

METHOD OF IMPROVING SLOPE STABILITY IN ARAH SAMARINDA – BALIKPAPAN KM 60 – 61 JALAN TAHURA BUKIT SOEHARTO KALIMATAN TIMUR

By :
Imam Sudrajad Syaidina
121110017311230

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik
Universitas 17 Agustus 1945 Samarinda

INTISARI

Tanah sebagai material konstruksi sekaligus sebagai tanah pondasi dari suatu konstruksi/struktur seperti bendungan urugan, tanggul sungai, tembok penahan, konstruksi pekerjaan tanah, Gedung dan jembatan, memerlukan suatu persyaratan tertentu baik dari segi kekuatan maupun ekonomis. Untuk meningkatkan stabilitas lereng, ada beberapa metode yang bisa digunakan, salah satunya adalah dengan menggunakan konstruksi dinding penahan tanah. Dinding penahan tanah adalah konstruksi yang berfungsi untuk menahan tekanan tanah lateral yang ditimbulkan oleh tanah dibelakang dinding penahan tanah. Perhitungan tekanan tanah dihitung dengan menggunakan teori Rankine, coulomb dan perhitungan stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas daya dukung tanah dihitung berdasarkan persamaan Hansen dan Vesic berdasarkan data-data karakteristik keteknikan (c dan ϕ). Dinding penahan tanah yang sering digunakan dilapangan, yaitu tipe kantilever. Studi ini bertujuan untuk merencanakan dimensi dinding penahan tanah dan disain konstruksi penulangan. Hasil perhitungan stabilitas dinding penahan tanah menunjukkan bahwa pada ketinggian lereng 5.00 m, angka kemampuan pada tipe kantilever lebih tinggi, baik untuk stabilitas terhadap penggulingan, penggeseran maupun keruntuhan kapasitas daya dukung tanah.

Kata kunci : Stabilitas lereng, dimensi dinding penahan dan disain Konstruksi penulangan.

ABSTRACT

Soil as a construction material as well the foundation from structure or construction such as dams, river embankments, retaining walls, construction work of road, building and bridge, need a specific requirement in terms of side strength and economically. To increase the slope, there are some methods that can be used, one of them is using retaining wall construction. The retaining wall is construction that has a fuction to resist pressure of lateral soil that is surfaced by soil behind the retaining wall. The pressure of soil calculation is conted using rankine, coulomb and also stability calculation concern with the collapse of the soil bearing capacity is counted based on the equation Hensen and Vesic based data engineering characteristic (c and ϕ). Wall are often used in the field, they are cantilever type. This study aimed to project retaining wall dimensions and reinforcement construction design. The result of stability calculations indicate that the retaining wall in height slope was 5.00 m. Numbers cantilever type in higher. This is good for stability toward oventhrow, shifting or collapse of soil bearing capacity.

Keywords: Slope stability, retaining wall dimensions and dimension of reinforcement construction.

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Perkembangan transportasi di kalimatan timur yang semakin meningkat menyebabkan naiknya kebutuhan lahan untuk penggunaan jalan. Hal ini mendorong manusia untuk memanfaatkan setiap lahan yang ada sebaik mungkin, salah satunya di kawasan Jalan Tahura Bukit Soeharto dan berlereng cenderung beragam. Namun untuk mewujudkan transportasi yang aman, nyaman, dan memiliki konstruksi yang awet pada daerah lereng, diperlukan sebuah analisis terhadap tingkat keamanan lereng dalam perencanaannya

Tingkat keamanan suatu lereng dipengaruhi oleh beberapa faktor, diantaranya adalah faktor kemiringan dan beban yang bekerja diatasnya. Kondisi lereng dengan beban yang besar dan kemiringan yang curam dapat menyebabkan terjadinya kelongsoran.

Jalan pada ruas Jalan Tahura Bukit Soeharto Kalimantan Timur KM.60-61. Rawan mengalami kelongsoran. Hal ini tentunya sangat membahayakan pengguna jalan di sekitar lereng sehingga diperlukan solusi yang bisa menjadi alternatif untuk menjadikan lereng tersebut aman dari bahaya longsor. Salah satunya adalah dengan membangun konstruksi perkuatan pada lereng tersebut. Perkuatan tanah pada lereng yang sering dipergunakan sebagai solusi untuk menghindari terjadinya longsor adalah dengan dibangunnya dinding penahan tanah.

1.2 Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah dari perencanaan dinding penahan tanah yang akan lakukan adalah :

1. Bagaimana desain dimensi dinding penahan tanah tipe kantilever untuk penanganan longsoran pada ruas Jalan Samarinda – Balikpapan Km 60 – 61?
2. Bagaimana stabilitas kontruksi dinding penahan tanah untuk penanganan longsoran pada ruas Jalan Samarinda – Balikpapan Km 60 – 61?
3. Bagaimana desain kontruksi beton bertulang dinding penahan tanah untuk penanganan longsoran pada ruas Jalan Samarinda – Balikpapan Km 60 – 61?

1.3 Maksud dan Tujuan

1.3.1 Maksud

Maksud adalah mengetahui metode penanganan longsoran dengan kontruksi dinding penahan tanah tipe kantilever dari struktur beton bertulang di ruas Jalan Samarinda – Balikpapan Km 60 – 61.

1.3.2 Tujuan

1. Untuk mengetahui desain dimensi dinding penahan tipe kantilever untuk penanganan longsoran pada ruas Jalan Samarinda – Balikpapan Km 60 – 61.
2. Untuk mengetahui stabilitas kontruksi penahan tanah untuk penanganan longsoran pada ruas Jalan Samarinda – Balikpapan Km 60 – 61.
3. Untuk mengetahui desain beton bertulang dinding penahan tanah untuk penanganan longsoran pada ruas Jalan Samarinda – Balikpapan Km 60 – 61.

1.4 Batasan Masalah

Untuk membatasi luasnya lingkup pembahasan, maka dalam penelitian ini di berikan batasan masalah sebagai berikut :

1. Jenis konstruksi dinding penahan tanah yang digunakan adalah tipe kantilever dan terbuat dari struktur beton bertulang.
2. Analisa stabilitas dapat terjadi dari kapasitas guling, geser dan kapasitas dukung.
3. Desain penampang dapat terdiri dari dinding Breast Wall dan Pile Cap.
4. Jenis pondasi yang digunakan pada konstruksi dinding penahan tanah adalah pondasi dalam menggunakan tiang pancang beton square.
5. Data tanah yang digunakan sebagai bahan kajian adalah data hasil pengujian dengan kedalaman 9 meter penetrometer test dan sondir.

1.5 Manfaat Penelitian

Manfaat penelitian yang dilakukan terhadap perencanaan dinding penahan tanah di km 60 – 61 jalan Tahura Bukit Soeharto Kalimantan Timur.

1. Untuk mengetahui faktor-faktor aman dari perhitungan stabilitas terhadap penggulingan, penggeseran, dan stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas daya dukung tanah.
2. Untuk mengetahui perhitungan tiang beton pada perencanaan dinding penahan tanah kantilever di 60 – 61 jalan tahura bukit soeharto.

1.6 Sistematika Penulisan

Untuk memudahkan pembahasan serta para pembaca dapat memahami isi skripsi ini, maka dibuat sistematika penulisan sebagai berikut :

DASAR TEORI

2.1 Tanah

Tanah, di dalam terdiri dari campuran butiran-butiran mineral dengan atau tanpa kandungan bahan organik. Butiran-butiran dengan mudah dipisah-pisahkan satu sama lain dengan kocokan air. Tanah berasal dari pelapukan batuan, yang prosesnya dapat secara fisik maupun kimia. Sifat-sifat teknis tanah, kecuali dipengaruhi oleh unsur-unsur luar menjadi penyebab terjadinya pelapukan batuan tersebut.

