



**ANALISIS BALIK DINDING PENAHAN TANAH (DPT) JALAN RAYA  
JEMBER-BANYUWANGI KM 234+500**

*(BACK ANALYSIS OF THE RETAINING WALL AT JEMBER-BANYUWANGI  
ROAD KM 234+500)*

**SKRIPSI**

Oleh

**WISNU SADEWA FEBRYAWAN**

**NIM 141910301086**

**PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL**

**FAKULTAS TEKNIK**

**UNIVERSITAS JEMBER**

**2019**



**EVALUASI DINDING PENAHAN TANAH (DPT) JALAN RAYA  
JEMBER-BANYUWANGI KM 234+500**

**SKRIPSI**

diajukan guna melengkapi tugas akhir dan memenuhi salah satu syarat  
untuk menyelesaikan Program Studi Teknik Sipil (S1)  
dan mencapai gelar Sarjana Teknik

Oleh

**WISNU SADEWA FEBRYAWAN**

**NIM 141910301086**

**PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL**

**FAKULTAS TEKNIK**

**UNIVERSITAS JEMBER**

**2019**

**PERSEMBAHAN**

Skripsi ini saya persembahkan untuk:

1. Ibunda Lilik Istorini dan almarhum ayahanda Joko Setiawan yang tercinta;
2. Guru-guruku sejak taman kanak-kanak sampai dengan perguruan tinggi;
3. Almamater Fakultas Teknik Universitas Jember.

## MOTO

Allah tidak membebani seseorang itu melainkan sesuai dengan kesanggupannya.

(terjemahan Surat Al-Baqarah ayat 286)\*)

Otak ibarat seperti sebuah otot. Jika otot selalu digunakan maka kita merasa sangat baik. Memahami itu sangat menyenangkan.\*\*)

Keberhasilan bukanlah milik orang yang pintar. Keberhasilan adalah kepunyaan mereka yang senantiasa berusaha.\*\*\*)

---

\*) Departemen Agama Republik Indonesia. 2005. *Al Qur'an dan Terjemahannya*. Bandung: Penerbit Jumanatul 'Ali

\*\*) Sagan, Carl. 1979. *Broca's Brain: Reflections on the Romance of Science*. New York: Random House.

\*\*\*) Habibie, B.J. <https://successbefore30.co.id/pesan-bj-habibie-untuk-kaum-muda/> [Diakses pada 30 Desember 2018]

**PERNYATAAN**

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : Wisnu Sadewa Febryawan

NIM : 141910301086

menyatakan dengan sesungguhnya bahwa karya ilmiah yang berjudul "ANALISIS BALIK DINDING PENAHAN TANAH (DPT) JALAN RAYA JEMBER-BANYUWANGI KM 234+500" adalah benar-benar hasil karya sendiri, kecuali kutipan yang sudah saya sebutkan sumbernya, belum pernah diajukan pada institusi mana pun, dan bukan karya jiplakan. Saya bertanggung jawab atas keabsahan dan kebenarannya sesuai dengan sikap ilmiah yang harus dijunjung tinggi.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya, tanpa ada tekanan dan paksaan dari pihak mana pun serta bersedia mendapat sanksi akademik jika ternyata di kemudian hari pernyataan ini tidak benar.

Jember, 10 Januari 2019

Yang menyatakan,



Wisnu Sadewa Febryawan

NIM 141910301086

**SKRIPSI**

**ANALISIS BALIK DINDING PENAHAN TANAH (DPT) JALAN RAYA  
JEMBER-BANYUWANGI KM 234+500**

Oleh

Wisnu Sadewa Febryawan

NIM 141910301086

Pembimbing

Dosen Pembimbing Utama : Januar Fery Irawan, S.T., M.Eng

Dosen Pembimbing Anggota : Luthfi Amri Wicaksono, S.T., M.T.

**PENGESAHAN**

Skripsi yang berjudul “Analisis Balik Dinding Penahan Tanah (DPT) Jalan Raya Jember-Banyuwangi KM 234+500”, karya Wisnu Sadewa Febryawan (141910301086) telah diuji dan disahkan pada

hari, tanggal : 14 Januari 2019

tempat : Ruang Sidang Gedung A Fakultas Teknik Universitas Jember

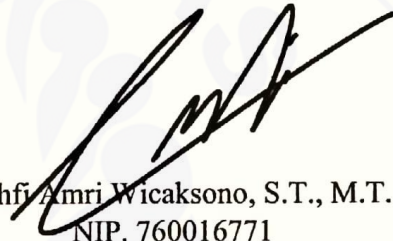
**Tim Pembimbing:**

Pembimbing Utama,

Pembimbing Anggota,



Januar Fery Irawan, S.T., M.Eng.  
NIP. 19760111 200012 1 002



Luthfi Amri Wicaksono, S.T., M.T.  
NIP. 760016771

**Tim Penguji:**

Penguji 1,

Penguji 2,



Indra Nurtjahjaningtyas, S.T., M.T.  
NIP. 19701024 199803 2 001



Winda Tri Wahyuningtyas, S.T., M.T.  
NIP. 760016772

Mengesahkan  
Dekan,



Dr. I. Hidayah, M. UM.  
NIP. 19661215 199503 2 001

## PRAKATA

Puji syukur ke hadirat Allah Subhanahu Wa Ta'ala atas segala rahmat dan karunia-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan skripsi yang berjudul “Analisis Balik Dinding Penahan Tanah (DPT) Jalan Raya Jember-Banyuwangi KM 234+500”. Skripsi ini disusun untuk memenuhi salah satu syarat menyelesaikan pendidikan strata satu (S1) pada Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Jember.

Penyusunan skripsi ini tidak lepas dari bantuan pihak. Oleh karena itu, penulis menyampaikan terima kasih kepada:

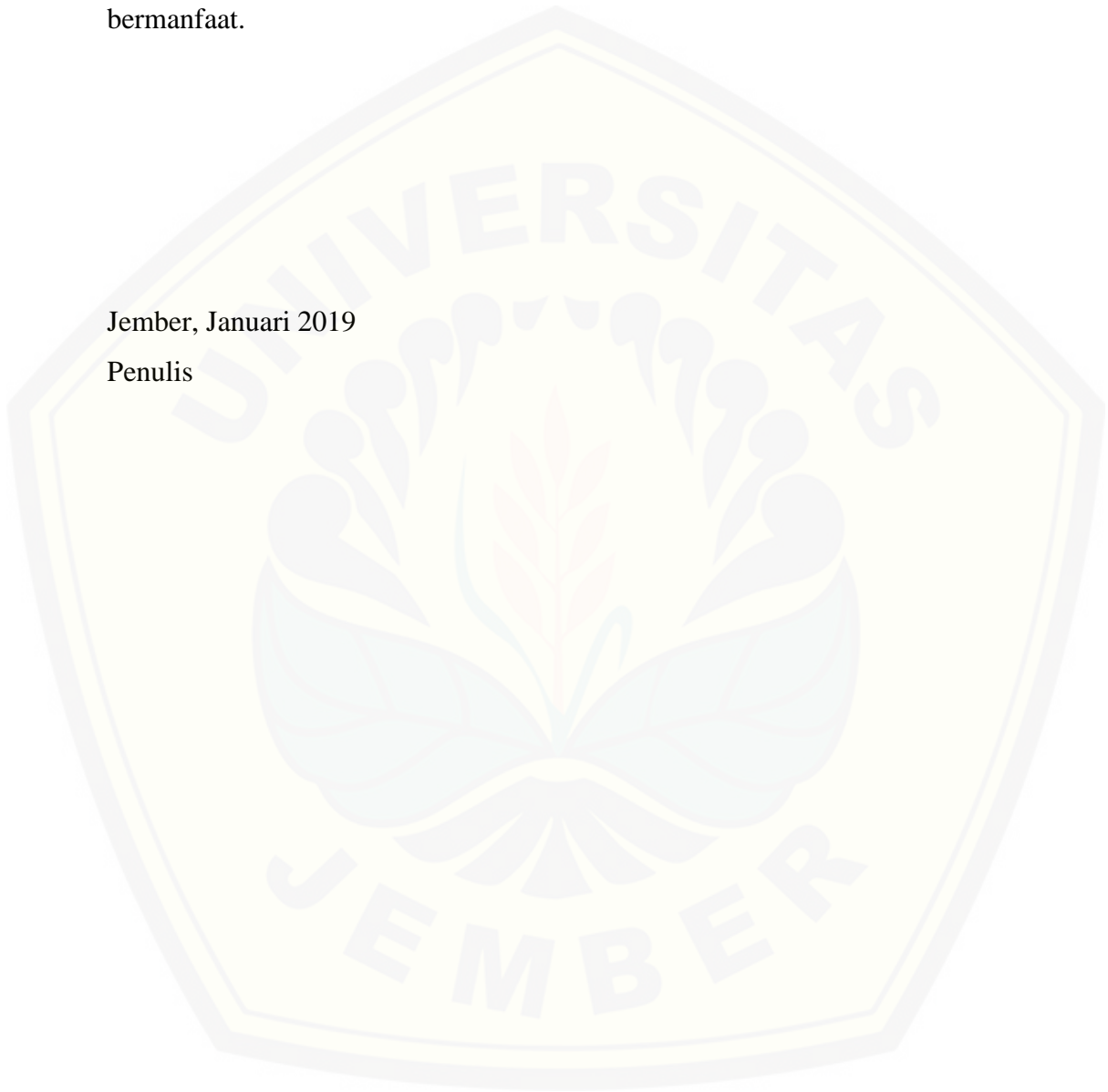
1. Januar Fery Irawan, S.T., M. Eng, selaku Dosen Pembimbing Utama dan Luthfi Amri Wicaksono, S.T., M.T., selaku Dosen Pembimbing Anggota yang telah meluangkan waktu, pikiran, dan perhatian dalam penulisan skripsi ini;
2. Ir. Hernu Suyoso, M.T., selaku Dosen Pembimbing Akademik yang telah membimbing selama penulis menjadi mahasiswa;
3. Alm. Ayahanda Joko Setiawan dan Ibunda Lilik Istorini yang telah memberikan dukungan berupa materi maupun moril kepada penulis hingga sekarang;
4. Adik saya, Jasmine Faiza Dilla Rumman dan kakek saya, Mujari yang tanpa lelah memberi dukungan kepada saya;
5. Bapak Setyobudi dan Ibu Sumiati yang telah membantu penulis dalam memberi motivasi kepada penulis selama menjadi mahasiswa;
6. Sahabat-sahabatku, Budi, Ridho, Zaironi, dan Brian yang tak kenal lelah memberi semangat kepada penulis;
7. Teman-temanku, Yusriansyah, Lucky, Shofie, Edo, Ilham, Abdullah Ilham, Rendra, Billy, Alfian, Diah, Febri, Adi, Farma, Riandhika, Fahmi dan teman angkatan 14 lainnya yang membantu penulis dalam pengerjaan skripsi;
8. Rekan komunitas MARKA LINTAS serta Satlantas Polres Jember yang memberi banyak pengalaman berharga kepada penulis;
9. Semua pihak yang tidak dapat disebutkan satu per satu



