BAB V

PEMBAHASAN

5.1 Data Tanah

Data tanah yang digunakan merupakan data sekunder yang didapat dari penelitian sebelumya dan perusahaan kontraktor yang membangun diatas lereng tersebut, data yang digunakan diambil dari kampung Gondolayu, Kecamatan Jetis, Kota Yogyakarta, Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta. Berikut data properties tanah disajikan dalam Tabel 5.1.

| LAPIS TANAH | с | φ | γ (KN/m3) |
|-------------|---|-----------|-----------|
| LAPIS I | 0 | 50 | 22 |
| LAPIS II | 0 | 48 | 21 |
| LAPIS III | 0 | 41 | 18 |
| LAPIS IV | 0 | 33 | 17 |
| LAPIS V | 0 | 42 | 18 |
| LAPIS VI | 0 | 48 | 21 |

Tabel 5.1 Data Properties Tanah

Sumber : Kunarso, 2015

Pada Gambar 5.1 di bawah ini merupakan kondisi eksisting lereng dengan ketinggian 19 m.



Gambar 5.1 Kondisi Lereng Saat Ini

5.2 Pembebanan

Pada tahap pembebanan tugas akhir ini, dimulai dengan mengetahui koefisisan percepetan gempa di wilayah Kota Yogyakarta dan menghitung berat bangunan diatas lereng menggunakan software *SAP2000*.

5.2.1 Beban Gempa

Data gempa yang digunakan merupakan peta zonasi gempa yang diperoleh dari SNI 1726:2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung. Data tersebut digunakan untuk menghitung pengaruh beban gempa terhadap lereng di daerah tersebut.Peta zonansi gempa pada Gambar 5.2 didapat nilai percepatan untuk daerah Yogyakarta yaitu sebesar 0,3 hingga 0,4g. Digunakan percepatan nilai 0,4g yang akan dimasukan dalam perhitungan.



Gambar 5.2 Peta Zonasi Gempa (Sumber : SNI 1726:2012)

5.2.2 Beban Berat Bangunan

Bangunan yang berada diatas lereng merupakan bangunan baru yang berupa rumah toko dua lantai. Berat bangunan digunakan untuk di input dalam pemodelan lereng. Berat bangunan dapat dicari dengan pemodelan dengan bantuan software SAP2000. Gambar pemodelan dapat dilihat pada Gambar 5.3 dan berat bangunan tersebut sebesar 4406,58 KN dapat dilihat pada Gambar 5.4.



Gambar 5.3 Pemodelan SAP2000

| Group | s 3 - Masses and Weigł | nts | | | | |
|----------|------------------------|---------------------|------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| File \ | View Format-Filter-So | ort Select (| Options | | | |
| Units: . | As Noted | | | | Groups 3 - | Masses and Weigl |
| | | | | | | |
| | GroupName Text | SelfMass KN-s2/m | SelfWeight KN | TotalMassX KN-s2/m | TotalMassY KN-s2/m | TotalMassZ KN-s2/m |
| ► | ALL | 449.35 | 4406.586 | 449.35 | 449.35 | 449.35 |

Gambar 5.4 Masses and Weight Building

5.3 ANALISIS PROGRAM

Analisis pada tugas akhir ini menggunakan program *slope/W* untuk mengitung nilai *SF* lereng yang akan di modelkan dengan menggunakan metode bishop dan menggunakan program *sigma/W* untuk mencari deformasi tanah yang terjadi. Langkah-langkah pengoprasian program dijelaskan dengan menggunakan bagan alir yang dapat di lihat pada Gambar 5.5 dan 5.6.





Gambar 5.5 Bagan Alir Slope/W



Gambar 5.6 Bagan Alir Sigma/W

5.4 HASIL ANALISIS

5.4.1 Hasil Analisis Lereng Eksisting

Pengumpulan data dan pemodelan menggunakan *software geoslope/w* selanjutnya dilakukan analisis perhitungan untuk mengetahui nilai faktor keamanan (*SF*) tanah dan bidang kelongsoran lereng, untuk analisis stabilitas lereng eksisting dibagi menjadi dua yaitu menghitung faktor keamanan (*SF*) dengan berat sendiri lereng dan menghitung faktor keamanan (*SF*) dengan berat sendiri ditambah dengan beban gempa.