Istilah-istilah seperti krikil, pasir, lanau dan lempung digunakan dalam teknik sipil untuk membedakan jenis-jenis tanah. Pada kondisi alam, tanah dapat terdiri dua atau lebih campuran jenis-jenis tanah dan kadang-kadang terdapat pula kandungan bahan organik. Material campurannya, kemudian dipakai sebagai nama tambahan dibelakang material unsur utamanya. Sebagai contoh, lempung berlanau adalah Tanah lempung yang mengandung lanau, dengan material utamanya adalah lempung dan seterusnya (Hardiyatmo, 2011).

2.2 Longsoran

Longsoran dapat terjadi pada setiap macam lereng, akibat berat tanah sendiri, ditambah dengan pengaruh yang besar dari rembesan air tanah, serta gaya lain dari luar lereng.

Wesley (1977 : 461) membagi lereng menjadi 3 macam ditinjau dari segi terbentuknya, yaitu :

- a. Lereng alam, yaitu lereng yang terbentuk akibat kegiatan alam, seperti erosi, gerakan tektonik dan sebagainya.
 - b. Lereng yang dibuat manusia, akibat penggalian atau pemotongan pada tanah asli.
 - c. Lereng timbunan tanah, seperti urugan untuk jalan raya.
- Menurut Craig (1989 : 321), gaya-gaya gravitasi dan rembesan (seepage) cenderung menyebabkan ketidakstabilan (instability) pada lereng alami (natural slope), pada lereng yang dibentuk dengan cara penggalian, dan pada lereng tanggul serta bendungan tanah (earth dams).

Ada 3 tipe utama dari kelongsoran tanah seperti pada Gambar 6, yaitu sebagai berikut :

- a. Kelongsoran rotasi (rotational slips), yaitu kelongsoran yang bentuk permukaan runtuh pada potongannya dapat berupa busur lingkaran atau kurva bukan lingkaran.
- b. Kelongsoran translasi (translational slips), cenderung

BAB I Pendahuluan

Pada bab pendahuluan berisikan uraian tentang latar belakang, rumusan masalah, maksud dan tujuan, batasan masalah, dan manfaat penelitian.

BAB II Dasar Teori

Pada bab Dasar teori berisikan uraian tentang sistematis dasar teori yang ada hubungannya dengan skripsi yang dilakukan.

BAB III Metodologi Penelitian

Pada bab metodologi penelitian berisikan uraian tentang penjelasan penelitian cara pengumpulan data dan cara menganalisisnya, serta berikan data-data yang telah didapat baik itu data primer maupun sekunder yang ada hubungannya dalam penulisan Skripsi.

BAB IV Analisa dan Pembahasan

Pada bab ini berisikan uraian tentang bagaimana melakukan pembahasan perhitungan dan menganalisa pekerjaan dari data-data yang telah diperoleh.

BAB V Penutup

Pada bab ini berisikan tentang kesimpulan dan saran yang di peroleh dari hasil pembahasan pada bab - bab sebelumnya sehingga menjadi suatu rangkaian yang sistematis dan mudah dipahami.

terjadi bila lapisan tanah yang berbatasan berada pada kedalaman yang relatif dangkal di bawah permukaan lereng.

Kelongsoran gabungan (compound slips), terjadi bila lapisan tanah yang berbatasan berada pada kedalaman yang lebih dalam. Hal ini umumnya terjadi.

2.3 Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah (DPT) adalah suatu bangunan yang dibangun untuk mencegah keruntuhan tanah yang curam atau lereng yang dibangun di tempat di mana kemantapannya tidak dapat dijamin oleh lereng tanah itu sendiri, dipengaruhi oleh kondisi gambaran topografi tempat itu, bila dilakukan pekerjaan tanah seperti penanggulan atau pemotongan tanah.

Secara umum fungsi dari DPT (Dinding Penahan Tanah) adalah untuk menahan besarnya tekanan tanah akibat parameter tanah yang buruk sehingga longsor bisa dicegah, serta untuk melindungi kemiringan tanah dan melengkapi kemiringan dengan pondasi yang kokoh .

DPT terbuat dari 2 jenis bahan, antara lain :

- Beton (cantilever walls)
- Batu kali (gravity walls)

2.4 Pondasi Tiang

Pondasi tiang adalah suatu konstruksi pondasi yang mampu menahan gaya orthogonal kesumbu tiang dengan jalan menyerap lenturan. Pondasi tiang dibuat menjadi satu kesatuan yang monolit dengan menyatukan pangkal tiang pancang yang terdapat dibawah konstruksi, dengan tumpuan pondasi. (Sosrodarsono dan Nakazawa, 2000).

Pondasi tiang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Pondasi jenis ini dapat juga digunakan untuk mendukung bangunan yang menahan gaya angkat keatas, terutama pada bangunan-bangunan tingkat yang tinggi yang dipengaruhi oleh gaya-gaya penggulingan akibat angin. Tiang-tiang juga digunakan untuk mendukung bangunan dermaga. (Hardiyatmo, 2015).

2.5 Beton

Beton adalah Campuran semen portland atau semen hidrolis lainnya, agregat halus, agregat kasar, dan air, dengan atau tanpa bahan campuran tambahan (admixture). (*SNI Beton 2847-2013*)

METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Lokasi Penelitian

Lokasi penelitian yang ditinjau sebagai penyusunan proposal skripsi ini adalah pada km 60 – 61 Jalan Tahura Bukit Soeharto Samarinda – Balikpapan . Koordinat lokasi penelitian adalah E 501340. N 990441. Panjang penanganan jalan yang akan di bangun dinding penahan tanah tipe kantilever ini adalah 30 m. Dinding penahan tanah ini di mulai dari titik STA 60+00 – STA 60+030.

3.1 Data Penelitian

Pengumpulan data yang dilakukan meliputi data primer dan sekunder, dimana data Sekunder didapat hasil survey pengukuran topografi yang dilakukan pada lokasi perencanaan dan foto dokumentasi lokasi penelitian, sedangkan data Primer berupa data tanah yang didapat dari hasil sondir yang dilakukan instansi Dinas Pekerjaan umum dan instansi perusahaan konsultan yang telah melakukan survey sebelumnya dilokasi tersebut.

3.2.1 Data Sekunder

PEMBAHASAN

4.1 Lokasi Existing

Dilihat dari lokasi tempat penelitian berada di Jalan Tahura Bukit Soeharto Kalimantan Timur Km. 60-61. Lokasi tempat penelitian merupakan jalur utama untuk menghubungkan wilayah Samarinda dengan Balikpapan, oleh karena itu perlu adanya penangan khusus untuk permasalahan longsoran yang mengakibatkan jalur tersebut aman untuk dilalui.

4.2 Lapisan Tanah

Kondisi geologi tanah pada sekitar lokasi perencanaan dikategorikan sebagai tanah lempung/berkohesi. Keadaan ini akan berpengaruh pada kontrol stabilitas terhadap geser dan guling yaitu > 2 .

4.3 Topografi

Dilihat dari data topografi yang ada lokasi berada pada elevasi +129 diatas permukaan laut untuk bahu jalan dan +115 untuk lereng paling bawah.

Gambar 4.1 Kontur tanah asli

4.4. Perencanaan dinding penahan tanah

Perencanaan dinding penahan berlokasi pada ruas jalan pada ruas Jalan Tahura Bukit Soeharto Km. 60-61 Kalimantan Timur dengan tipe kantilever.

4.4.1 Rekapitulasi data

Rekapitulasi data Sondir dan Boring adalah sebagai berikut :

- A. Dari hasil Sondir telah mencapai tanah keras dengan kedalaman 9 meter dan didapat hasil nilai Hambatan Konus (HK) 178.99 kg/cm² serta Jumlah Hambatan Lekat (JHL) 231.11 kg/cm.
- B. Untuk hasil dari pengujian Boring didapat kedalaman 9 meter, terdiri dari 3 jenis lapisan tanah : Dengan 2 meter pertama tanah lempung, 1 meter lapisan batu bara, dan 9 meter terakhir jenis tanah lempung.