Penulis juga menerima segala kritik dan saran dari semua pihak demi kesempurnaan skripsi ini. Akhirnya penulis berharap, semoga skripsi ini dapat bermanfaat.

Jember, Januari 2019

Penulis



## RINGKASAN

**Analisis Balik Dinding Penahan Tanah (DPT) Jalan Raya Jember-Banyuwangi KM 234+500**; Wisnu Sadewa Febryawan, 141910301086; 2019: 170 halaman; Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Jember.

Dinding penahan tanah merupakan struktur dengan tujuan utama untuk mencegah pergerakan tanah lateral serta menahan tanah atau air dan bisa berperan untuk mendukung beban vertikal seperti beban tanah yang mengunci pergerakan lateral tanah di atas pondasi dinding penahan tanah. Jalan Jember-Banyuwangi terdapat dinding penahan tanah yang digunakan sebagai perkuatan pada lereng tanah asli bagian atas yang dilalui oleh jalan yang menghubungkan dengan kedua kabupaten tersebut yaitu pada KM 234+500. Pada struktur dinding penahan tanah mengalami retak (*crack*) secara vertikal sebesar 2,5 meter pada bagian struktur sekunder kanan (sayap) di sebelah Cross Section 1 setelah terjadi hujan lebat di kawasan Jalan Raya Jember-Banyuwangi. Oleh karena itu, diperlukan analisis balik stabilitas dinding penahan tanah dan memberikan penjelasan terhadap penyebab kerusakan pada dinding penahan tanah tersebut. Tujuan analisis balik yaitu mengetahui stabilitas terhadap geser, guling, daya dukung tanah, dan pengurangan kekuatan pada dinding penahan tanah.

Penelitian dilaksanakan dalam empat tahapan analisis secara berkesinambungan, yaitu analisis uji sifat fisis tanah, analisis penentuan nilai tekanan akibat pembebanan lalu lintas kendaraan, analisis kelongsoran pada dinding penahan tanah, dan analisis stabilitas dinding penahan tanah.

Pada analisis pertama menguji dua sampel tanah yaitu tanah asli dan tanah timbunan. Pengujian kedua sampel tanah dilakukan saat kondisi tanah terganggu dan tak terganggu. Pengujian dalam kondisi tanah terganggu menganalisis hasil uji ayakan, uji Atterberg (batas cair dan batas plastis), uji berat jenis, dan uji rembesan tanah. Kemudian untuk pengujian dalam kondisi tanah tak terganggu menganalisis uji kadar air, uji berat isi tanah, dan uji kuat geser langsung tanah.

Analisis kedua menentukan tekanan akibat pembebanan lalu lintas kendaraan. Dalam perhitungan tekanan, diperlukan tebal perkerasan pada lokasi penelitian. Untuk menentukan tebal perkerasan menggunakan metode analisa komponen. Metode tersebut membutuhkan data CBR tanah dan LHR tahunan yang melintasi lokasi penelitian. Kemudian dengan nilai tebal perkerasan, beban roda, dan dimensi roda yang menempel lapis perkerasan bisa diketahui nilai tekanan akibat pembebanan lalu lintas.

Analisis ketiga memodelkan dari kondisi lapangan dari gambar rencana dinding penahan tanah, data sifat fisis tanah di laboratorium, dan data tekanan akibat pembebanan kendaraan ke dalam program Plaxis. Plaxis melakukan simulasi deformasi kelongsoran tanah dengan pemodelan secara dua dimensi. Hasil keluaran yang didapat berupa faktor aman pengurangan nilai sudut geser dan kohesi tanah dan deformasi kelongsoran tanah.

Analisis keempat menghitung stabilitas dinding penahan tanah. Stabilitas ditinjau dari tiga jenis yaitu cek terhadap guling, geser, dan kegagalan daya dukung. Hasil keluaran perhitungan ketiga stabilitas berupa faktor aman ketiga stabilitas untuk ditarik kesimpulan dengan hasil keluaran program Plaxis.

Penelitian meninjau 3 bagian struktur utama dinding yaitu Cross Section 1, Cross Section 7, dan Cross Section 14. Tiap bagian Cross Section memiliki dimensi struktur dinding dan tanah timbunan yang berbeda sehingga nilai stabilitas dari ketiga bagian Cross Section juga akan berbeda. Hasil dari stabilitas Cross Section 1, 7, dan 14 menunjukkan faktor aman guling masing-masing sebesar 1,07 ; 1,29 ; dan 1,31. Faktor aman geser masing-masing sebesar 0,87 ; 1,10 ; 1,16. Faktor aman kegagalan daya dukung masing-masing sebesar 6,64 ; 5,93 ; 6,47. Faktor aman hasil keluar Plaxis masing-masing sebesar 0,98 ; 0,99 ; 1,15. Berdasarkan hasil analisis dari keempat faktor aman dari perhitungan stabilitas dan deformasi kelongsoran melalui program Plaxis maka penyebab kerusakan struktur sekunder kanan adalah terjadinya guling pada bagian atas struktur dinding penahan tanah pada bagian Cross Section 1.

## SUMMARY

**Back Analysis of The Retaining Wall At Jember-Banyuwangi Road KM 234+500**; Wisnu Sadewa Febryawan, 141910301086; 2019: 170 pages; the Civil Engineering, the Faculty of Engineering, Jember University.

Retaining wall is defined as structure with the intention of prevent movement, retain earth and water and may role to support vertical loads such as wedge soil to lock displacement of lateral caused by soil above a foundation of retaining wall. There is a retaining wall at Jember-Banyuwangi Road that used as reinforcement of existing soil slope with top of the soil passed by road which was connected between two regencies, Jember and Banyuwangi namely on KM 234+500. Retaining wall structure had a crack failure about 2,5 meter vertically on right-side secondary structure beside Cross Section 1 after heavy rain on its location. Hence, that is needed a back analysis stability of retaining wall and giving clarification to cause of failure on the retaining wall. The purpose of the back analysis is to find out stabilities about sliding, overturning, bearing capacity failure, and strength reduction on it.

The research was conducted in four phases successive done, that are soil physis experiment analysis, analysis of determination value of vehicle traffic load pressure, analysis of slope slide on retaining wall, and analysis of retaining wall stability.

For first analysis testing two soil samples that are existing soil and backfill soil. The second test about soil sample was conducted when undisturbed soil and disturbed soil condition. Disturbed soil condition test analyze sieve result, Atterberg test (liquid limit and plastic limit), specific gravity test, and permeability test.

Then, second analysis determine the pressure by vehicle traffic load. In the pressure calculation needed pavement thickness length on its location. Then to determine the length used component analysis method. The method need CBR soil data and an annual ADT (Average Daily Traffic) through its location. Then with value of pavement thickness, tire pressure, and dimension of tire that touching pavement layer can be known about value of load traffic pressure.