Pemodelan lereng yang sudah dianalisis dengan software *geoslope/w* ditunjukan pada Gambar 5.7 berat sendiri dan Gambar 5.8 beban gempa.



Gambar 5.7 Hasil Analisis Lereng dengan Berat Sendiri



Gambar 5.8 Hasil Analisis Lereng dengan Beban Gempa

Hasil perhitungan *geoslope/W* untuk analsisis lereng dengan berat sendiri mendapatkan faktor keamanan sebesar (SF) 1,118 sedangkan analisis lereng dengan berat sendiri ditambah dengan beban gempa mendapatkan faktor aman (SF) sebesar 0,564. Setelah analisis menggunakan software *geoslope/W* selesai, selanjutnya analisis menggunakan *software sigma/W*. Analisis menggunakan software sigma/W ini bertujuan untuk mencari deformasi tanah akibat gaya-gaya yang mempengaruhi lereng tersebut. Berikut analisis menggunakan *software sigma/W* dapat dilihat pada Gambar 5.9 dan 5.10.



Gambar 5.9 Deformasi Tanah pada Lereng Eksisting Beban Non Gempa



Gambar 5.10 Deformasi Tanah pada Lereng Eksisting Beban Gempa

Deformasi tanah yang di tinjau tiap satu meter dari ketinggian lereng 21 meter, diambil sampel untuk mngetahui perpindahan tanah arah X. . Deformasi tanah yang terjadi pada potongan A-A non gempa perpindahan terkecil terjadi pada kedalaman 1 meter terjadi perpindahan sebesar 0,0036 meter, perpindahan tertinggi

terjadi pada kedalaman 10 meter terjadi perpindahan 0,059 meter. Potongan A-A gempa terjadi perpindahan terkecil pada kedalam 1 meter terjadi perpindahan 0,036 meter dan perpindahan terbesar terjadi pada kedalaman 20 meter terjadi perpindahan sebesar 0,24 meter. Deformasi tanah yang terjadi pada potongan B-B gempa perpindahan terkecil terjadi pada kedalaman 2 meter terjadi perpindahan sebesar 0,59 meter, perpindahan tertinggi terjadi pada kedalaman 19 meter terjadi pada kedalaman 1,04 meter. Potongan B-B non gempa perpindahan terbesar terjadi pada kedalaman 17 meter terjadi perpindahan sebesar 0,032 meter. Deformasi tanah yang terjadi pada potongan C-C non gempa perpindahan terkecil terjadi pada kedalaman 2 meter terjadi perpindahan sebesar 0,094 meter, perpindahan tertinggi terjadi pada kedalaman 9 meter terjadi perpindahan 0,099 meter. Potongan C-C gempa perpindahan terjadi perpindahan terbesar terjadi perpindahan terbesar terjadi pada kedalaman 2 meter terjadi perpindahan terbesar 0,032 meter. Potongan C-C gempa perpindahan terjadi perpindahan terbesar terjadi pada kedalaman 2 meter terjadi perpindahan terbesar terjadi pada k



Gambar 5.11 Grafik Lateral Displacement Tanah A-A B-B C-C Pada Lereng Eksisting Non Gempa dan Gempa

5.4.2 Analisis Lereng dengan Perkuatan Dinding Kantilever

Analisis lereng dengan menggunakan perkuatan kantilever dapat dilakukan setelah menghitung dan mengetahui demennsi, stablitas eksternal dan internal katilever yang akan di gunakan sebagai pemodelan *geoslope/W* dan *sigma/W*. Pemaparan perhitungan dimensi kantilever adalah sebagai berikut.



Gambar 5.12 Perhitungan Dimensi Kantilever

(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

$$H = 10m$$

$$B = 0,4 - 0,7 \text{ H, digunakan } 0,6 \text{ H} = 6m$$

$$D = H/12 - H/10, \text{ digunakan } H/10 = 1m$$

$$B/3 = 2m$$

$$X = B - B/3 - D$$

$$X = 6 - 2 - 1 = 3m$$

Setelah mendapatkan nilai dimensi dinding kantilever yang dapat di lihat pada Gambar 5.12 selanjutnya dilakukan perhitungan stabilitas internal yang meliputi: stabiltas terhadap geser, stablitas terhadap guling dan stabilitas terhadap daya dukung tanah.



