,7 m² yang dikonversi ke 0,76 ft². Nilai kapasitas dukung ujung (Q_p) = 18,46 ton. Untuk tahanan gesek selimut (f_s), digunakan tekanan *overburden* rata-rata dari kedalaman 0 hingga 12 meter diperoleh $f_s = 1,07$ tsf pada kedalaman tinjauan 10–12 m. Dengan luas selimut $A_s = 1,89$ m² yang dikonversi ke 20,28 ft², maka diperoleh nilai $Q_s = 106,94$

ton. Berat sendiri tiang (W_p) dihitung 2,07 ton. Maka, kapasitas ultimit tiang pada kedalaman 12 m untuk Metode Reese dan Wright adalah, $Q_u = 125,4$ ton. Kapasitas ijin tiang (Q_a) dihitung dengan SF = 3, diperoleh 41,8 ton.

Untuk Metode O'Neil dan Reese (1988) digunakan Persamaan (14)–(15), nilai NSPT yang digunakan adalah nilai terkoreksi (N_{I60}) rerata pada kedalaman 12–12,6 m, yaitu 38. Tahanan ujung per satuan luas (f_b) = 2280 kPa, untuk diameter tiang 30 cm diperoleh luasan penampang tiang (A_b) sebesar 0,7 m². Nilai dihitung (Q_b) = 161,16 kN. Untuk tahanan gesek selimut (f_s), digunakan tekanan *overburden* rata-rata dan diperoleh $f_s = 115,08$ kPa pada kedalaman 10–12 m. Dengan luasan selimut, $A_s = 1,89$ m². Maka diperoleh nilai tahanan selimut tiang, Q_s sebesar 216,91 kN. Nilai tahanan gesek selimut tiang merupakan akumulasi seluruh tahanan pada seluruh lapisan tanah diatas kedalaman 12 m, menghasilkan nilai tahanan selimut total, $\Sigma Q_s = 929,65$ kN. Berat sendiri tiang (W_p) dihitung 20,36 kN. Maka, kapasitas ultimit tiang untuk Metode O'Neil dan Reese adalah, $Q_u = 1070,46$ kN atau 107,05 ton. Kapasitas ijin tiang (Q_a) dihitung dengan SF = 3, diperoleh 35,68 ton. Nilai kapasitas tarik tiang, Q_{tr} diambil sebesar 75% dari nilai tahanan geseknya, seperti pada Persamaan (16), maka $0,75 \times Q_s = 697,24$ ton. Untuk tahanan tiang tarik digunakan SF = 5, sehingga besar nilai kapasitas ijin tarik adalah 13,95 ton.

4.6 Penurunan Tiang Tunggal

Penurunan total tiang bor dihitung dengan Persamaan (17). Masing-masing komponen nilai penurunan total dihitung dengan Persamaan (18)–(21). Diperoleh nilai $S_1 = 0,003$ m, $S_2 = 0,009$ m, dan $S_3 = 0,002$ m, sehingga total penurunan tiang (S_{total}) adalah 0,014 m. Perhitungan ini menggunakan nilai-nilai parameter seperti kapasitas daya dukung ujung dan gesek tiang (Q_{wp} dan Q_{ws}), serta faktor koreksi dan luas penampang tiang, dan hasil akhirnya menunjukkan bahwa besar penurunan tiang lebih kecil dari batas penurunan yang diijinkan (< 0,03 m).

4.7 Kapasitas Dukung Lateral Tiang

Kapasitas Dukung Lateral dapat dihitung dengan metode Broms, dimana terdapat dua metode utama yaitu, metode momen dan metode defleksi. Untuk metode momen digunakan Persamaan (22)–(23), diperoleh nilai kapasitas momen lentur ultimit tiang (M_y) = 31,82 kNm. Nilai momen maksimum yang bekerja pada kepala tiang, $M_{max} = 476,815$ kNm, yang lebih besar dari M_y , sehingga tiang dikategorikan sebagai tiang panjang. Gaya lateral ultimit H_u dihitung dari M_y dan karakteristik tanah, menghasilkan $H_u = 72,05$ kN. Metode defleksi dihitung dengan menggunakan Persamaan (24)–(25), diketahui nilai parameter n_i untuk tanah pasir padat adalah 11.779, parameter tiang berupa modulus elastisitas tiang, E_p sebesar 25.742.960 kN/m² dan $I_p = 0,0004$ m⁴, menghasilkan nilai tak berdimensi $\alpha = 1,03$. Nilai $\alpha L = 12,34$ yang menegaskan bahwa tiang adalah tiang panjang. Defleksi maksimal y_o adalah sebesar 0,0064 m. Gaya lateral (H_a) diperoleh sebesar 76,05 kN. Karena hasil H_u dari metode momen lebih kecil, maka digunakan sebagai nilai kapasitas lateral kontrol sebesar 72,05 kN.

5 KESIMPULAN

Secara regional, Kawasan Wisata Vila Kuta di Lombok, Nusa Tenggara Barat, tersusun atas batuan vulkanik tua yang keras dan baik digunakan sebagai tanah dasar untuk fondasi. Penyelidikan tanah di dua titik bor (BH-01 dan BH-02) dilakukan hingga kedalaman 24 m menunjukkan terdapat tiga lapisan dominan, yaitu lava keras, lempung pasir, dan pasir lanauan. Pada lapisan permukaan (0–2 m) terdiri dari material granuler berkepadatan sedang hingga padat, sedangkan pada kedalaman >9 m, lapisan tanah didominasi oleh lava dan breksi yang sangat padat.