Third analysis about modelling of field condition from retaining wall drawing plan, soil physic materials data from the laboratorium, and vehicle traffic load pressure data into the Plaxis program. Plaxis perform soil slope slide deformation simulation with two dimension modelling. The output has obtained about the reduction value of soil friction angel and soil cohesion with soil slope slide deformation.

Fourth analysis is calculate retaining wall stability. The stability reviewed about three types of check there are check of overturning, sliding, and bearing capacity failure. The stability output be in the form of three safety factors of theirs.

The research review three parts of primer structure. Namely, Cross Section 1, Cross Section 7, and Cross Section 14. Each of the structure parts have their dimension and they have different backfill dimensions, hence stability value from three of the parts will also be diferrent. The result of the three stabilities concluded safety factors about overturning are 1,07 ; 1,29 ; and 1,31 respectively, safety factors about sliding are 0,87 ; 1,10 ; and 1,16 respectively, safety factors about bearing capacity failure are 6,64 ; 5,93 ; and 6,47 respectively, safety factors about Plaxis output are 0,98 ; 0,99 ; and 1,15 respectively. Based on the results of that cause of structural damage on right-side secondary structure is the failure of overturn effect in the top of Cross Section 1 retaining wall structure.

DAFTAR ISI

	Halaman
<b>HALAMAN SAMPUL</b> .....	i
<b>HALAMAN JUDUL</b> .....	ii
<b>HALAMAN PERSEMBAHAN</b> .....	iii
<b>HALAMAN MOTO</b> .....	iv
<b>HALAMAN PERNYATAAN</b> .....	v
<b>HALAMAN BIMBINGAN</b> .....	vi
<b>HALAMAN PENGESAHAN</b> .....	vii
<b>PRAKATA</b> .....	viii
<b>RINGKASAN/SUMMARY</b> .....	x
<b>DAFTAR ISI</b> .....	xiv
<b>DAFTAR TABEL</b> .....	xv
<b>DAFTAR GAMBAR</b> .....	xviii
<b>DAFTAR LAMPIRAN</b> .....	xxi
<b>BAB 1. PENDAHULUAN</b> .....	1
<b>1.1 Latar Belakang</b> .....	1
<b>1.2 Rumusan Masalah</b> .....	3
<b>1.3 Tujuan</b> .....	4
<b>1.4 Batasan Masalah</b> .....	4
<b>1.5 Manfaat</b> .....	4
<b>BAB 2. TINJAUAN PUSTAKA</b> .....	5
<b>2.1 Dinding Penahan Tanah</b> .....	5
2.1.1 Dinding Penahan <i>Gravity</i> .....	5
2.1.2 Dinding Penahan <i>Semigravity</i> .....	6
2.1.3 Dinding Penahan Kantilever .....	6
2.1.4 Dinding Penahan <i>Counterfort</i> .....	7
<b>2.2 Penentuan Tebal Minimum Perkerasan Lentur</b> .....	7
2.2.1 Parameter Lalu Lintas .....	8
2.2.2 Daya Dukung Tanah Dasar (DDT) dan CBR .....	11
2.2.3 Faktor Regional (FR) .....	12
2.2.4 Indeks Permukaan (IP) .....	13
2.2.5 Koefesien Kekuatan Relatif (a) .....	15
2.2.6 Analisa Komponen Perkerasan .....	16
<b>2.3 Pembebanan Kendaraan Terhadap Struktur Jalan Raya</b> .....	17
<b>2.4 Tekanan Tanah Lateral</b> .....	19
2.4.1 Tekanan Lateral Tanah dalam Kondisi Diam .....	20
2.4.2 Tekanan Aktif .....	23
2.4.3 Tekanan Pasif .....	26
2.4.4 Tekanan Lateral Akibat Beban Tambahan .....	29
<b>2.5 Stabilitas Dinding Penahan Tanah</b> .....	31
2.5.1 Cek Guling .....	32

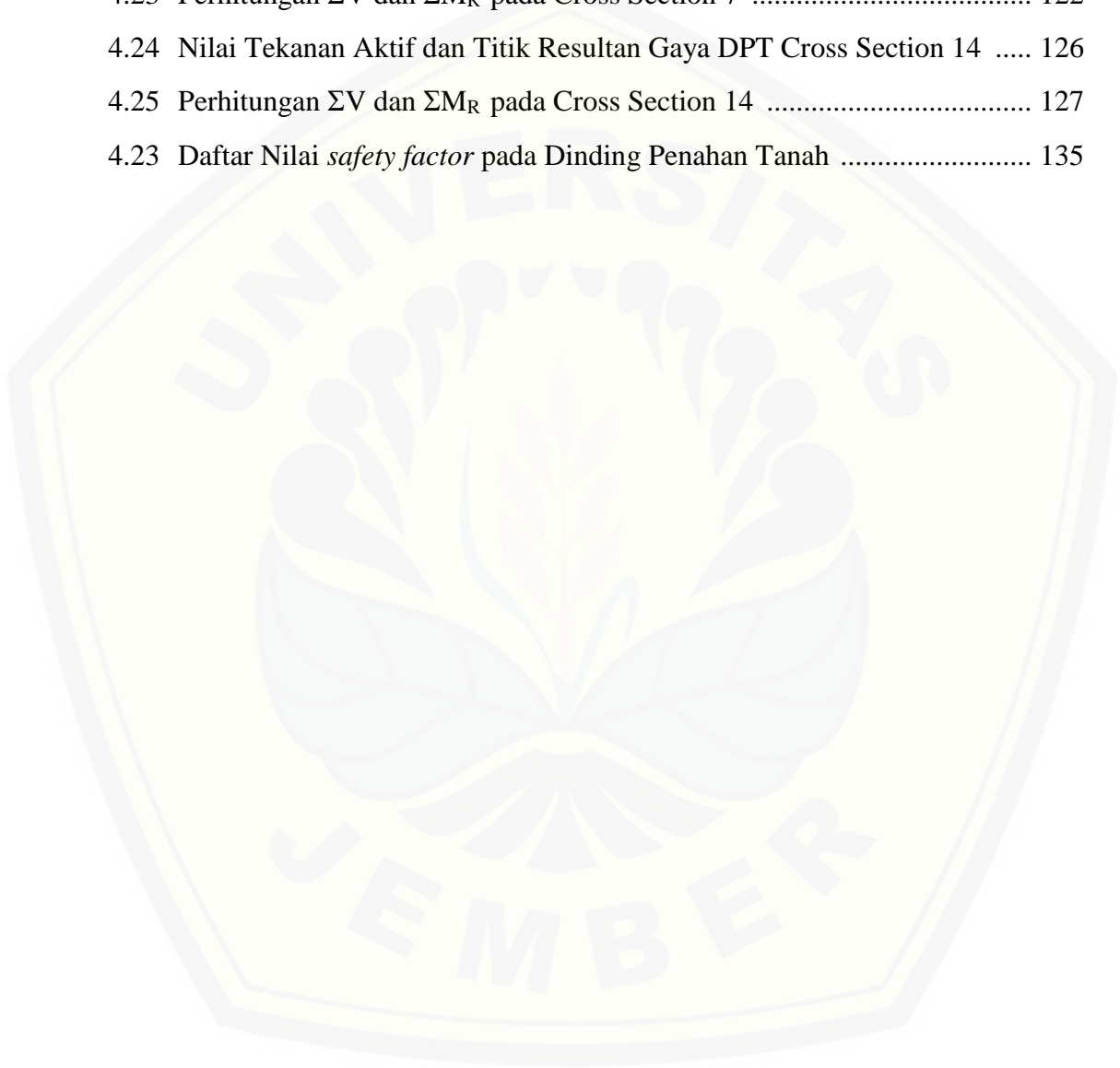
2.5.2 Cek Geser .....	33
2.5.3 Cek Kegagalan Daya Dukung Tanah .....	34
<b>2.6 Pemodelan DPT dengan software Plaxis 2 Dimensi .....</b>	<b>39</b>
2.6.1 Penjelasan Program Plaxis .....	39
2.6.2 Bentuk Pemodelan dalam Plaxis .....	39
2.6.3 Proses Pemodelan Plaxis .....	40
2.6.4 Perhitungan Faktor Aman pada Program Plaxis .....	40
<b>BAB 3. METODOLOGI PENELITIAN .....</b>	<b>42</b>
<b>3.1 Konsep Penelitian .....</b>	<b>42</b>
<b>3.2 Lokasi Penelitian .....</b>	<b>43</b>
<b>3.3 Jenis dan Sumber Data .....</b>	<b>44</b>
<b>3.4 Metode Penelitian .....</b>	<b>44</b>
<b>3.5 Flowchart Alur Penelitian .....</b>	<b>45</b>
<b>3.6 Langkah Alur Penelitian .....</b>	<b>48</b>
3.6.1 Pengambilan Sampel Tanah .....	48
3.6.2 Uji Laboratorium .....	49
3.6.3 Perhitungan Beban Kendaraan .....	49
3.6.4 Penentuan Sifat Material Pondasi Tiang .....	52
3.6.5 Pemodelan Dengan Bantuan Plaxis .....	53
3.6.6 Perhitungan Tekanan Lateral .....	54
3.6.7 Perhitungan Manual Stabilitas Dinding Penahan Tanah .....	55
<b>3.7 Jadwal Pengerjaan Tugas Akhir .....</b>	<b>57</b>
<b>BAB 4. HASIL DAN PEMBAHASAN .....</b>	<b>58</b>
<b>4.1 Hasil Analisis Tanah Asli dan Timbunan .....</b>	<b>58</b>
4.1.1 Analisis Tanah Asli .....	58
4.1.2 Analisis Tanah Timbunan .....	68
<b>4.2 Perhitungan Tebal Lapisan Perkerasan .....</b>	<b>76</b>
4.2.1 Data-Data Dalam Perhitungan Tebal Perkerasan .....	76
4.2.2 Perhitungan Tebal Perkerasan .....	82
<b>4.3 Penentuan Parameter Program Plaxis .....</b>	<b>92</b>
4.3.1 Penentuan Pembebanan Lalu Lintas Kendaraan .....	92
4.3.2 Perhitungan Sifat Material Pondasi Tiang .....	94
<b>4.4 Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Tanah .....</b>	<b>104</b>
4.4.1 Stabilitas Terhadap Pengurangan Nilai $\phi$ -c .....	104
4.4.2 Stabilitas Terhadap Guling .....	113
4.4.3 Stabilitas Terhadap Geser .....	128
4.4.4 Stabilitas Terhadap Kegagalan Daya Dukung .....	131
<b>4.5 Diskusi .....</b>	<b>135</b>
<b>BAB V KESIMPULAN DAN SARAN .....</b>	<b>137</b>
<b>5.1 Kesimpulan .....</b>	<b>137</b>
<b>5.2 Saran .....</b>	<b>138</b>
<b>DAFTAR PUSTAKA .....</b>	<b>139</b>
<b>LAMPIRAN .....</b>	<b>142</b>