Data tanah dari lokasi :

Kohesi (C)	: 2,21	KN/m ²
Sudut geser (φ)	: 34,81°	
Bobot isi tanah (γ s)	: 26,1	KN/m ³
Bobot isi beton (γ c)	: 24,000	KN/m ³
Beban merata (q)	: 10,000	KN

(Sumber : Data terlampir)

4.4.2. Perhitungan stabilitas lereng

Data Sekunder adalah data yang dikumpulkan secara langsung melalui serangkaian kegiatan tes, kegiatan survei atau pengumpulan data yang dilakukan sendiri dengan mengacu pada petunjuk manual yang ada. Data-data primer yang diperlukan untuk melakukan penelitian ini adalah:

1. Data Perencanaan.
 - Gambar Rencana Desain Bangunan
 - Data Material Bangunan Yang di Gunakan
2. 2 Buku Analisa Pondasi 1 dan 2.

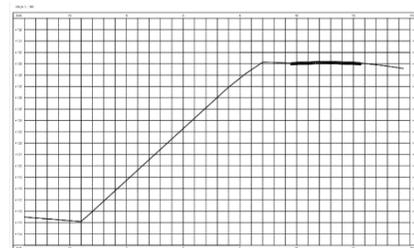
3.2.2 Data Primer

Data Primer adalah data yang diperoleh secara tidak langsung. Dalam penelitian ini data sekundernya adalah:

1. Data Sondir
2. Boring

Dalam perhitungan Stabilitas lereng ini menggunakan metode irisan Fellenius dan menghitung beberapa percobaan.

$$F_s = \frac{\sum I + \sum W_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i} \geq 1$$



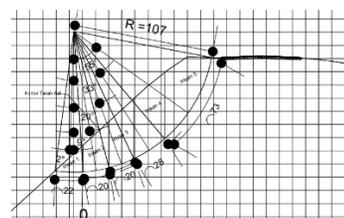
Dimana :

- F_s = Faktor aman stabilitas lereng
- L = Panjang lengkung lingkaran (bidang juring)
- W_i = Luas area x berat jenis tanah (γ_s)
- Φ = Sudut geser
- α_i = Sudut yang dibuat oleh jari - jari lengkungan lingkaran dan garis vertikal melalui pusat gaya berat tiap irisan

Diketahui :

$$\begin{aligned} \gamma_s &= 26,1 \text{ KN/m} \\ \text{Sudut geser} &= 34,81^\circ \end{aligned}$$

- Percobaan



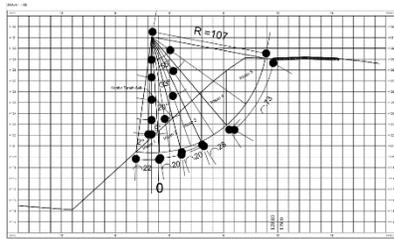
Gambar 4.2 Potongan percobaan stabilitas

$$\left. \begin{array}{l} \text{Luas Area 1} = 2266.3 \text{ m}^2 \\ 2 = 5507.4 \text{ m}^2 \\ 3 = 7694.4 \text{ m}^2 \\ 4 = 11471.4 \text{ m}^2 \\ 5 = 13113.1 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \times 26,2 \text{ KN} = (WT) \left\{ \begin{array}{l} 1 = 59150.43 \text{ KN/m}^2 \\ 2 = 143743.1 \text{ KN/m}^2 \\ 3 = 200823.8 \text{ KN/m}^2 \\ 4 = 299403.5 \text{ KN/m}^2 \\ 5 = 342251.9 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Tabel 4.1. Perhitungan luas irisan Stabilitas lereng percobaan

lo	L	α°	Radians	$\sin \alpha^\circ$	$\cos \alpha^\circ$	WT . Sin α°	WT . Cos α°
1	22	-2	-0.035	-0.035	0.9994	-2064.320	59114.397
2	20	9	0.157	0.156	0.9877	22486.381	141973.423
3	20	20	0.349	0.342	0.9397	68685.799	188712.681
4	28	33	0.576	0.545	0.8387	163066.855	251100.937
5	73	55	0.960	0.819	0.5736	280356.352	196307.631
Σ	163					532531.066	837209.069

Sumber : Hasil analisa, 2018.



Gambar 4.3 Percobaan stabilitas lereng berdasarkan kontur tanah asli

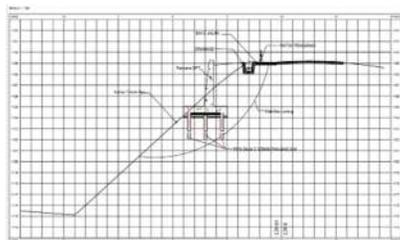
$$F = \frac{\Sigma L + \Sigma WT \cdot \cos \alpha^\circ \cdot \tan \Phi}{\Sigma WT \cdot \sin \alpha^\circ} > 1$$

$$F = \frac{163}{837209.07} \cdot 0.695277$$

$$= \frac{582205.5215}{532531.066}$$

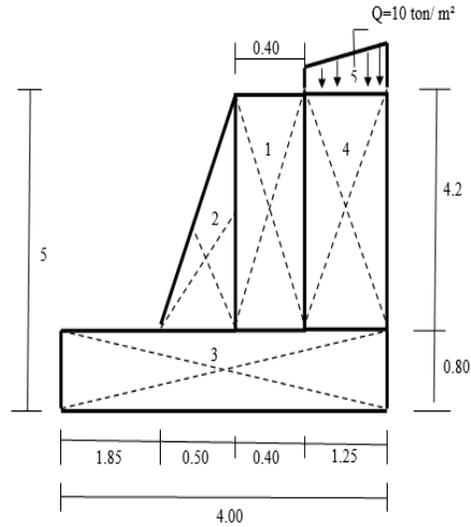
$$= 1.09327992 > 1 \quad \text{Lereng stabil}$$

Untuk hasil percobaan diatas maka dapat digambarkan dan penempatan dinding penahan sebagai berikut :



Gambar 4.4 Analisa penempatan dinding penahan tanah pada kontur tanah

4.5 Analisa struktur dinding penahan type Kantilever
Dinding penahan tanah diasumsikan berbentuk dinding kantilever dengan material beton bertulang. Adapun dimensi rencana dari dinding adalah sebagai berikut :



Gambar 4.5 Potongan Dinding Penahan Tanah

4.5.1 Perhitungan gaya Horizontal (Tekanan Tanah)

A. Perhitungan koefisien tekanan tanah

Karena permukaan tanah urugan datar ($\beta=0$) maka rumus koefisien tekanan tanah dipakai :

$$\alpha = 90.00^\circ$$

$$\delta = \left(\frac{2}{3}\right) \times \varphi = \quad \times 34.81^\circ = 23.207^\circ$$

$$\beta = 0$$

1. Perhitungan koefisien tekanan tanah Aktif Cara Rankine dan Coulomb

Koefisien Tanah Aktif Cara Rankine

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$= \tan^2 \left[45 - \frac{34.81}{2}\right]$$

$$= 0,273$$

Perhitungan Koefisien Tekanan Tanah Aktif Cara Coulomb

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha - \varphi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left(1,00 + \frac{\sqrt{\sin(\varphi - \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}}\right)^2}$$

$$= \frac{\sin^2(90^\circ - 23.207^\circ)}{\sin^2 90^\circ \sin(90^\circ - 23.207^\circ) \left(1,00 + \frac{\sqrt{\sin(34.81^\circ + 23.207^\circ) \cdot \sin(34.81^\circ - 0^\circ)}}{\sqrt{\sin(90^\circ - 23.207^\circ) \cdot \sin(90^\circ + 0^\circ)}}\right)^2}$$

$$= \frac{0.674}{0.919 \left(1,00 + \sqrt{\frac{0.484 \times 0.571}{0.919 \times 1.000}}\right)^2}$$

$$= \frac{0.674}{0.919 (1,00 + 0.726)^2}$$

$$= \frac{0.674}{0.919 \times 2.9785}$$

$$= \frac{0.674}{2.737}$$

$$= 0.246$$

2. Perhitungan koefisien tekanan tanah Pasif Cara Rankine dan Coulomb

Koefisien Tanah Pasif Menurut Rankine

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$= \tan^2\left(45 + 34.81 / 2\right)$$

$$= 2.471$$

$$= 9.76$$

Perhitungan Koefisien Tekanan Tanah Pasif Cara Coulomb

$$K_p = \frac{\sin(\alpha - \phi)^2}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left(1,00 - \frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin \phi + \beta}{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin \alpha + \beta}\right)^2}$$

$$= \frac{\sin(\alpha - \phi)^2}{\sin^2 90^\circ \sin(90^\circ - 23.207^\circ) \left(1,00 - \frac{\sin(34.81^\circ + 23.207^\circ) \cdot \sin 34.81^\circ + \beta}{\sin(90^\circ + 23.207^\circ) \cdot \sin 90^\circ}\right)^2}$$