Gambar 5.13 Dimensi Kantilever Yang Digunakan

Data awal untuk perhitungan stabilitas eksternal dan Internal

Tanah 1 $\emptyset 1=48$ $\gamma I = 21 \text{ KN/m}^3$ Tanah 2 $\emptyset 2=41$ $\gamma 2 = 18 \text{ KN/m}^3$ $\gamma beton = 24 \text{ KN/m}^3$ q diatas timbunan 30 KN/m²

Hitungan gaya vertikal dan momen terhadap kaki depan (titik O) dapat dilihat pada Gambar 5.14 dan Tabel 5.2.



Gambar 5.14 Gaya Vertikal dan Momen Terhadap Titik O

| No | Berat W | Jarak | Momen Ke O |
|----|-------------------------|-------|--------------|
| | (KN) | (m) | (KN.m) |
| 1 | 0,5 . 9 . 24 = 108 | 2,75 | 297 |
| 2 | 0,5 . 0,5 . 9 . 24 = 54 | 2,33 | 125,82 |
| 3 | 1.3.24 = 72 | 4,5 | 324 |
| 4 | 3.9.21 = 567 | 4,5 | 2551,5 |
| q | 3.30 = 90 | 4,5 | 405 |
| | $\Sigma W= 891$ | | ΣMw= 3703,32 |

Ka = $\tan^2 (45 - \emptyset/2)$ Ka = $\tan^2 (45 - 48/2) = 0.14$ Hitungan tekanan tanah aktif dan momen terhadap titik O dapat dilihat pada Gambar 5.15 dan Tabel 5.3.



Gambar 5.15 Tekana Tanah Aktif dan Momen Terhadap Titik O

 $Pa \ 1 = 0,5 \ . \ H^2 \ . \ Ka \ . \ \gamma$ $Pa \ 2 = \ q \ . \ H \ . \ Ka$

| No | Tekanan Tanah | Jarak | Momen Ke O |
|----|-------------------|-------|-----------------------|
| | Aktif (KN) | (m) | (KN.m) |
| 1 | 0,5.10.10.21. | 3,33 | 489,51 |
| | 0,14 = 147 | | |
| 2 | 30.10.0,14 = 42 | 5 | 210 |
| | $\Sigma pa = 189$ | | Σ Mgl = 699,51 |

Tabel 5.3 Perhitungan Tekanan Tanah Aktif dan Momen terhadap Titik O

Stabilitas terhadap penggeseran

Tahanan geser pada dinding sepanjang B = 6m, dihitung dengan menganggap dasart dinding sangat kasar, sehingga sudut gesek $\delta b = \emptyset$ dan cohesi cd = c.

 $Rh = cd \cdot B + \Sigma W \tan \delta b$ $Rh = 0 + 891 \tan 41$ Rh = 774, 53 KN/m

Fgs = $\Sigma Rh / \Sigma pa$ Fgs = 774,53/189 = 4,09 > 2 (OK!)

Stabilitas terhadap Penggulingan

 $Fgl = \Sigma W / \Sigma Mgl$ Fgl = 3703,32 / 699,51 = 5,29 > 2 (OK!)

Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah

Dalam hai ini akan digunakan persamaan Hensen. Pada hitungan dianggap fondasi terletak di permukaan.

$$Xe = \frac{\Sigma Mw - \Sigma Mgl}{\Sigma W}$$

$$Xe = \frac{3703,32 - 699,51}{891}$$

$$Xe = 3,371$$

$$E = B/2 - Xe$$

$$E = 6/2 - 3,371 = -0,371 < 1$$

Gaya horizonta H=189 KN, gaya vertikal V = 891, Ø=41 dari tabel Hansen dan Vesic didapat nilai Nc= 83,86 ,Nq= 73,90 ,N γ = 95,05 untuk menghitung faktor kemiringan beban .