**DAFTAR TABEL**

	Halaman
2.1 Jumlah Lajur Berdasarkan Lebar Perkerasan .....	8
2.2 Koefisien Distribusi Kendaraan (C) .....	8
2.3 Daftar Ketentuan Faktor Regional .....	13
2.4 Daftar Indeks Permukaan Pada Akhir Umur Rencana (IP) .....	14
2.5 Daftar Indeks Permukaan Pada Awal Umur Rencana (IPo) .....	14
2.6 Tebal Minimum Lapis Permukaan Berdasarkan Nilai ITP .....	16
2.7 Tebal Minimum Lapis Pondasi Atas Berdasarkan Nilai ITP .....	17
2.8 Besaran Pergerakan Dinding .....	28
4.1 Hasil Analisis Kadar Air Tanah Asli .....	59
4.2 Hasil Analisis Berat Isi Tanah Asli .....	59
4.3 Hasil Analisis Berat Jenis Tanah Asli .....	60
4.4 Hasil Analisis Batas Cair .....	60
4.5 Hasil Analisis Batas Plastis .....	61
4.6 Analisis Saringan Tanah Asli .....	62
4.7 Hasil Perolehan Data dari Alat Geser Langsung Tanah Asli .....	65
4.8 Hubungan Nilai $\tau$ dan $\sigma$ Tanah Asli .....	65
4.9 Uji Nilai Koefisien Rembesan Tanah Asli .....	67
4.10 Hasil Analisis Kadar Air Tanah Timbunan .....	68
4.11 Hasil Analisis Berat Isi Tanah Timbunan .....	69
4.12 Hasil Analisis Berat Jenis Tanah Timbunan .....	69
4.13 Analisis Saringan Tanah Timbunan .....	70
4.14 Hasil Perolehan Data dari Alat Geser Langsung Tanah Timbunan .....	72
4.15 Hubungan Nilai $\tau$ dan $\sigma$ Tanah Timbunan .....	73
4.16 Uji Nilai Koefisien Rembesan Tanah Timbunan .....	75
4.17 Hasil Pengujian CBR Tanah Dengan Alat DCP .....	77
4.18 Penentuan Persen Nilai CR Yang Sama Atau Lebih Besar .....	79



4.19	Data LHR Harian Sumberjati-BTS. Kab. Banyuwangi Tahun 2010 .....	82
4.20	Nilai Tekanan Aktif dan Titik Resultan Gaya DPT Cross Section 1 .....	116
4.21	Perhitungan $\Sigma V$ dan $\Sigma M_R$ pada Cross Section 1 .....	117
4.22	Nilai Tekanan Aktif dan Titik Resultan Gaya DPT Cross Section 7 .....	121
4.23	Perhitungan $\Sigma V$ dan $\Sigma M_R$ pada Cross Section 7 .....	122
4.24	Nilai Tekanan Aktif dan Titik Resultan Gaya DPT Cross Section 14 .....	126
4.25	Perhitungan $\Sigma V$ dan $\Sigma M_R$ pada Cross Section 14 .....	127
4.23	Daftar Nilai <i>safety factor</i> pada Dinding Penahan Tanah .....	135



DAFTAR GAMBAR

	Halaman
1.1 Sketsa Gambar Dinding Penahan Tanah Dari (a) Tampak Atas dan (b) Tampak Depan .....	2
1.2 Kerusakan struktur sayap DPT Jalan Raya Jember-Banyuwangi .....	3
2.1 Dinding Penahan <i>Gravity</i> .....	5
2.2 Dinding Penahan <i>Semigravity</i> .....	6
2.3 Dinding Penahan Kantilever .....	6
2.4 Dinding Penahan <i>Counterfort</i> .....	7
2.5 Susunan Lapis Perkerasan Jalan .....	7
2.6 Konfigurasi Beban Sumbu .....	10
2.7 Korelasi DDT dan CBR .....	12
2.8 Daftar Koefisien Kekuatan Relatif (a) .....	15
2.9 Distribusi Beban Kendaraan .....	18
2.10 Sifat Dari Tekanan Tanah Lateral Pada Dinding Penahan Tanah .....	19
2.11 Sifat Variasi Dari Tekanan Tanah Lateral Pada Kedalaman Tertentu .....	20
2.12 Tekanan Tanah Kondisi Diam .....	21
2.13 Tekanan Tanah Dengan Muka Air Yang Berlokasi di Kedalaman $z < H$ .....	23
2.14 Tekanan Aktif Rankine .....	24
2.15 Tekanan Pasif Rankine .....	27
2.16 Gaya pasif pada dinding penahan dengan kemiring tanpa geser .....	28
2.17 Tekanan Lateral Akibat (a) beban titik dan (b) beban garis .....	29
2.18 Kegagalan dinding penahan tanah (a) oleh guling (b) oleh geser (c) kegagalan daya dukung (d) kegagalan tanah yang lebih dalam .....	31
2.19 Kegagalan <i>deep-seated shear</i> .....	32
2.20 Variasi $N_{c(\epsilon)}$ terhadap $\phi'$ , $e/B$ , dan $\beta$ .....	37
2.21 Variasi $N_{q(\epsilon)}$ terhadap $\phi'$ , $e/B$ , dan $\beta$ .....	38
2.22 Variasi $N_{\gamma(\epsilon)}$ terhadap $\phi'$ , $e/B$ , dan $\beta$ .....	38
2.23 Ilustrasi Dari <i>Plane Strain</i> dan <i>Axisymmetric</i> .....	40

3.1	Tampak atas struktur DPT (Skala 1 : 100) .....	42
3.2	Tampak samping struktur DPT (Skala 1 : 100) .....	43
3.3	Lokasi penelitian (Skala 1 : 2000) .....	43
3.4	Flowchart alur penelitian tugas akhir .....	47
3.5	Kurva Hubungan Jumlah Tumbukan per 25 mm Dengan Nilai CBR .....	50
3.6	Grafik Hubungan Antara Nilai Penetrasi dengan Nilai Tumbukan (n) ....	50
3.7	Jadwal Pengerjaan Tugas Akhir .....	54
4.1	Grafik Hubungan Kadar Air dengan Jumlah Pukulan pada Uji Batas Cair .....	61
4.2	Grafik Analisis Persen Lolos Saringan Tanah Asli .....	62
4.3	Grafik Plastisitas Tanah pada Klasifikasi USCS .....	66
4.4	Grafik Hubungan Nilai $\tau$ dan $\sigma$ Tanah Asli .....	63
4.5	Grafik Analisis Persen Lolos Saringan Tanah Timbunan .....	71
4.6	Grafik Hubungan Nilai $\tau$ dan $\sigma$ Tanah Timbunan .....	73
4.7	Nilai CBR Lapisan Perkerasan (90% Persen CBR yang Sama) .....	80
4.8	Hubungan Nilai CBR Tanah Dengan Nilai DDT .....	81
4.9	Ilustrasi Pembebanan Pada Kendaraan Golongan 2 .....	83
4.10	Ilustrasi Pembebanan Pada Kendaraan Golongan 3 .....	84
4.11	Ilustrasi Pembebanan Pada Kendaraan Golongan 4 .....	84
4.12	Ilustrasi Pembebanan Pada Kendaraan Golongan 5A .....	85
4.13	Ilustrasi Pembebanan Pada Kendaraan Golongan 5B .....	85
4.14	Ilustrasi Pembebanan Pada Kendaraan Golongan 6A .....	86
4.15	Ilustrasi Pembebanan Pada Kendaraan Golongan 6B .....	86
4.16	Ilustrasi Pembebanan Pada Kendaraan Golongan 7A .....	87
4.17	Ilustrasi Pembebanan Pada Kendaraan Golongan 7B .....	87
4.18	Ilustrasi Pembebanan Pada Kendaraan Golongan 7C .....	88
4.19	Grafik Nomogram Penentuan Nilai ITP Dengan Syarat Nilai $IP=2$ dan $IP_0 \geq 4$ .....	91
4.20	Penyaluran Beban Oleh Roda .....	94
4.21	Pengambilan Sampel <i>Cross Section</i> Dalam Penentuan Sifat Pondasi .....	95