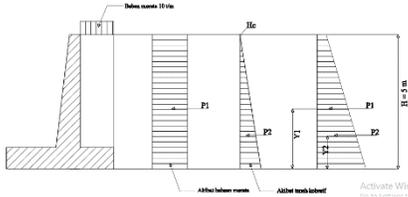
$$= \frac{0.674}{0.919 \left(1,00 - \frac{0.848 \times 0.571}{0.919 \times 1.000}\right)^2}$$

$$= \frac{0.674}{0.919(1,00 - 0.726)^2}$$

$$= \frac{0.674}{0.919 \times 0.0752}$$

$$= \frac{0.674}{0.069}$$

B. Perhitungan tekanan tanah Aktif dan Pasif menurut Rankine dan Coulomb



Gambar 4.6 Diagram tekanan tanah

$$P_a = \frac{1}{2} \times \gamma_s \times H^2 \times K_a - 2C \times H \sqrt{K_a}$$

$$P_{aq} = K_a \times q \times H$$

Tabel 4.2 Akibat beban tanah aktif pada dinding kantilever

Menurut Rankine	Menurut Coulomb
$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot K_a - 2C \cdot H \sqrt{K_a}$ $= 0.5 \times 26.1 \times 25 \times 0.273 - 2 \cdot 2.21 \times 5 \sqrt{0.273}$ $= 89.123 - 11.551$ $= 77.577$	$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot K_a - 2C \cdot H \sqrt{K_a}$ $= 0.5 \times 26.1 \times 25 \times 0.246 - 2 \cdot 2.21 \times 5 \sqrt{0.246}$ $= 80.341 - 10.967$ $= 69.374$

Tabel 4.3 Akibat beban merata pada dinding kantilever

Menurut Rankine	Menurut Coulomb
$P_{aq} = K_a \cdot q \cdot H$ $= 0.273 \cdot 15 \cdot 5$ $= 19.969$	$P_{aq} = K_a \cdot q \cdot H$ $= 0.246 \cdot 15 \cdot 5$ $= 17.925$

Sumber: Hasil analisa, 2018.

Tabel 4.4. Tinggi kritis akibat kohesi

Menurut Rankine	Menurut Coulomb
$H_c = \frac{2C}{\gamma_s \sqrt{K_a}}$ $= \frac{2 \times 2.21}{26.100 \times \sqrt{0.273}}$ $= 0,324$	$H_c = \frac{2C}{\gamma_s \sqrt{K_a}}$ $= \frac{2 \times 2.21}{26.100 \times \sqrt{0.246}}$ $= 0,341$

Sumber: Hasil analisa, 2018.

Dari hasil dari perhitungan diatas dapat dilihat pada tabel sebagai berikut :

Tabel 4.5. Gaya horizontal Rankine

No	Gaya (P) ton	Lengan (Y) m	Momen (Tm)
1	Pa = 77.577	$\frac{1}{2} \times H - H_c = \frac{1}{2} \times 5 - 0,324 = 2,338$	181.375
2	Paq = 13.660	$\frac{1}{2} \times H = \frac{1}{2} \times 5 = 2,500$	34.149
ΣPh	91.237	ΣMh	215,524

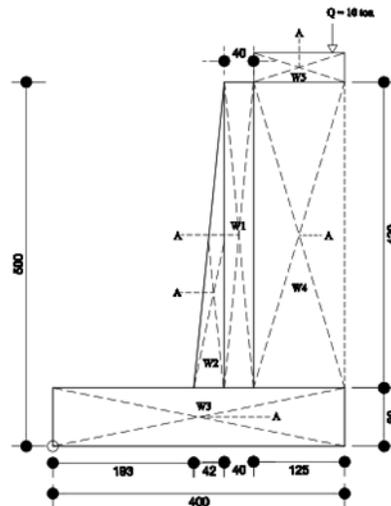
Sumber : Hasil analisa, 2018.

Tabel 4.6. Gaya horizontal Coulomb

No	Gaya (P) ton	Lengan (Y) m	Momen (Tm)
1	Pa = 69,374	$\frac{1}{2} \times H - H_c = \frac{1}{2} \times 5 - 0,341 = 2,329$	161.597
2	Paq = 12.313	$\frac{1}{2} \times H = \frac{1}{2} \times 5 = 2,500$	30.782
ΣPh	81.687	ΣMh	192,379

Sumber : Hasil analisa, 2018.

4.5.2 Perhitungan gaya vertikal (gaya berat)



Gambar 4.7 Berat sendiri struktur

(Berat sendiri Struktur)

$$W_1 = \text{Luas bidang I} \times \text{Berat jenis Beton}$$

$$= 0,4 \times 4,2 \times 24,00$$

$$= 40.32 \text{ ton}$$

$$W_2 = \frac{1}{2} \times \text{Luas bidang II} \times \text{Berat jenis Beton}$$

$$= 0,50 \times 0,50 \times 4,2 \times 24,00$$

$$= 25.20 \text{ ton}$$

W3 = Luas bidang III x t x Berat jenis Beton
 = 4 x 0,8 x 24,00
 = 76,8 ton

Tabel 4.7. Gaya Vertikal Dinding

No	Berat W (k/N)	Jarak Terhadap Titik A (M)	Momen (Wx m) (k/N)
1	40.32	0.4 : 2 + 1.25 = 1.45	58.464
2	25.20	2/3 x 0.8 + 1.85 = 2.38	60.06
3	76.8	4 : 2 = 2.00	153.60
	$\Sigma V = 142.32$	$\Sigma Mx =$	272.12

Sumber : Hasil analisa, 2018.

(Berat sendiri Struktur)

W4 = Luas bidang IV x t x Berat jenis Tanah
 = 1,25 x 4,2 x 26,100
 = 137,03 ton

W5 = q x Luas bidang V
 = 10 x 1,25
 = 12,5 ton

Tabel 4.8. Gaya vertikal Tanah

No	Berat W (k/N)	Jarak Terhadap Titik A (M)	Momen (Wx m) (k/N)
5	137.03	1.25 : 2 + 0.4 + 0.50 + 1.85 = 3.38	462.48
6	12.50	1.25 : 2 + 0.4 + 0.50 + 1.85 = 3.38	42.19
	$\Sigma V = 149.53$	$\Sigma Mx =$	504.66

Sumber : Hasil analisa, 2018.

Maka $\Sigma Pv = \Sigma Pv \text{ Struktur} + \Sigma Pv \text{ Tanah}$
 = 142,32 + 149,53 = **291,85**
 $\Sigma Mx = \Sigma Mx \text{ Struktur} + \Sigma Mx \text{ Tanah}$
 = 272,12 + 504,66 = **776,79**

4.5.3 Cek stabilitas

➤ Terhadap Guling

Tabel 4.9. Terhadap penggulingan

Sumber : Hasil analisa, 2018.