$$iq = [1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A'Ca \ ctg \ \phi}]^{5}$$
$$iq = \left[1 - \frac{0.5 \cdot 189}{891}\right]^{5} = 0.6$$

$$ic = \frac{iq - (1 - iq)}{Nc \tan \emptyset}$$

$$ic = \frac{0.6 - (1 - 0.6)}{107,67 \tan 41} = 0,002$$

$$i\gamma = [1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A'Ca \, ctg \, \phi}]^{5}$$

$$i\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot 189}{891}\right]^5 = 0.44$$

$$qu = ic .c . Nc + i\gamma .0.5 B . \gamma 2 .N\gamma$$
$$qu = 0 + 0.44 . 0.5 . 6 . 18 . 133.04$$
$$qu = 2258.388 \text{ KN/m}^2$$

Tekanan Pondasi ketanah dasar terbagi merata $\label{eq:result} q' = V/B$ $\label{eq:result} q' = 891 \ / \ 6 = 148,5 \ KN/m^2$

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah

Stabilitas Internal

Beton 25 Mpa = 25000 KN/ m² Baja 300 Mpa = 300000 KN/ m²

Hitungan gaya vertikal dan momen aktif terhadap titik C dapat dilihat pada Gambar 5.16 dan Tabel 5.4



Gambar 5.16 Gaya Vertikal dan Momen aktif Terhadap Titik C

| Tabel 5.4 Perhitunga | n Gava | Vertikal | dan | Momen | aktif | terhadap | Titik | С |
|------------------------|--------|-----------|-----|--------|-------|----------|-------|---|
| 1 aber 5.4 I er meunga | n Gaya | v ci unai | uan | wiomen | anun | unauap | IIIIN | C |

| No | Tekanan Aktif | Jarak | Momen Ke C |
|----|--------------------|-------|---------------------|
| | (KN) | (m) | (KN.m) |
| 1 | 0,5. 9 .24. 0,14 = | 4,5 | 68,4 |
| | 15,2 | | |
| 2 | 9 .30 .0,14 = 37,8 | 3 | 113,4 |
| | | | Σ Ma = 181,8 |

Hitungan gaya vertikal dan momen pasif terhadap titik C dapat dilihat pada Gambar 5.17 dan Tabel 5.5



Gambar 5.17 Gaya Vertikal dan Momen pasif Terhadap Titik C

Tabel 5.5 Perhitungan Gaya Vertikal dan Momen Pasif terhadap Titik C

| No | Tekanan Aktif | Jarak | Momen Ke C | | | |
|------------------------|--------------------|-------|-----------------------|--|--|--|
| | (KN) | (m) | (KN.m) | | | |
| 1 | 0,5 .0,5 9. 24= 54 | 2,75 | 148,5 | | | |
| 2 | 0,5 .9 .14 =108 | 2,33 | 251,64 | | | |
| | $\Sigma V = 162$ | | $\Sigma Mp = 400, 14$ | | | |
| $\Sigma Ma - \Sigma N$ | ΣΜα-ΣΜη | | | | | |

$$Xe = \frac{2Ma - 2Mp}{\Sigma V}$$
$$Xe = \frac{400,14 - 181,8}{162} = 1,34$$

$$e = Xe - b/2$$

 $e = 1,34 - 3/2 = -0,16$

Tinjauan desak

$$\sigma \, desak = \frac{\Sigma V}{b.1} + \frac{\Sigma M p - \Sigma M a}{W} \le \sigma \, desak \, bahan$$

$$\sigma \, desak = \frac{162}{6.1} + \frac{400,14 - 181,8}{\frac{1}{6}.6^2} = 63,39 < 25000 \; (OK!)$$

Tinjauan tarik

$$\sigma tarik = \frac{\Sigma V}{b.1} - \frac{\Sigma M p - \Sigma M a}{W} \le \sigma tarik bahan$$

$$\sigma tarik = \frac{162}{6.1} - \frac{400,14 - 181,8}{\frac{1}{6}.6^2} = 9,38 < 300000 \ (OK!)$$

Setelah mengitung stabilitas eksternal dan internal pada dari kantilever tersebut, selanjutnya melakukan pemodelan dan analisis menggunakan software *geoslope/W*. Analisis ini dibedakan menjadi dua yaitu mencari faktor keamanan (*SF*) dengan berat sendiri dan faktor keamanan (*SF*) dengan beban gempa. Untuk pemodelan dengan perkuatan kantilever dapat dilihat pada Gambar 5.18.