4.22	Diagram $M_P$ dan $H_u$ pada Cross Section 1 .....	97
4.23	Diagram $M_P$ dan $H_u$ pada Cross Section 7 .....	98
4.24	Diagram $M_P$ dan $H_u$ pada Cross Section 14 .....	99
4.25	Hasil Analisis Total Perpindahan Lereng .....	104
4.26	Hasil Analisis Perpindahan Horizontal Lereng .....	105
4.27	Hasil Analisis Perpindahan Vertikal Lereng .....	105
4.28	Hasil Analisis <i>Safety Factor</i> Lereng dengan Program Plaxis .....	106
4.29	Hasil Analisis Total Perpindahan Cross Section 1 .....	107
4.30	Hasil Analisis Perpindahan Horizontal Cross Section 1 .....	107
4.31	Hasil Analisis Perpindahan Vertikal Cross Section 1 .....	108
4.32	Hasil Analisis <i>Safety Factor</i> Cross Section 1 dengan Program Plaxis .....	108
4.33	Hasil Analisis Total Perpindahan Cross Section 7 .....	109
4.34	Hasil Analisis Perpindahan Horizontal Cross Section 7 .....	109
4.35	Hasil Analisis Perpindahan Vertikal Cross Section 7 .....	110
4.36	Hasil Analisis <i>Safety Factor</i> Cross Section 7 dengan Program Plaxis .....	110
4.37	Hasil Analisis Total Perpindahan Cross Section 14 .....	111
4.38	Hasil Analisis Perpindahan Horizontal Cross Section 14 .....	111
4.39	Hasil Analisis Perpindahan Vertikal Cross Section 14 .....	112
4.40	Hasil Analisis <i>Safety Factor</i> Cross Section 14 dengan Program Plaxis ...	112
4.41	Penampang Melintang Cross Section 1 .....	113
4.42	Pembagian Segmen dan Titik Berat Luas Cross Section 1 .....	115
4.43	Penampang Melintang Cross Section 7 .....	118
4.44	Pembagian Segmen dan Titik Berat Luas Cross Section 7 .....	120
4.45	Penampang Melintang Cross Section 14 .....	123
4.46	Pembagian Segmen dan Titik Berat Luas Cross Section 14 .....	125

**DAFTAR LAMPIRAN**

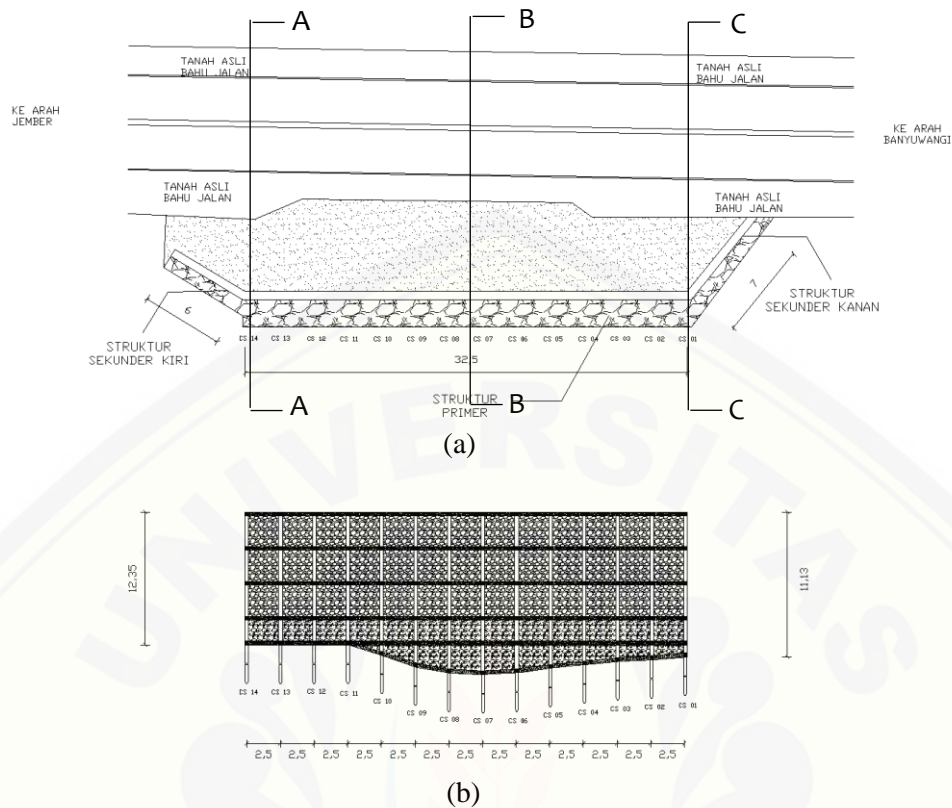
	Halaman
A. Gambar Perencanaan dan RAB Dinding Penahan Tanah Jalan Raya ..... Jember-Banyuwangi KM 234 + 500	142
B. Data CBR Tanah Dengan Alat <i>Dynamic Cone Penetrometer</i> .....	162
C. Data LHR Sumberjati-Batas Kab. Banyuwangi Tahun 2010 .....	164
D. Nomogram Penentuan Nilai ITP Berdasarkan Nilai DDT, LER dan FR .....	165
E. Dokumentasi Hasil Pengambilan Sampel dan Pengujian di Laboratorium ...	170

## BAB 1. PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Dinding penahan tanah merupakan struktur dengan tujuan utama untuk mencegah pergerakan tanah lateral serta menahan tanah atau air dan bisa berperan untuk mendukung beban vertikal seperti beban tanah yang mengunci pergerakan lateral tanah di atas pondasi dinding penahan tanah (Sharma dan Baradiya, 2014). Struktur dinding penahan tanah ada 3 jenis, yaitu *gravity wall*, *sheetpile wall*, dan *gabion wall* (Rajepakse, 2016:215)

Jalan Jember-Banyuwangi terdapat dinding penahan tanah yang digunakan sebagai perkuatan pada lereng tanah asli bagian atas yang dilalui oleh jalan yang menghubungkan dengan kedua kabupaten tersebut. Pada jalan raya Jember-Banyuwangi termasuk dalam kawasan pegunungan Gunitir. Dinding penahan tanah tersebut berada di Jalan Jember-Banyuwangi KM 234+500. Spesifikasi dinding penahan tanah tersebut memiliki 2 jenis struktur, yaitu struktur primer sebagai penahan tanah yang paling utama dan struktur sekunder sebagai penahan tanah yang bergerak sejajar dengan struktur utama. Bentang struktur primer sepanjang 32,5 meter dan mempunyai 2 struktur sekunder yang berada di sisi kiri dan kanan dari struktur primer dengan panjang struktur sekunder kiri dengan bentang 6 meter dan struktur sekunder kanan dengan bentang 7 meter. Jenis dinding penahan tanah yang dibuat dengan jenis *semigravity wall* dengan batu kali sebagai penyusun utama struktur. Sketsa gambar dinding penahan tanah dilihat pada Gambar 1.1.



Gambar 1.1 Sketsa Gambar Dinding Penahan Tanah Dari (a) Tampak Atas dan (b) Tampak Depan

Kegagalan yang dialami dinding penahan tanah yaitu bisa mengalami guling pada ujung, geser di sepanjang dasarnya, kemungkinan gagal karena daya dukung tanah yang mendukung dasar pondasi, kemungkinan kegagalan karena garis keruntuhan tanah yang letaknya lebih dalam, serta kemungkinan akibat penurunan tanah yang berlebihan (Das, 2006:358).



Gambar 2.2 Kerusakan struktur sayap DPT Jalan Raya Jember-Banyuwangi

Pada Gambar 1.2 struktur dinding penahan tanah mengalami retak (*crack*) secara vertikal sebesar 2,5 meter pada bagian struktur sekunder kanan (sayap) di sebelah Cross Section 1 setelah terjadi hujan lebat di kawasan Jalan Raya Jember-Banyuwangi. Kerusakan tersebut tidak seharusnya terjadi sudah didesain untuk menahan beban lateral yang berasal dari beban hidup tambahan (Kim dan Barker, 2002). Maka pada tugas akhir ini akan dianalisa balik pada dinding penahan tanah pada Jalan Jember-Banyuwangi. Penelitian ini diharapkan bisa mengetahui stabilitas dinding penahan tanah dan memberikan penjelasan terhadap penyebab kerusakan pada dinding penahan tanah tersebut.