Menurut Rankine	Menurut Coulomb
$F \text{ guling} = \frac{\Sigma Mx}{\Sigma Mh}$ $= \frac{776.79}{215.524}$ $= 3.604 > 2 \text{ (aman)}$	$F \text{ guling} = \frac{\Sigma Mx}{\Sigma Mh}$ $= \frac{776.79}{192.379}$ $= 4.038 > 2 \text{ (aman)}$

➤ Terhadap penggeseran

Tahanan geser pada dinding sepanjang B = 4 m, dihitung dengan menganggap dasar dinding sangat kasar, sehingga sudut gesek $\delta_b = \phi$; dan adhesi $Cd = C$ (kohesi), maka :

$$\Sigma Rh = Cd \times B + \Sigma Pv \times \tan \delta_b$$

$$= 2.21 \times 4.00 + 291.85 \times 0.695$$

$$= 211.76$$

Dimana :

- ΣRh = Tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran
- Cd = Adhesi antara tanah dan dasar dinding
- B = Lebar pondasi
- W = Berat total dinding penahan dan tanah diatas plat pondasi
- δ_b = Sudut geser antara tanah dan dasar pondasi

Tabel 4.10. Terhadap penggeseran

Menurut Rankine	Menurut Coulomb
$F \text{ geser} = \frac{\Sigma Rh}{\Sigma Ph}$ $= \frac{211.76}{91.237}$ $= 2.321 > 2,0 \text{ (aman)}$	$F \text{ geser} = \frac{\Sigma Rh}{\Sigma Ph}$ $= \frac{211.76}{81.687}$ $= 2.592 > 2,0 \text{ (aman)}$

Sumber : Hasil analisa, 2018.

➤ Terhadap keruntuhan kapasitas daya dukung

$$\Sigma Pv = 291,85 \text{ ton}$$

Letak resultan gaya dari titik O

$$qult = C \times Nc + Df \times \gamma \times Nq + 0,5 \times \gamma \times B \times Ny$$

$$Nc = 45,37$$

$$Nq = 32,57$$

$$Ny = 32,94$$

Dari Tabel 3.3 Pondasi ,

HC

$$qult = 2,21 \times 45,37 + 1 \times 26,1 \times 32,57 + 0,5 \times 26,1 \times 4 \times 32,94$$

$$= 2669.813 \text{ KN/m}^2$$

Dimana:

$qult$ = Daya dukung ultimit untuk pondasi memanjang

C = Kohesi tanah

Df = Kedalaman pondasi yang tertanam di dalam tanah

γ = Berat volume tanah

Nc = Faktor daya dukung tanah akibat kohesi tanah

Nq = Faktor daya dukung tanah akibat beban terbagi rata

Ny = Faktor daya dukung tanah akibat berat tanah

Tabel 4.11. Terhadap keruntuhan kapasitas daya dukung

Menurut Rankine	Menurut Coulomb
$X = \frac{\Sigma Mv - \Sigma Mh}{\Sigma Pv}$ $= \frac{776.79 - 215.524}{291.85}$ $= 1.923 \text{ m}$	$X = \frac{\Sigma Mv - \Sigma Mh}{\Sigma Pv}$ $= \frac{776.79 - 192.379}{291.85}$ $= 2,002 \text{ m}$
$e = \frac{B}{2} - X$ $= \frac{4}{2} - 1,923$ $= 0,697 \geq B/6 = 0,583 \text{ OK}$	$e = \frac{B}{2} - X$ $= \frac{4}{2} - 2,002$ $= 0,593 \geq B/6 = 0,583 \text{ OK}$

Sumber : Hasil analisa, 2018.

Tabel 4.12. Perhitungan lebar efektif pondasi (mayerhof)

Menurut Rankine	Menurut Coulomb
$B' = B - 2e$ $= 4 - 2 \times (0,697)$ $= 2,606 \text{ m}$	$B' = B - 2e$ $= 4 - 2 \times (0,593)$ $= 2,814 \text{ m}$

Sumber : Hasil analisa, 2018.

➤ Rankine
 $A' = B' \times 1 = 2,606 \text{ m}^2$

Karena $e < B/6$ maka : $< B/6 = 0,5$

$$q = \frac{\sum P_v}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{\min} = \frac{291,85}{4,00} \left(1 - \frac{6 \times 0,697}{4,00}\right) = -3,320 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = \frac{291,85}{4,00} \left(1 + \frac{6 \times 0,97}{3,80}\right) = 149,242 \text{ kN/m}^2$$

Gaya Horizontal : $H = 91,237 \text{ kN}$

Gaya vertikal : $V = 291,85 \text{ KN}$

Faktor kedalaman (Tabel 3.5b hal.144 Fondasi 1, HC) :

$$d_c = 1 + 0,4 (D/B)$$

$$= 1 + 0,4 (1/4)$$

$$= 1,100$$

$$d_q = 1 + 2 (D/B) \text{ tg } \phi (1 - \sin \phi)^2$$

$$= 1 + 2 (1/4) \text{ tg } 34,81 (1 - \sin 34,81)^2$$

$$= 1,217$$

$$d_\gamma = 1$$

Faktor bentuk $s_q = s_c = s_\gamma = 1$ (fondasi memanjang)
 $p_0 = D_f \times \gamma = 1 \times 26,1 = 26,1 \text{ kN/m}^2$

$$q_{ult} = 2669,813$$

Bila dihitung dengan berdasarkan lebar fondasi efektif , yaitu tekanan fondasi ketanah dasar terbagi rata secara sama, maka :

$$q' = \frac{P_v}{B'} = \frac{291,85}{2,606} = 111,9916 \text{ kN/m}^2$$

➤ Coulomb
 $A' = B' \times 1 = 2,814 \text{ m}^2$

Karena $e < B/6$ maka : $< B/6 = 0,5$

$$q = \frac{\sum P_v}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{\min} = \frac{291,85}{4,00} \left(1 - \frac{6 \times 0,593}{4,00}\right)$$

$$= 8,062 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = \frac{291,85}{4,00} \left(1 + \frac{6 \times 0,593}{4,00}\right)$$

$$= 137,863 \text{ kN/m}^2$$

Gaya Horizontal : $H = 81,687 \text{ kN}$

Gaya vertikal : $V = 291,845 \text{ KN}$

Faktor kedalaman (Tabel 3.5a hal.173 Fondasi 1, HC) :

$$d_c = 1 + 0,4 (D/B)$$

$$= 1 + 0,4 (1/4)$$

$$= 1,100$$

$$d_q = 1 + 2 (D/B) \text{ tg } \phi (1 - \sin \phi)^2$$

$$= 1 + 2 (1/4) \text{ tg } 34,81 (1 - \sin 34,81)^2$$

$$= 1,217$$

$$d_\gamma = 1$$

Faktor bentuk $s_q = s_c = s_\gamma = 1$ (fondasi memanjang)
 $p_0 = D_f \times \gamma = 1 \times 26,1 = 26,1 \text{ kN/m}^2$
 $q_{ult} = 2669,813$

Bila dihitung dengan berdasarkan lebar fondasi efektif , yaitu tekanan fondasi ketanah dasar terbagi rata secara sama, maka :

$$q' = \frac{P_v}{B'} = \frac{291,85}{2,814} = 103,7118 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 4.13. Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung

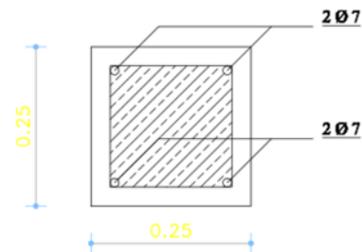
Menurut Rankine	Menurut Coulomb
$F = \frac{q_{ult}}{q^2} = \frac{2669,813}{111,99} \geq 3$ $= 23,8394 \geq 3$ (aman)	$F = \frac{q_{ult}}{q^2} = \frac{2669,813}{103,712} \geq 3$ $= 25,7422 \geq 3$ (aman)