Gambar 5.18 Perkuatan Lereng Dengan Kantilever

Setelah pemodelan selesai makan analisis menggunakan software *geoslope/W* dapat dilakukan. Angka keamanan (*SF*) dari hasil analisis dengan berat sendiri didapatkan sebesar 2,639 dan Angka keamanan dengan berat sendiri ditambah dengan beban gempa didapatkan sebesar 1,789. Untuk lebih jelas dapat dilihat pada Gambar 5.19 berat sendiri dan 5.20 dengan beban gempa.



Gambar 5.19 Hasil Analisis Dinding Katilever Dengan Berat Sendiri





Setelah analisis menggunakan software *geoslope/W* selesai, selanjutnya analisis menggunakan *software sigma/W*. Analisis menggunakan software sigma/W ini bertujuan untuk mencari deformasi tanah akibat gaya-gaya yang mempengaruhi lereng tersebut. Berikut analisis menggunakan *software sigma/W* dapat dilihat pada Gambar 5.21 dan 5.22



Gambar 5.21 Deformasi Tanah pada Dinding Kantilever Beban Non Gempa



Deformasi tanah yang di tinjau tiap satu meter dari ketinggian lereng 21 meter, diambil sampel untuk mngetahui perpindahan tanah arah X. . Deformasi tanah yang terjadi pada potongan A-A non gempa perpindahan terkecil terjadi pada kedalaman 1 meter terjadi perpindahan sebesar 0,0036 meter, perpindahan tertinggi terjadi pada kedalaman 9 meter terjadi perpindahan 0,0159 meter. Potongan A-A gempa terjadi perpindahan terkecil pada kedalam 5 meter terjadi perpindahan 0,21 meter dan perpindahan terbesar terjadi pada kedalaman 17 meter terjadi perpindahan sebesar 0,7 meter. Deformasi tanah yang terjadi pada potongan B-B non gempa perpindahan terkecil terjadi pada kedalaman 5 meter terjadi perpindahan sebesar 0,0134 meter, perpindahan tertinggi terjadi pada kedalaman 17 meter terjadi perpindahan 0,055 meter. Potongan B-B gempa perpindahan terjadi lebeh besar perpindahan pada kedalam 5 meter terjadi perpindahan 0,04 meter dan perpindahan terbesar terjadi pada kedalaman 17 meter terjadi perpindahan sebesar 0,8 meter. Deformasi tanah yang terjadi pada potongan C-C non gempa perpindahan terkecil terjadi pada kedalaman 2 meter terjadi perpindahan sebesar 0,096 meter, perpindahan tertinggi terjadi pada kedalaman 9 meter terjadi perpindahan 0,088 meter. Potongan C-C gempa perpindahan terjadi lebeh besar perpindahan pada kedalam 3 meter terjadi perpindahan 0,011 meter dan perpindahan terbesar terjadi pada kedalaman 8 meter terjadi perpindahan sebesar 0,005 meter. Untuk memperjelas grafik perpindahan dapat dilihat pada Gambar 5.23.



Gambar 5.23 Grafik Lateral Displacement Tanah A-A B-B C-C Pada Dinding Kantilever Non Gempa dan Gempa

5.4.3 Analisis Lereng dengan Perkuatan Sheet pile

Perhitungan analisis dinding turap ini sebagai pembanding dengan analisis dininding kantilever. Perkuatan dinding turap ini direncanakan perkuatan turap dengan menggunakan bahan beton *precast* tipe W-600 A 1000 dan W-600 B 1000, karena bahan beton *precast* sangat umum digunakan untuk bangunan permanen dan mudah pemasangannya keuntungan menggunakan menggunakan bahan beton *precast* adalah sebagai berikut:

- 1. dibuat dengan kualitas dan kuat tekan beton yang tinggi,
- 2. bebas korosi,
- 3. mudah dalam pemasangan,
- 4. dibuat dengan ukuran yang presisi, dan
- 5. bisa dibuat menjadi dinding kedap air.