Hasil analisis potensi likuifaksi menunjukkan bahwa tidak terdapat indikasi likuifaksi pada kedua titik bor, BH-01 dan BH-02. Metode *Simplified Procedure* menghasilkan nilai faktor keamanan likuifaksi $SF_L \geq 1$ di seluruh kedalaman, yang diperkuat oleh hasil analisis dengan metode LPI dan LSI yang sama-sama bernilai nol. Hal ini menunjukkan bahwa tanah di lokasi penelitian memiliki resiko sangat rendah terhadap likuifaksi.

Dinding penahan tanah yang diaplikasikan adalah tipe kantilever dan tipe gravitasi, yang dianggap aman terhadap resiko geser, guling dan memiliki nilai kapasitas dukung tanah yang memadai untuk kedua kondisi pembebanan. Seluruh nilai keamanan yang dihasilkan lebih dari batas minimal nilai keamanan global, yaitu $SF \geq 1,5$. Analisis numeris dengan program PLAXIS 2D juga diperoleh bahwa struktur stabil secara deformasi. Nilai SF terendah adalah sebesar 1,49, yaitu pada tahap galian kedua yang masih dalam batas aman. Dengan demikian, desain dinding penahan tanah dianggap stabil untuk diterapkan pada proyek di kawasan wisata Vila Kuta, Lombok, Nusa Tenggara Barat.

Kapasitas tiang bor dengan diameter D30, D40, dan D60 memiliki nilai kapasitas yang cukup untuk kedalaman rencana 12 meter. Nilai defleksi tiang rencana lebih kecil dari defleksi izin sebesar 0,0064 meter. Besar nilai penurunan yang terjadi untuk semua variasi tiang kurang dari batas penuruna ijin. Hal ini menunjukkan, tiang

diameter 30 cm sudah aman digunakan dari segi kapasitas, deformasi, dan stabilitas. Kondisi ini dipengaruhi oleh letak muka air tanah yang dalam (25 m) serta nilai NSPT yang tinggi (>50) sejak kedalaman 2 meter, yang mencerminkan kondisi tanah yang padat dan stabil.

REFERENSI

- Abdul Jalil, T. F. (2020). A Study On The Liquefaction Potential In Banda Aceh City After The 2004 Sumatera Earthquake. *International Journal Of Geomate*, 147-155. doi:<https://doi.org/10.21660/2020.65.94557>
- Badan Standardisasi Nasional. (2017). SNI 8460:2017 – Perencanaan Teknis Dinding Penahan Tanah.
- Bowles, J. (1997). *Foundation Analysis and Design* 5th ed. New York: McGraw-Hill.
- Bunaga, I. G. (2022). Existence of Faults that Cause Earthquakes on Lombok Island: A Critical Literature Review. *Jurnal Penelitian Pendidikan IPA*.
- Hardiyatmo, H. C. (2017). *Mekanika Tanah I* Ed. 7. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Ishihara, K. Y. (1981). Case Studies Of Liquefaction In The 1964 Niigata Earthquake. *Japanese Society Of Soil Mechanics And Foundation Engineering*. doi:<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0038080620321296>
- Iwasaki, T. (1981). Liquefaction Potential Evaluation with Use of the Simplified Procedure. *Proceedings: First International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*.
- Iwasaki, T. (1981). Soil Liquefaction Potential Evaluation with Use of the Simplified Procedure. *International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. Retrieved from <https://scholarsmine.mst.edu/icrageesd/01icrageesd/session02/12>
- Iwasaki, T. (1985). Soil Liquefaction Studies In Japan: State Of The Art. *Soil Dynamics And Earthquake Engineering*. doi:10.1016/0267-7261
- Jalil, A. F. (2021). Liquefaction In Palu: The Cause Of Massive Mudflows. *Geoenvironmental Disasters*. doi:<https://doi.org/10.1186/s40677-021-00194-y>
- Nur, O. F. (2010). Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah (Retaining Wall) Akibat Beban Dinamis Dengan Simulasi Numerik. *Jurnal Rekayasa Sipil*. doi:10.25077/jrs.6.2.41-54.2010
- Octaviarini, I. S. (2023). The Mechanism of Rainfall-Induced Landslide Around Railway Tracks in Central Java Province, Indonesia. *INERSIA*. doi:<https://doi.org/10.21831/inersia.v19i2.66835>
- Rahman, M. A. (2020). Analisis Tingkat Potensi Likuifaksi Di Kawasan Underpass Yogyakarta International Airport. *JURNAL REKAYASA SIPIL (JRS-UNAND)*. doi:<https://doi.org/10.25077/jrs.16.2.91-104.2020>
- Seed, H. I. (1970). A Simplified Procedure For Evaluating Soil Liquefaction Potential. *Earthquake Engineering Research Center*.
- Sonmez, H. (2005). A Liquefaction Severity Index Suggested For Engineering Practice. *Environmental Geology*, 862-871. Doi:10.1007/S00254-005-1263-9
- USGS. (2000). *Slope Classification Criteria*. U.S. Geological Survey Guideline.
- Yelvi. (2022). Perbandingan Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Menggunakan Metode Reese & Wright Dan Meyerhof. *Construction And Material Journal*.
- Youd, B. T., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., & Christian, J. T. (2001). Liquefaction Resistance of Soils : Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 817–833.