Sumber : Hasil analisa, 2018

4.6 Perhitungan Tiang Pancang Beton Square

4.6.1 Tiang Pancang Beton Square (Segi Empat)

Spesifikasi tiang beon yang akan di gunakan adalah sebagai berikut:



Gambar 4.8 Dimensi tiang pancang square

- Diameter
 $B = 0,250 \text{ m}$
 $H = 0,250 \text{ m}$
- Luas
 $= 0,063 \text{ m}^2$
- Keliling
 $A_k = 1,000 \text{ m}$
- Berat Beton
 $W_s = 2.500 \text{ kN/m}$
- Mutu Beton
 $F_c 40 = 400.000 \text{ kg/cm}^2$
- Panjang rencana pancang $L = 12 \text{ m}$
 Maka, berat sendiri tiang (W_p) yang didapat sebagai berikut :
 - Berat Pancang $12 \text{ m} (W_s \times L) W_p = 30.000 \text{ kN}$
 $\gamma_s = 1.85 \text{ T/m}^3$

4.6.2 Analisa Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

1. Perhitungan Hasil CPT (Cone Penetration Test)

$$qc = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$JHL = 231,11 \text{ kg/cm}$$

$$P_{\text{tiang}} = \frac{A_o \times qc}{sf} + \frac{A_k \times JHL}{sf}$$

$$= \frac{0,063 \times 180}{3} + \frac{100 \times 231,11}{5}$$

$$P_{\text{tiang}} = 3.750 + 4622.200$$

$$= 4625.950 \text{ kg}$$

$$= 462.595 \text{ kN}$$

$$P_{\text{netto}} = P_{\text{tiang}} - W_p$$

$$= 462.595 - 30.000$$

$$= 432.26 \text{ kN}$$

Daya dukung tiang pancang dalam 1 tiang adalah : 563,130 kN

Kontrol tiang pancang 1 baris :

$$F = 8.D+4.D = 2 + 1$$

$$= 3$$

Kontrol keamana diambil daya dukung yang terkecil yaitu pada

$$F = \frac{432.595}{291.85} = 1,48227655 > 3 \text{ Tidak Aman}$$

Tiang Pancang dicoba 2 baris :

$$F = \frac{432.595 \times 2}{291.845} = \frac{865.19}{291.845} = 2.964553 > 3 \text{ Tidak Aman}$$

Tiang Pancang dicoba 3 baris :

$$F = \frac{432.595 \times 3}{291.845} = \frac{1297.785}{291.845} = 4,446829 > 3 \text{ Aman}$$

2. Perhitungan Hasil SPT (Standard Penetration Test)

Kapasitas nominal tiang pancang secara empiris dari nilai N hasil

pengujian SPT menurut mayerhoff dinyatakan dengan :

N = Nilai SPT disekitar 8.D diatas dasar tiang s/d 4.D dibawah

Nb = Nilai SPT rata-rata sepanjang tiang

Ab = Luas penampang tiang (m²)

As = Luas selimut tiang (m²)

Berdasarkan hasil pengujian SPT di peroleh data sebagai berikut :
Tabel 4.14. Hasil pengujian SPT

NO	Kedalaman		Nilai SPT N	L1 (m)	L1 x N
	Z1 (m)	Z2 (m)			
1	0.0	2.0	5.0	2.0	10.0
2	2.0	4.0	13.0	2.0	26.0
3	4.0	6.0	14.0	2.0	28.0
4	6.0	8.0	14.0	2.0	28.0
5	8.0	10.0	56.0	2.0	112.0
				10.0	204.0

Sumber : Hasil analisa, 2018.

$$Nb = \frac{\sum L1 \times N}{\sum L} = \frac{204,0}{10,0}$$

$$= 20,4$$

$$N = \frac{N \cdot 8.D + N \cdot 4.D}{2} = \frac{14,0 + 56,0}{2}$$

$$= 35$$

$$As = Ak \times L$$

No	X	X ²	nx	X ² . nx	Y	Y ²	ny	y ² . nx
1	0.4	0.16	1.6	0.26	0.5	0.25	23	5.75
2	2	4	1.6	6.40	0.5	0.25	23	5.75

$$= 12.00 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{tiang1}} = 38 \times N + Ab \times Nb \times As$$

$$= 38 \times 35 + 0,063 \times 20,4 \times 12,00$$

$$= 1345,3 \text{ kN}$$

$$P_{\text{tiang2}} = 380 \times Nb \times Ab$$

$$= 38 \times 20,4 \times 0,063$$

$$= 484,5 \text{ kN}$$

$$P_{\text{netto}} = P_{\text{maks}} - W_p$$

$$= 484,5 - 30.000$$

$$= 454.500 \text{ kN}$$

Karena prosedur pengujian SPT yang tidak konsisten, hasil hitungan kapasitas dukung tiang tidak begitu akurat oleh karena itu, digunakan perhitungan hasil pengujian sondir yang terkecil untuk perhitungan kapasitas daya dukung tiang yaitu 432,595 kN.

4.6.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok (Pile Group)

Konstruksi dinding penahan sepanjang 35 meter dan Beban vertikal yang bekerja untuk tinjauan 1 meter adalah (Pv) = 10214,575 kN, Maka gaya vertikal menjadi :

$$Pv_{\text{total}} = Pv \times \text{panjang dinding}$$

$$= 291,85 \times 35 \text{ meter}$$

$$Pv_{\text{total}} = 10214,575 \text{ kN}$$

Untuk perhitungan jumlah pancang dapat menggunakan rumus :

$$n_{\text{tiang pancang}} = \frac{Pv_{\text{Total}}}{P_{\text{tiang}}} = \frac{10214,575}{432,595}$$

$$= 23,6123279 \text{ buah}$$

$$= 23 \text{ buah tiang pancang}$$

Jumlah Pancang= 3 x 23

$$= 69 \text{ buah tiang pancang ukuran 12}$$

m.

Perletakan tiang adalah 3 baris memanjang, masing – masing baris berisi 23 tiang (untuk tiang pancang tegak), maka total tiang pancang yang di gunakan adalah :

$$m = \text{jumlah baris} = 3$$

$$n = \text{jumlah tiang dalam 1 baris} = 23$$

$$\theta = \text{arc tan } d/s = 8,881$$

$$d = \text{diameter tiang} = 0,25$$

$$s = \text{jarak antara tiang (as ke as)} = 1,6 \text{ m}$$

Untuk perhitungan efisiensi tiang digunakan perumusan untuk efisiensi tiang dari Converse-Labarre Formula :

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

$$= 1 - \frac{8,881}{90} \left(\frac{(23-1)3 + 3(1)23}{3 \times 23} \right)$$

$$= 1 - (0,0986 \times 1,5791)$$

$$= 0,844 = 84 \%$$

$$Qu_{\text{tiang}} = Eg \times P_{\text{tiang}} \times \text{Jumlah Pancang}$$

$$= 84 \% \times 432,595 \times 69$$

$$= 25196,12 \text{ kN} > 10214,575 \text{ kN} \dots \text{Aman}$$

Gaya maksimum yang dipikul tiang berdasarkan jaraknya adalah sebagai berikut :

Tabel 4.15 Perhitungan ΣX^2 dan ΣY^2 pancang square

3	3.6	0.96	1.6	1.54				
4	5.2	27.04	1.6	43.26				
5	6.8	46.24	1.6	73.98				
6	8.4	70.56	1.6	112.90				
7	10	100	1.6	160.00				
8	11.6	134.56	1.6	215.30				
9	13.2	174.24	1.6	278.78				
10	14.8	219.04	1.6	350.46				
11	16.4	268.96	1.6	430.34				
12	18	324	1.6	518.40				
13	19.6	384.16	1.6	614.66				
14	21.2	449.44	1.6	719.10				
15	22.8	519.84	1.6	831.74				
16	24.4	595.36	1.6	952.58				
17	26	676	1.6	1081.60				
18	27.6	761.76	1.6	1218.82				
19	29.2	852.64	1.6	1364.22				
20	30.8	948.64	1.6	1517.82				
21	32.4	1049.76	1.6	1679.62				
22	34	1156	1.6	1849.60				
23	35.6	1267.36	1.6	2027.78				
				$\Sigma X^2 =$	15923.7	$\Sigma Y^2 =$	11.5	