Untuk menganalisis perkuatan dinding turap menggunakan software *goeslope/W* perlu mengetahui nilai kedalaman penetrasi turap (D1). Estimasi awal nilai kedalaman penetasi turap dapat dilihat pada tabel 5.6.

| Kerapatan relatif (Dr) | Nilai N-SPT | Kedalaman penetrasi turap (D) | | |
|------------------------|-------------|-------------------------------|--|--|
| Sangat Padat | >50 | 0,75 H | | |
| Padat | 31-50 | 1,00 H | | |
| Sedang | 11-30 | 1,25 H | | |
| Tidak padat | 5-10 | 1,50 H | | |
| Sangat tidak padat | 0-4 | 2,00 H | | |
| Sumber Teng 1962 | | | | |

Tabel 5.6 Estimasi Kedalaman Turap dalam Tanah Granuler

Sumber : Teng, 1962

Dari Tabel 5.6 diatas lapis tanah untuk penetrasi turap mempunyai nilai N-SPT > 50 maka estimasi kedamalam turap yaitu 0,75H, dengan nilai H=12m maka estimasi kedalaman turap yaitu 9m. Nilai estimasi tersebut belum dapat dijadikan sebaigai acuan dikarenakan untuk mendapatkan nilai yang lebih pasti untuk kedalaman penetrasi turap dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

| LAPIS TANAH | с | arphi | γ (KN/m3) |
|-------------|---|-------|-----------|
| LAPIS I | 0 | 50 | 22 |
| LAPIS II | 0 | 48 | 21 |
| LAPIS III | 0 | 41 | 18 |
| LAPIS IV | 0 | 33 | 17 |

Tabel 5.7 Data Properties Tanah Untuk Perhitungan

Sumber : Kunarso.2015 q= 30KN/m2 LAPIS I LAPIS II LAPIS III LAPIS III LAPIS IV D?

Gambar 5.24 Perencanaan Turap

Tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif tanah

Ka =
$$\tan^2 (45 - \frac{\varphi}{2})$$

Ka1 = $\tan^2 (45 - \frac{\varphi}{2})$
Ka1 = $\tan^2 (45 - \frac{\varphi}{2}) = 0,13$
Ka2 = $\tan^2 (45 - \frac{\varphi}{2})$
Ka2 = $\tan^2 (45 - \frac{48}{2}) = 0,14$
Ka3 = $\tan^2 (45 - \frac{\varphi}{2})$
Ka3 = $\tan^2 (45 - \frac{\varphi}{2})$
Ka4 = $\tan^2 (45 - \frac{\varphi}{2})$
Ka4 = $\tan^2 (45 - \frac{\varphi}{2}) = 0,29$

$$Kp = tan^{2} (45 + \phi/2)$$

$$Kp4 = tan^{2} (45 + 44/2) = 3,39$$

Nilai tekanan tanah

Pada kedalaman 0 m

= q x Ka1 = 3.9 KN/m²

Pada kedalaman 3m

=q x Ka1 + h1 x γ 1 x Ka1

$$= 12,09 \text{ KN/m}^2$$

Pada kedalaman 7m

 $= q x Ka1 + h1 x \gamma 1 x Ka1 + h2 x \gamma 2 x Ka2$ $= 23,01 \text{ KN/m}^2$

Pada kedalaman 12m (atas)

= q x Ka1 + h1 x γ 1 x Ka1 + h2 x γ 2 x Ka2 + h3 x γ 3 x Ka3 + hw x γ w = 80,25 KN/m²

Pada kedalam 12m (bawah)

= q' x Ka4 =77,43 KN/m²

Perhitungan nilai q'

q'=
$$\Sigma$$
 hi x γ i + q
q' = (h1 x γ 1) + (h2 x γ 2) + (h3 x γ 3) + (h4 x γ 4) + q = 267 KN/m²