### 1.2 Rumusan Masalah

Rumusan masalah yang diambil penelitian ini sebagai berikut:

1. Bagaimana stabilitas terhadap guling, geser, daya dukung tanah, dan pengurangan kekuatan dinding penahan tanah dengan desain struktur yang ada?



### **1.3 Tujuan**

Tujuan penelitian ini antara lain sebagai berikut :

1. Mengetahui stabilitas terhadap guling, geser, daya dukung tanah, dan pengurangan kekuatan pada dinding penahan tanah Jalan Jember-Banyuwangi KM 234+500.

### **1.4 Batasan Masalah**

Penelitian ini memberikan batasan dalam pembahasan pada tugas akhir ini sebagai berikut:

1. Penelitian dilakukan di Jalan Raya Jember-Banyuwangi KM 234+500.
2. Tidak membahas biaya dari perbaikan atau perencanaan ulang dari rekomendasi hasil evaluasi.
3. Tidak membahas waktu pelaksanaan dari penanganan struktur dinding penahan tanah.

### **1.5 Manfaat**

Manfaat dari penelitian ini yaitu memberikan penjelasan kerusakan dinding penahan tanah dari hasil perhitungan yang selanjutnya akan ditindaklanjuti oleh pihak-pihak yang berwenang.

## BAB 2. TINJAUAN PUSTAKA

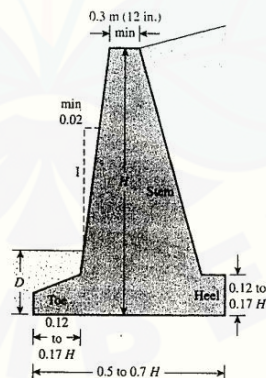
### 2.1 Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah (*Retaining Wall*) adalah salah satu bangunan dinding yang menahan tanah atau material lainnya yang mengalami perubahan elevasi secara tiba-tiba. Mekanika tanah dan desain struktur dinding penahan tanah telah mengalami kemajuan dalam hal konsep desain baru, mengetahui tingkah laku tanah, serta mengharapkan struktur yang aman dan ekonomis (Brooks, 2010:5).

Jenis-jenis dinding penahan tanah secara umum ada 4 macam yaitu (1) Dinding penahan *gravity* (2) Dinding penahan *semigravity* (3) Dinding penahan kantilever dan (4) Dinding penahan *counterfort* (Das, 2006)

#### 2.1.1 Dinding Penahan *Gravity*

Dinding penahan ini dibuat dengan beton biasa atau dinding batu. Dinding tersebut tergantung pada berat dindingnya dan beberapa tanah yang bertumpu pada batu. Jenis konstruksi tersebut tidak ekonomis untuk konstruksi dinding yang tinggi sehingga kebanyakan digunakan dalam landsekap.

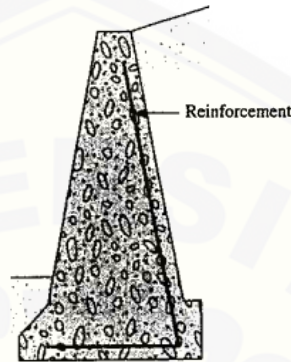


Sumber : Das (2006)

Gambar 2.1 Dinding Penahan Gravity

### 2.1.2 Dinding Penahan *Semigravity*

Dinding penahan jenis *semigravity* dalam konstruksi hampir sama dengan jenis *gravity*. Namun, jenis *semigravity* menggunakan baja dalam jumlah yang kecil dengan demikian bisa meminimalisir ukuran bagian dinding.

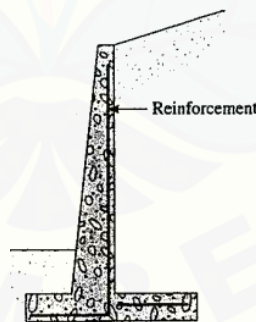


Sumber : Das (2006)

Gambar 2.2 Dinding Penahan *Semigravity*

### 2.1.3 Dinding Penahan Kantilever

Dinding penahan kantilever terbuat dari beton bertulang yang terdiri dari dinding yang tipis dan pelat pondasi. Jenis ini sangat ekonomis untuk ketinggian tanah tertahan 8 m.

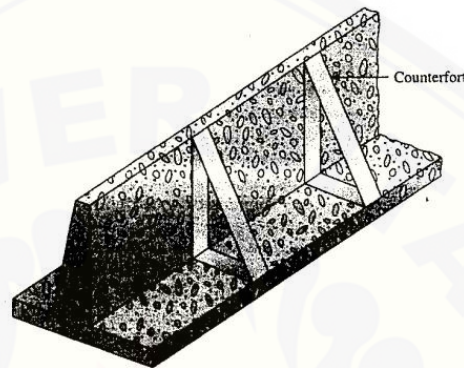


Sumber : Das (2006)

Gambar 2.3 Dinding Penahan kantilever

#### 2.1.4 Dinding Penahan *Counterfort*

Dinding penahan *counterfort* memiliki kesamaan dengan dinding penahan kantilever. Namun dinding tersebut memiliki pelat vertikal dinamakan *counterfort* yang mana dipasang di dinding vertikal dan pelat pondasi secara bersamaan. Tujuan dibuat *counterfort* untuk mengurangi gaya geser dan momen pembengkok.

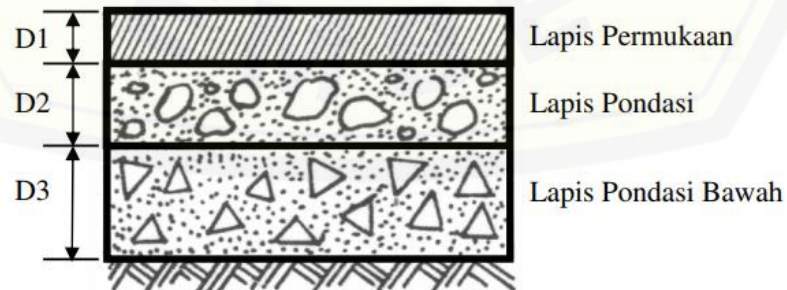


Sumber : Das (2006)

Gambar 2.4 Dinding Penahan *counterfort*

#### 2.2 Penentuan Tebal Minimum Perkerasan Lentur

Penentuan tekanan kendaraan diperlukan tebal minimum perkerasan lentur. Perkerasan lentur (*flexible pavement*) adalah perkerasan yang umumnya menggunakan bahan campuran beraspal sebagai lapis permukaan serta bahan berbutir sebagai lapisan di bawahnya. Bagian perkerasan jalan umumnya meliputi lapis pondasi bawah (*sub base course*), lapis pondasi (*base course*), dan lapis permukaan (*surface course*).



Sumber : Departemen Pekerjaan Umum (1987)

Gambar 2.5 Susunan Lapis Perkerasan Jalan

2.2.1 Parameter Lalu Lintas

a. Jumlah Jalur dan Koefisien Distribusi Kendaraan (C)

Jalur rencana merupakan salah satu jalur lalu lintas dari suatu ruas jalan raya yang menampung lalu lintas terbesar. Jika jalan tidak memiliki tanda batas jalur, maka jumlah jalur ditentukan dari lebar perkerasan menurut Tabel 2.1

Tabel 2.1 Jumlah Lajur Berdasarkan Lebar Perkerasan

Lebar Perkerasan (L)	Jumlah Lajur (n)
$L < 5,50 \text{ m}$	1 jalur
$5,50 \text{ m} \leq L < 8,25 \text{ m}$	2 jalur
$8,25 \text{ m} \leq L < 11,25 \text{ m}$	3 jalur
$11,25 \text{ m} \leq L < 15,00 \text{ m}$	4 jalur
$15,00 \text{ m} \leq L < 18,75 \text{ m}$	5 jalur
$18,75 \text{ m} \leq L < 22,00 \text{ m}$	6 jalur

Sumber : Departemen Pekerjaan Umum (1987)

Koefisien distribusi kendaraan (C) untuk kendaraan ringan dan berat yang lewat pada jalur rencana ditentukan menurut Tabel 2.2

Tabel 2.2 Koefisien Distribusi Kendaraan (C)

Jumlah Lajur	Kendaraan Ringan*)		Kendaraan Berat**)	
	1 arah	2 arah	1 arah	2 arah
1 lajur	1,00	1,00	1,00	1,000
2 lajur	0,60	0,50	0,70	0,500
3 lajur	0,40	0,40	0,50	0,475
4 lajur	-	0,30	-	0,450
5 lajur	-	0,25	-	0,425
6 lajur	-	0,20	-	0,400

\*) berat total < 5 ton, misalnya mobil penumpang, pick up, mobil hantaran

\*\*) berat total > 5 ton, misalnya, bus, truk, traktor, semi trailer, trailer.