Sumber : Hasil analisa, 2018.

$$\Sigma X^2 = 15923,71 \text{ m}^2$$

$$\Sigma Y^2 = 11,5 \text{ m}^2$$

$$X \text{ maks} = 35,6 \text{ m}$$

$$Y \text{ maks} = 0,5 \text{ m}$$

$$N_y = 3 \text{ (jumlah baris)}$$

$$n_x = 23 \text{ (jumlah tiang per baris)}$$

$$n = 69 \text{ (buah tiang pancang)}$$

$$M_x = 215,52 \text{ kN/m (momen tegak lurus sumbu X)}$$

$$M_y = 776,77 \text{ kN/m (momen tegak lurus sumbu Y)}$$

$$\Sigma P_v = 10214,58 \text{ kN}$$

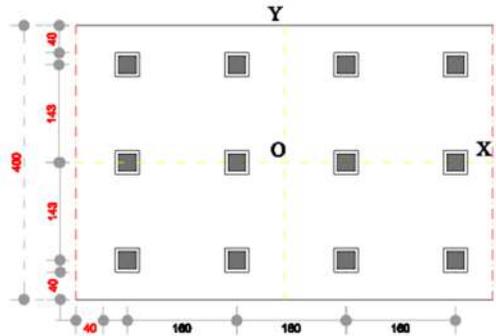
$$P \text{ maks} = \frac{\Sigma P_v}{n} + \frac{M_y \times X_{maks}}{n_y \times \Sigma X^2} + \frac{M_x \times Y_{maks}}{n_x \times \Sigma Y^2}$$

$$= \frac{10214,58}{69} + \frac{776,77 \times 35,6}{3 \times 15923,71} + \frac{252,87 \times 0,5}{23 \times 11,5}$$

$$= 148,0373188 + 0,578865094 + 0,407418$$

$$= 149,024 \text{ kN} < 432,595 \text{ kN} \dots \text{ Aman}$$

Jadi, beban maksimal yang di distribusikan ke satu tiang pancang adalah 149,094 kN < 432,595 kN maka tiang pancang beton square (Segi Empat) dapat digunakan.



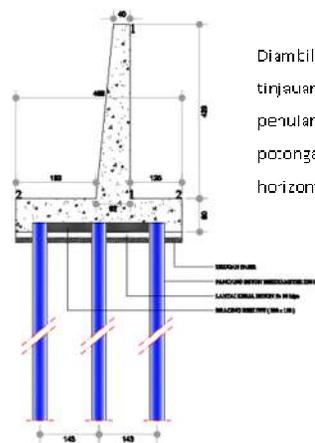
Gambar 4.9 Potongan titik pancang square ΣX^2 dan ΣY^2

4.7 Analisa penulangan dinding penahan

Untuk menahan gaya lentur maka struktur dinding penahan tanah perlu diberi tulangan, tulangan berdasarkan momen ultimit (M_u).

4.7.1 Perhitungan tulangan dinding penahan tanah arah vertikal

Pada potongan ini gaya harus diperhitungkan adalah gaya horizontal maka :



Diambil dua tempat potongan untuk tinjauan momen, Potongan 1-1 untuk penulangan dinding arah vertikal, dan potongan 2-2 untuk penulangan arah horizontal.

Gambar 4.10 Potongan bidang

Diketahui :

A. Desain tulangan lentur untuk bagian vertikal

Tebal dinding (B_b)	= 400 mm
	= 820 mm
Selimut beton (T_s)	= 70 mm
Tebal efektif (d)	= $400 - 70 - 6,5 = 324 \text{ mm}$
Lebar ditinjau (b)	= 1000 mm
Momen Ultimit (M_u)	= 130.852 kNm
D	= 13
D	= 10
F_c	= 25
F_y	= 400

Tulangan yang diperlukan (A_s)

$$R_n = M_u / \phi b d^2$$

$$= 130.852 \times 10^6 / (0.9 \times 1000 \times 324^2)$$

$$= 1.389$$

$$P_{min} = 1.4 / f_y$$

$$= 1.4 / 400$$

$$= 0.0035$$

Karena rasio penulangan lebih kecil dari rasio penulangan minimum

$$\begin{aligned} \text{As-perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0.0035 \times 400 \times 324 \\ &= 452.9 \text{ mm}^2 \\ \text{As-min} &= 0.0015 \cdot b \cdot B_d \\ &= 0.0015 \times 400 \times (400 + 820) : 2 \\ &= 293.07 \text{ mm}^2 \\ \text{Jarak tulangan yang diperlukan} \\ S &= \pi / 4 \cdot \phi^2 \cdot b / \text{As} \\ &= 3.14 / 4 \times 13^2 \times 1000 / 452.9 \\ &= 293.07 \rightarrow 290 \text{ mm} \\ \text{Tulangan horizontal pada dasar dinding sesuai SNI} \\ \text{2847:2013 pasal 14.3.3 adalah :} \\ \text{As-min} &= 0.0020 \cdot b \cdot B_b \\ &= 0.0020 \times 1000 \times 400 \\ &= 800 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 14.3.4 maka luas tulangan dibagi merata jadi dua sisi:

$$\begin{aligned} \text{As} &= 0.5 \cdot \text{As-min} \\ &= 0.5 \times 800 \\ &= 400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi (0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d) \\ &= 0.75 \times (0.17 \times 25 \times 100 \times 324) / 1000 \\ &= 206.23 \text{ kN} > V_u \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \pi / 4 \cdot \phi^2 \cdot b / \text{As} \\ &= 3.14 / 4 \times 10^2 \times 1000 / 400 \\ &= 196.35 \rightarrow 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

B. Desain tulangan lentur untuk bagian horizontal

Tulangan yang diperlukan (As)

Tebal dinding (Bb) = 800 mm

Selimit beton (Ts) = 70 mm

Tebal efektif (d) = 900 - 70 - 9.5 = 721 mm

Lebar ditinjau (b) = 1000 mm

Momen Ultimit (Mu) = 549.156 kNm

D = 19

D = 13

Fc = 25

Fy = 400

$$\begin{aligned} R_n &= \text{Mu} / \phi b d^2 \\ &= 549.156 \times 10^6 / (0.9 \times 1000 \times 721^2) \\ &= 1.175 \\ P_{\text{min}} &= 1.4 / f_y \\ &= 1.4 / 400 \\ &= 0.0035 \end{aligned}$$

Karena rasio penulangan lebih kecil dari rasio penulangan minimum

$$\begin{aligned} \text{As-perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0.0035 \times 800 \times 721 \\ &= 2017.4 \text{ mm}^2 \\ \text{As-min} &= 0.0015 \cdot b \cdot B_d \\ &= 0.0015 \times 800 \times 800 \\ &= 960 \text{ mm}^2 \\ \text{Jarak tulangan yang diperlukan} \\ S &= \pi / 4 \cdot \phi^2 \cdot b / \text{As} \\ &= 3.14 / 4 \times 19^2 \times 1000 / 2017.4 \\ &= 140.54 \rightarrow 140 \text{ mm} \end{aligned}$$