Perhitungan nilai y

$$y = \frac{q' \times Ka4}{\gamma 4 (Kp4 - Ka4)}$$
$$= 1,46 \text{ m}$$



Gambar 5.25 Tekanan Tanah Pada Perencanaan Turap

Hitungan tekanan tanah dan momen terhadap A, dilakukan pada Tabel 5.8

| No | Tekanan Total Tanah | Jarak ke A | Momen ke A |
|-------|---------------------------|------------|------------|
| | (KN/m2) | (m) | (KNm) |
| 1 | 1/2 x 8,91 x 3 = 12,285 | 0 | 0 |
| 2 | 3,9 x 3 = 11,7 | 0,33 | 3,861 |
| 3 | 1/2 x 10,92 x 4 = 21,84 | 4,16 | 90,85 |
| 4 | 12,09 x 4 = 48,36 | 5,5 | 265,98 |
| 5 | 1/2 x 67,05 x 5 = 167,625 | 8,83 | 1480,12 |
| 6 | 23,01 x 5 = 115,05 | 10,5 | 1208,025 |
| 7 | 1/2 x 1,46 x77,43 = 56,52 | 11,47 | 648,28 |
| Total | 433,38 | | 3697,116 |

Tabel 5.8 Perhitungan Momen Terhadap Titik A

Menentukan panjang kedalaman penetrasi turap $\Sigma MA = 0$

 $d1pa + \frac{1}{2}D1^2 \gamma 4 (Kp4 - Ka4) x (Hw + b + y + \frac{2}{3}D1) = 0$

3697,116 - ¹⁄₂ D1² 17 (3,39-0,29) x (4+1,5+1,46+2/3D1) =0

3697,166 - 17,56D1³ - 183,39 D1²

D1 = 3,8 mKedalaman Turap D = D1 + yD = 3,8 + 1,46 = 5,26 m

Kedalam turap yang aman

1,2 – 1,5 adalah angka pengkali supaya aman dan diambil nilai 1,2 = D x 1,2 = 5,26 x 1,2 = 6,3 m

Panjang turap total

=H + D

=12 + 6,3 = 18,3 m

Menghitung momen maksimum

Mmaks =
$$Pa\left(\frac{Pa}{4c-q'}+y\right) - 0.5\frac{Pa}{4c-q'}$$

$$\frac{Pa}{4c - q'} = \frac{433,38}{(4x0) - 267} = 1,623$$

 $Mmaks = 433,38\{(1,623 + 1,46) - (0,5 \times 1,623)\}$

= 466,75 kN.m

= 46,675 Ton.m

Dari nilai momen maksimum digunakan turap / *sheet pile* dengan tipe tipe W-600 A 1000 dan W-600 B 1000 dengan *cracking moment* sebesar 51,14 Ton.m dan 58,83 dengan cracking moment sebesar 46,675 Ton.m, nilai *cracking moment* turap lebih besar dari nilai moment maksimum jadi dianggap dapat dipakai sebagai perkuatan pada tebing Sungai Code. Setalah mengetahui panjang kedalaman penetrasi turap dan momen maksimal yang terjadi selanjutnya dilakukan pemodelan menggunakan *software geoslope/*. Analisis ini dibedakan menjadi dua yaitu mencari faktor keamanan (*SF*) dengan berat sendiri dan faktor keamanan (*SF*) dengan beban gempa. Untuk pemodelan dengan perkuatan kantilever dapat dilihat pada Gambar 5.26.



Gambar 5.26 Perkuatan Lereng Dengan Turap

Setelah pemodelan selesai makan analisis menggunakan *software geoslope/W* dapat dilakukan. Angka keamanan (*SF*) dari hasil analisis dengan berat sendiri didapatkan sebesar 2,726 dan Angka keamanan dengan berat sendiri ditambah dengan beban gempa didapatkan sebesar 1,846. Untuk lebih jelas dapat dilihat pada Gambar 5.27 berat sendiri, 5.28 beban gempa.



Gambar 5.27 Hasil Analisis Dinding Turap Dengan Berat Sendiri



Gambar 5.28 Hasil Analisis Dinding Turap Dengan Beban Gempa

Setelah analisis menggunakan *software geoslope/W* selesai, selanjutnya analisis menggunakan *software sigma/W*. Analisis menggunakan *software sigma/W* ini bertujuan untuk mencari deformasi tanah akibat gaya-gaya yang mempengaruhi lereng tersebut. Berikut analisis menggunakan *software sigma/W* dapat dilihat pada Gambar 5.29 dan 5.30.