Sumber : Departemen Pekerjaan Umum (1987)

b. Angka Ekuivalen (E) Beban Sumbu Kendaraan

Mengacu pada buku Petunjuk Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya dengan Metode Analisa Komponen No. SNI 1732-1989-F dan Manual Perkerasan Jalan dengan alat Benkelman beam No. 01/MN/BM/83.

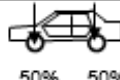

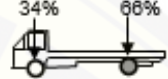


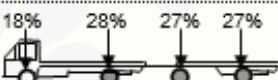
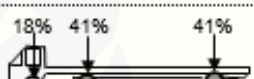
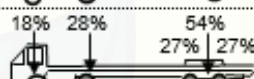
Angka ekuivalen beban sumbu kendaraan adalah angka yang menyatakan perbandingan tingkat kerusakan yang ditimbulkan oleh suatu lintasan beban sumbu tunggal / ganda kendaraan terhadap tingkat kerusakan yang ditimbulkan oleh satu lintasan beban standar sumbu tunggal seberat 8,16 ton (18.000 lb).

Angka Ekuivalen (E) masing-masing golongan beban sumbu (setiap kendaraan) ditentukan menurut Persamaan 2.1 dan 2.2

$$\text{Sumbu tunggal} = \left( \frac{\text{Beban satu sumbu tunggal dalam Kg}}{8160} \right)^4 \dots\dots\dots (2.1)$$

$$\text{Sumbu ganda} = 0,086 \left( \frac{\text{Beban satu sumbu tunggal dalam Kg}}{8160} \right)^4 \dots\dots\dots (2.2)$$

Konfigurasi beban sumbu pada berbagai jenis kendaraan beserta angka ekuivalen kendaraan dalam keadaan kosong (min) dan dalam keadaan bermuatan (max) berdasarkan Gambar 2.5

KONFIGURASI SUMBU & TIPE	BERAT KOSONG (ton)	BEBAN MUATAN MAKSIMUM (ton)	BERAT TOTAL MAKSIMUM (ton)	UE 18 K'SAL KOSONG	UE 18 K'SAL MAKSIMUM	
1,1 HP	1,5	0,5	2,0	0,0001	0,0005	
1,2 BUS	3	6	9	0,0037	0,3006	
1,2L TRUK	2,3	6	8,3	0,0013	0,2174	
1,2H TRUK	4,2	14	18,2	0,0143	5,0264	
1,22 TRUK	5	20	25	0,0044	2,7416	
1,2+2,2 TRAILER	6,4	25	31,4	0,0085	3,9083	
1,2-2 TRAILER	6,2	20	26,2	0,0192	6,1179	
1,2-2,2 TRAILER	10	32	42	0,0327	10,1830	

Sumber : Manual Perkerasan Jalan dengan alat Benkelman beam No. 01/MN/BM/83

Gambar 2.6 Konfigurasi beban sumbu

c. Lalu Lintas Harian Rata-rata dan Rumus-rumus Lintas Ekuivalen

1) Lalu lintas Harian Rata-rata (LHR)

Jenis kendaraan di tentukan pada awal umur rencana, yang dihitung untuk dua arah pada jalan tanpa median atau masing-masing arah pada jalan dengan median.

2) Lintas Ekivalen Permulaan (LEP)

LEP dihitung dengan Persamaan 2.2 berikut

$$LEP = \sum_{j=1}^N LHR_j \cdot C_j \cdot E_j \dots\dots\dots (2.2)$$

Catatan : j = jenis kendaraan.

3) Lintas Ekivalen Akhir (LEA) dihitung dengan Persamaan 2.3 berikut

$$LEA = \sum_{j=1}^N LHR_j (1 + i)^{UR} \cdot C_j \cdot E_j \dots\dots\dots (2.3)$$

Catatan: i = perkembangan lalu lintas

j = jenis kendaraan.

4) Lintas Ekivalen Tengah (LET) dihitung dengan Persamaan 2.4 berikut

$$LET = \frac{1}{2} \times (LEP + LEA) \dots\dots\dots (2.4)$$

5) Lintas Ekivalen Rencana (LER) dihitung dengan Persamaan 2.5 berikut

$$LER = LET \times FP \dots\dots\dots (2.5)$$

6) Faktor penyesuaian (FP) tersebut di atas ditentukan dengan Persamaan 2.6 berikut

$$FP = UR/10 \dots\dots\dots (2.6)$$

2.2.2 Daya Dukung Tanah Dasar (DDT) dan CBR

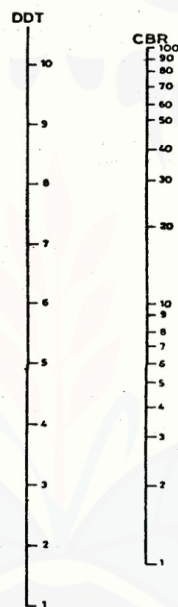
Daya dukung tanah dasar (DDT) ditetapkan berdasarkan grafik korelasi pada Gambar 2.6. Yang dimaksud dengan harga CBR disini adalah harga CBR lapangan atau CBR laboratorium.

Jika digunakan CBR lapangan maka pengambilan contoh tanah dasar dilakukan dengan tabung (*undisturb*), kemudian direndam dan diperiksa harga CBR-nya. Dapat juga mengukur langsung di lapangan (musim hujan/direndam). CBR lapangan biasanya digunakan untuk perencanaan lapis tambahan (*overlay*). Jika dilakukan menurut Pengujian Kepadatan Ringan (SKBI 3.3. 30.1987/UDC 624.131.43 (02) atau Pengujian Kepadatan Berat (SKBI 3.3. 30.1987/UDC 624.131.53 (02) sesuai dengan kebutuhan. CBR laboratorium biasanya dipakai untuk perencanaan pembangunan jalan baru. Sementara ini dianjurkan untuk mendasarkan daya dukung tanah dasar hanya kepada pengukuran nilai CBR. Cara-cara lain hanya digunakan bila telah disertai data-data yang dapat dipertanggungjawabkan. Cara-cara lain tersebut dapat berupa : Group Index, Plate



Bearing Test atau R-value. Harga yang mewakili dari sejumlah harga CBR yang dilaporkan, ditentukan sebagai berikut:

- Menentukan harga CBR terendah.
- Menentukan berapa banyak harga dari masing-masing nilai CBR yang sama dan lebih besar dari masing-masing nilai CBR.
- Angka jumlah terbanyak dinyatakan sebagai 100%. Jumlah lainnya merupakan persentase dari 100%.
- Dibuat grafik hubungan antara harga CBR dan persentase jumlah tadi.
- Nilai CBR yang mewakili adalah yang didapat dari angka persentase 90%.



Sumber : Departemen Pekerjaan Umum (1987)

Gambar 2.7 Korelasi DDT dan CBR

### 2.2.3 Faktor Regional (FR)

Keadaan lapangan mencakup permeabilitas tanah, perlengkapan drainase, bentuk alinyemen serta persentase kendaraan dengan berat 13 ton, dan kendaraan yang berhenti, sedangkan keadaan iklim mencakup curah hujan rata-rata per tahun.

Mengingat persyaratan penggunaan disesuaikan dengan "Peraturan Pelaksanaan Pembangunan Jalan Raya" edisi terakhir, maka pengaruh keadaan lapangan yang menyangkut permeabilitas tanah dan perlengkapan drainase dapat dianggap sama.

Dengan demikian dalam penentuan tebal perkerasan ini, Faktor Regional hanya dipengaruhi oleh bentuk alinyemen (kelandaian dan tikungan), persentase kendaraan berat dan yang berhenti serta iklim (curah hujan) pada Tabel 2.3

Tabel 2.3 Daftar Ketentuan Faktor Regional

	Kelandaian I ( < 6 %)		Kelandaian II ( 6 – 10 %)		Kelandaian III ( > 10%)	
	% kendaraan berat	% kendaraan berat	% kendaraan berat	% kendaraan berat	% kendaraan berat	% kendaraan berat
	≤ 30 %	> 30 %	≤ 30 %	> 30 %	≤ 30 %	> 30 %
Iklim I < 900 mm/th	0,5	1,0 – 1,5	1,0	1,5 – 2,0	1,5	2,0 – 2,5
Iklim II > 900 mm/th	1,5	2,0 – 2,5	2,0	2,5 – 3,0	2,5	3,0 – 3,5

Catatan: Pada bagian-bagian jalan tertentu, seperti persimpangan, pember-hentian atau tikungan tajam (jari-jari 30 m) FR ditambah dengan 0,5. Pada daerah rawa rawa FR ditambah dengan 1,0.

Sumber : *Departemen Pekerjaan Umum (1987)*

#### 2.2.4 Indeks Permukaan (IP)

Indeks Permukaan ini menyatakan nilai daripada kerataan atau kehalusan serta kekokohan permukaan yang bertalian dengan tingkat pelayanan bagi lalu-lintas yang lewat. Adapun beberapa nilai IP beserta artinya adalah seperti yang tersebut di bawah ini:

IP = 1,0 : adalah menyatakan permukaan jalan dalam keadaan rusak berat sehingga sangat mengganggu lalu lintas kendaraan.