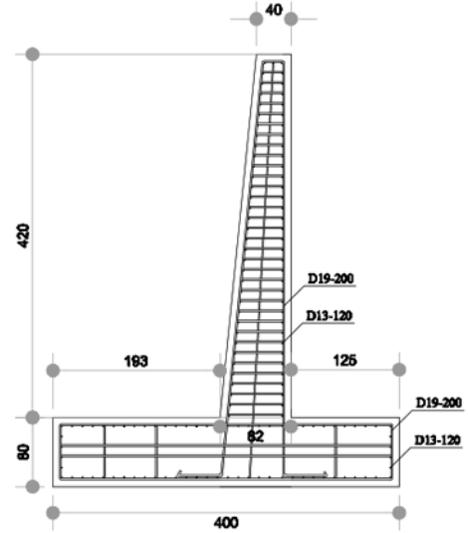
Tulangan horizontal pada dasar dinding sesuai SNI 2847:2013 pasal 14.3.3 adalah :

$$\begin{aligned} \text{As-min} &= 0.0020 \cdot b \cdot B_b \\ &= 0.0020 \times 1000 \times 800 \\ &= 1600 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 14.3.4 maka luas tulangan dibagi merata jadi dua sisi:

$$\begin{aligned} \text{As} &= 0.5 \cdot \text{As-min} \\ &= 0.5 \times 1600 \\ &= 800 \text{ mm}^2 \\ \phi V_c &= \phi (0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= 0.75 \times (0.17 \times 25 \times 100 \times 721) \\ &/ 1000 \\ &= 459.23 \text{ kN} > V_u \\ \text{Jarak tulangan yang diperlukan} \\ S &= \pi / 4 \cdot \phi^2 \cdot b / \text{As} \\ &= 3.14 / 4 \times 13^2 \times 1000 / 800 \\ &= 165.92 \rightarrow 170 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 4.11 Detail penulangan

4.8 Resume Analisa

➤ Kantilever

Tabel 4.16. Rekapitulasi stabilitas terhadap guling pada Kantilever

Menurut Rankine	Menurut Coulomb
$F \text{ guling} = \frac{\sum M_v}{\sum M_h}$ $= \frac{776.77}{215.524}$ $= 3,604 > 2 \text{ (Aman)}$	$F \text{ guling} = \frac{\sum M_v}{\sum M_h}$ $= \frac{776.77}{192,379}$ $= 4,038 > 2 \text{ (Aman)}$

Sumber : Hasil Analisa , 2018.

Tabel 4.17. Rekapitulasi stabilitas terhadap geser pada Kantilever

Menurut Rankine	Menurut Coulomb
$F \text{ geser} = \frac{\sum R_h}{\sum P_h}$ $= \frac{211,75}{91,237}$ $= 2,321 < 2,0 \text{ (Aman)}$	$F \text{ geser} = \frac{\sum R_h}{\sum P_h}$ $= \frac{211,75}{81,687}$ $= 2,592 < 2,0 \text{ (Aman)}$

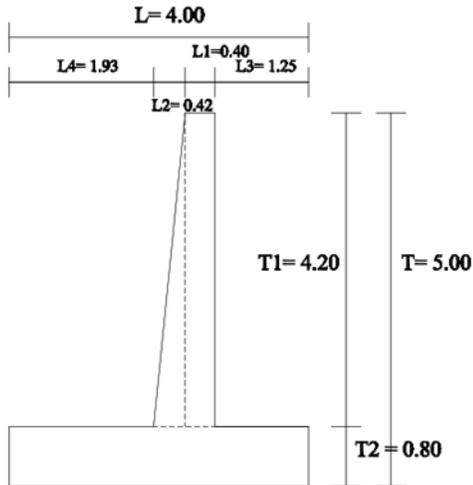
Sumber : Hasil Analisa, 2018.

Tabel 4.18. Rekapitulasi stabilitas terhadap daya dukung lereng pada Kantilever

Menurut Rankine	Menurut Coulomb
$F = \frac{q_{ult}}{q'} = \frac{2669,813}{111,99} = 23,85$ $= 23,85 > 3 \text{ (Aman)}$	$F = \frac{q_{ult}}{q'} = \frac{2669,813}{103,712} = 25,74$ $= 25,74 > 3 \text{ (Aman)}$

Sumber : Hasil Analisa, 2018.

Rencana desain dimensi dinding penahan tanah tipe kantilever



Gambar 4.12 Potongan Dinding Penahan Tanah

Tabel 4.18. Desain dimensi dinding penahan tanah tipe Kantilever

Notasi	Dimensi (m)
P =	3.50

Notasi	Dimensi (m)
L =	4.00
L1 =	0.4
L2 =	0.42
L3 =	1.25
L4 =	1.93

Notasi	Dimensi (m)
T =	5.00
T1 =	4.20
T2 =	0.80

Sumber : Hasil Analisa, 2018.

PENUTUP

5.1. Kesimpulan

Dari hasil metode perbaikan stabilitas dinding penahan Kantilever di peroleh hasil sebagai berikut :

1. Pada tipe Kantilever Metode Rankine nilai stabilitas gaya terhadap guling sebesar $3,604 \geq 2$ (Aman), stabilitas terhadap geser sebesar $2,592 \geq 2$ (Aman), dan stabilitas keruntuhan sebesar $25,7426 \geq 3$ (Aman).
2. Untuk hasil desain dimensi dinding penahan tanah tipe kantilever $P = 35$ m, $L = 4.00$ m, $L1 = 0.40$ m, $L2 = 0.42$ m, $L3 = 1.25$ m, $L4 = 1.93$ dan $T = 5.00$ m, $T1 = 4.20$ m, $T2 = 0.80$ m.
3. Untuk hasil analisa tiang pancang terhadap tipe kantilever didapat nilai $1,482 \geq 3,6$ (Tidak aman) untuk individu , dan pada posisi tiang pancang kelompok 3 baris didapat nilai $4,446 \geq 3$ (Aman), pada

baris individu untuk setiap baris menggunakan 23 buah tiang pancang dengan keseluruhan menggunakan sebanyak 69 tiang pancang berdiameter 25 cm yang masing – masing berjarak 1,60 m dan berjarak 1,43 m untuk setiap as-nya.

5.2. Saran

Saran yang diberikan penulis semoga dapat menjadi saran yang membangun :

1. Pada dinding penahan tanah type Kantilever perlu diperhatikan pada dua bagian yang berfungsi sebagai kantiliver pada telapak agar kontruksi mampu menahan terhadap tekanan tanah yang bekerja.
2. Pada jumlah tiang pancang harus sesuai dengan analisa perhitungan yang ada untuk mengurangi pemborosan saat pekerjaan.
3. Agar analisa lebih mendekati keadaan sebenarnya, hendaknya data-data pendukung terutama uji tanah di perbanyak.

DAFTAR PUSTAKA

- Bowles, J.E. (1996), foundation analysis and Design , McGraw-Hill Kogakusha, Ltd., Tokyo, Japan.
- FHWA. (2006), Soil and Foundations - Refrences Manual - Volume II, FHWA NHI-06-089, U.S. Dep. Of Transportatiton, Washington, DC.
- Analisis dan Perancangan Fondasi II – Edisi III, LPPM-UGM
- Hansen, J.B. (1961), The Ultimate Resistance of Rigid Piles Againts Transversal Forces, Danis Geotechnical Institute, Bulletin No.12, Copenhagen, pp.5-9
- SNI-03-2827, (2008) , Cara Uji Penetrasi Lapangan dengan Alat Sondir, Departeman Pekerjaan Umum Republik Indonesia
- Hary Christady Hardiyatmo, TEKNIK PONDASI 1 edisi ke-2 penerbit “BETA OFFSET” 2002
- Hary Christady Hardiyatmo, TEKNIK PONDASI 2 edisi ke-2 penerbit “BETA OFFSET” 2002
- Tambunan, J. (2012) , Studi Analisis Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang, Jurnal Rancang Sipil, Universitas Simalungun..
- Das, Braja M.2007. Principles of Foundation Engineering Sixth Edition. Chris Carson : United States.
- Setiawan,Aguus. 2016. Perancangan Struktur Beton bertulang Berdasarkan SNI 2847:2013 Erlangga: Jakarta.