Gambar 5.29 Deformasi Tanah Pada Dinding Turap non Gempa



Gambar 5.30 Deformasi Tanah Pada Dinding Turap Gempa

Deformasi tanah yang di tinjau tiap satu meter dari ketinggian lereng 21 meter, diambil sampel untuk mngetahui perpindahan tanah arah X. Potongan A-A deformasi tanah pada non gempa yang terjadi sangat kecil tidak lebih dari 0,04 meter, perpindahan tertinggi terjadi pada kedalaman 5 meter dengan perpindahan 0,0377 meter. Pada kedalam 0 meter tidak terjadi perpindahan dan 21 meter terjadi perpindahan -0,0047 meter. Deformasi terkecil pada pada potongan A-A dengan gempa pada kedalaman 10 meter terjadi perpindahan sebesar 0,007 meter, pada

kedalaman 1 meter terjadi perpindahan sebsar -0,003 meter dan pada kedalam 20 meter terjadi perpindahan sebesar 0,44 meter. Potongan B-B deformasi tanah pada non gempa yang terjadi sangat kecil tidak lebih dari 0,04 meter, perpindahan tertinggi terjadi pada kedalaman 5 meter dengan perpindahan 0,009 meter. Pada kedalam 0 meter tidak terjadi perpindahan dan 21 meter terjadi perpindahan -0,0047 meter. Deformasi terkecil pada pada potongan B-B dengan gempa pada kedalaman 10 meter terjadi perpindahan sebesar 0,04 meter, pada kedalaman 1 meter terjadi perpindahan sebsar -0,023 meter dan pada kedalam 20 meter terjadi perpindahan sebesar 1,01 meter. Potongan C-C deformasi tanah pada non gempa yang terjadi sangat kecil tidak lebih dari 0,04 meter, perpindahan tertinggi terjadi pada kedalaman 1 meter dengan perpindahan 0,008 meter. Pada kedalam 0 meter tidak terjadi perpindahan dan 8,5 meter terjadi perpindahan 0,0057 meter. Deformasi terkecil pada pada potongan C-C dengan gempa pada kedalaman 9 meter terjadi perpindahan sebesar 0.04 meter, pada kedalaman 1 meter terjadi perpindahan sebsar 0,089 meter dan pada kedalam 8 meter terjadi perpindahan sebesar 0.088 meter. Untuk memperjelas grafik perpindahan dapat dilihat pada Gambar 5.31.



Gambar 5.31 Grafik Lateral Displacement Tanah A-A B-B C-C Pada Dinding Turap Non Gempa dan Gempa

Hasil analisis *SF* perkuatan kantilever, perkuatan *sheet pile* dan lereng eksisting dapat di lihat pada tabel 5.9 .

| | Kantilever | Sheet Pile | Eksisiting |
|---------|------------|------------|------------|
| Kondisi | | | |
| | SF | SF | SF |
| Berat | | | |
| Sendiri | 2 639 | 2 726 | 1 1 1 8 |
| & | 2,037 | 2,720 | 1,110 |
| Normal | | | |
| Berat | | | |
| Sendiri | 1 780 | 1.846 | 0 565 |
| & | 1,709 | 1,040 | 0,303 |
| Gempa | | | |

Tabel 5.9 Rekapitulasi Perhitungan Analisis SF

Perbandingan nilai *SF* dari tabel rekapitulasi diatas pada kondisi normal dan gempa nilai *SF* perkuatan *sheet pile* lebih besar dari nalai *SF* perkuatan kantilever, maka dilihat dari parameter nilai *SF* perkuatan *sheet pile* dianggap lebih aman dibanding perkuatan kantilever.

Perbandingan lateral dispalcement yang terjadi pada saat kondisi gempa dengan pembagian potongan melintang A-A, B-B dan C-C. Perkuatan kantilever mengalami pergerakan tanah lebih besar dibandingkan dengan perkuatan *sheet pile*, maka dilihat dari para meter besarnya pergerakan tanah yang terjadi perkuatan *sheet pile* lebih baik dari pada perkuatan kantilever. Untuk lebih jelasnya dapat di lihat pada Gambar 5.38, 5.39 dan 5.40.



Gambar 5.32 Grafik Perbandingan Lateral Displacement Tanah A-A



Gambar 5.33 Grafik Perbandingan Lateral Displacement Tanah B-B



Gambar 5.34 Grafik Perbandingan Lateral Displacement Tanah C-C