IP = 1,5 : adalah tingkat pelayanan terendah yang masih mungkin (jalan tidak terputus).

IP = 2,0 : adalah tingkat pelayanan rendah bagi jalan yang masih mantap

IP = 2,5 : adalah menyatakan permukaan jalan yang masih cukup stabil dan baik.

Dalam menentukan indeks permukaan (IP) pada akhir umur rencana, perlu dipertimbangkan faktor-faktor klasifikasi fungsional jalan dan jumlah lintas ekivalen rencana (LER), menurut Tabel 2.4.

Tabel 2.4 Daftar Indeks Permukaan Pada Akhir Umur Rencana (IP).

LER = Lintas Ekivalen Rencana *)	Klasifikasi Jalan			
	lokal	kolektor	arteri	tol
< 10	1,0 – 1,5	1,5	1,5 – 2,0	-
10 – 100	1,5	1,5 – 2,0	2,0	-
100 – 1000	1,5 – 2,0	2,0	2,0 – 2,5	-
> 1000	-	2,0 – 2,5	2,5	2,5

\*) LER dalam satuan angka ekivalen 8,16 ton beban sumbu tunggal

Sumber : Departemen Pekerjaan Umum (1987)

Dalam menentukan indeks permukaan pada awal umur rencana (IPo) perlu diperhatikan jenis lapis permukaan jalan (kerataan / kehalusan serta kekokohan) pada awal umur rencana, menurut Tabel 2.5 di bawah ini:

Tabel 2.5 Daftar Indeks Permukaan Pada Awal Umur Rencana (IPo)

Jenis Permukaan	IPo	Roughness *) (mm/km)
LASTON	$\geq 4$	$\leq 1000$
	3,9 – 3,5	$> 1000$
LASBUTAG	3,9 – 3,5	$\leq 2000$
HRA	3,4 – 3,0	$> 2000$
	3,9 – 3,5	$\leq 2000$
BURDA	3,4 – 3,0	$> 2000$
	3,9 – 3,5	$< 2000$
BURTU	3,4 – 3,0	$< 2000$
LAPEN	3,4 – 3,0	$\leq 3000$
	2,9 – 2,5	$> 3000$
LATASBUM	2,9 – 2,5	
BURAS	2,9 – 2,5	
LATASIR	2,9 – 2,5	
JALAN TANAH	$\leq 2,4$	
JALAN KERIKIL	$\leq 2,4$	

Sumber : Departemen Pekerjaan Umum (1987)

2.2.5 Koefisien Kekuatan Relatif (a)

Koefisien kekuatan relatif (a) masing-masing bahan dan kegunaannya sebagai lapis permukaan, pondasi, pondasi bawah, ditentukan secara korelasi sesuai nilai Marshall Test (untuk bahan dengan aspal), kuat tekan (untuk bahan yang distabilisasi dengan semen atau kapur), atau CBR (untuk bahan lapis pondasi bawah).

Jika alat Marshall Test tidak tersedia, maka kekuatan (stabilitas) bahan beraspal bisa diukur dengan cara lain seperti Hveem Test, Hubbard Field, dan Smith Triaxial. Berikut merupakan tabel koefisien kekuatan relatif tertera pada Gambar 2.8

Gambar 2.8 Daftar Koefisien Kekuatan Relatif (a)

**Daftar VII**  
**Koefisien Kekuatan Relatif (a)**

Koefisien Kekuatan Relatif			Kekuatan Bahan			Jenis Bahan
a1	a2	a3	MS (kg)	Kt (kg/cm)	CBR (%)	
0,40	-	-	744	-	-	Laston
0,35	-	-	590	-	-	
0,35	-	-	454	-	-	
0,30	-	-	340	-	-	
0,35	-	-	744	-	-	
0,31	-	-	590	-	-	Lasbutag
0,28	-	-	454	-	-	
0,26	-	-	340	-	-	
0,30	-	-	340	-	-	HRA
0,26	-	-	340	-	-	Aspal macadam
0,25	-	-	-	-	-	Lapen (mekanis)
0,20	-	-	-	-	-	Lapen (manual)
-	0,28	-	590	-	-	Laston Atas
-	0,26	-	454	-	-	
-	0,24	-	340	-	-	
-	0,23	-	-	-	-	Lapen (mekanis)
-	0,19	-	-	-	-	Lapen (manual)
-	0,15	-	-	22	-	Stab. Tanah dengan semen
-	0,13	-	-	18	-	
-	0,15	-	-	22	-	Stab. Tanah dengan kapur
-	0,13	-	-	18	-	
-	0,14	-	-	-	100	Batu pecah (kelas A)
-	0,13	-	-	-	80	Batu pecah (kelas B)
-	0,12	-	-	-	60	Batu pecah (kelas C)
-	-	0,13	-	-	70	Sirtu/pitrun (kelas A)
-	-	0,12	-	-	50	Sirtu/pitrun (kelas B)
-	-	0,11	-	-	30	Sirtu/pitrun (kelas C)
-	-	0,10	-	-	20	Tanah/lempung kepasiran

Catatan: Kuat tekan stabilitas tanah dengan semen diperiksa pada hari ke-7. Kuat tekan stabilitas tanah dengan kapur diperiksa pada hari ke-21.

Sumber : Departemen Pekerjaan Umum (1987)

2.2.6 Analisa Komponen Perkerasan

Perhitungan perencanaan ini didasarkan pada kekuatan relatif masing-masing lapisan perkerasan jangka panjang, dimana penentuan tebal perkerasan dinyatakan oleh ITP (Indeks Tebal Perkerasan), dengan Persamaan 2.7 berikut

$$ITP = a_1D_1 + a_2D_2 + a_3D_3 \dots\dots\dots (2.7)$$

dengan :

$a_1, a_2, a_3 =$  Koefisien kekuatan relatif bahan perkerasan (Gambar 2.7)

$D_1, D_2, D_3 =$  Tebal masing-masing lapis perkerasan (cm).

Angka 1, 2 dan 3 : masing-masing untuk lapis permukaan, lapis pondasi atas, dan lapis pondasi bawah.

2.2.7 Batas-Batas Minimum Tebal Lapisan Perkerasan.

Batas-batas tebal minimum lapisan permukaan, lapisan pondasi atas, dan lapisan pondasi bawah dilihat pada Tabel 2.6 dan Tabel 2.7

Tabel 2.6 Tebal Minimum Lapis Permukaan Berdasarkan Nilai ITP

ITP	Tebal Minimum (cm)	Bahan
< 3,00	5	Lapis pelindung: (Buras/Burtu/Burda)
3,00 – 6,70	5	Lapen/Aspal Macadam, HRA, Lasbutag, Laston
6,71 – 7,49	7,5	Lapen/Aspal Macadam, HRA, Lasbutag, Laston
7,50 – 9,99	7,5	Lasbutag, Laston
$\geq 10,00$	10	Laston

Sumber : Departemen Pekerjaan Umum (1987)

Tabel 2.7 Tebal Minimum Lapis Pondasi Atas Berdasarkan Nilai ITP

ITP	Tebal Minimum (cm)	Bahan
< 3,00	15	Batu pecah, stabilitas tanah dengan semen, stabilitas tanah dengan kapur
3,00 – 7,49	20*)	Batu pecah, stabilitas tanah dengan semen, stabilitas tanah dengan kapur
7,50 – 9,99	10	Laston Atas
	20	Batu pecah, stabilitas tanah dengan semen, stabilitas tanah dengan kapur, pondasi macadam
10 – 12,14	15	Laston Atas
	20	Batu pecah, stabilitas tanah dengan semen, stabilitas tanah dengan kapur, pondasi macadam,
≥ 12,25	25	Lapen, Laston Atas
		Batu pecah, stabilitas tanah dengan semen, stabilitas tanah dengan kapur, pondasi macadam, Lapen, Laston Atas

Sumber : Departemen Pekerjaan Umum (1987)

Untuk setiap nilai ITP bila digunakan pondasi bawah, tebal minimum adalah 10 cm

### 2.3 Pembebanan Kendaraan Terhadap Struktur Jalan Raya

Gaya yang ditimbulkan oleh adanya struktur jalan raya di atas konstruksi lereng harus mampu ditahan oleh lereng tersebut. Gaya tersebut yaitu gaya vertikal yang disebabkan oleh beban perkerasan dan beban kendaraan. Gaya-gaya yang berasal dari kendaraan nantinya akan diteruskan pada perkerasan sebagai tekanan vertikal seperti yang diilustrasikan pada Gambar 2.9

Tekanan vertikal dapat ditentukan dengan menggunakan penyebaran tekanan ( $2H: 1V$  atau  $\alpha = \pm 26^\circ$ ) dari Giroud dan Noiray (1981). Tekanan ban ( $p'$ ) pada kedalaman ( $h$ ) dari permukaan dapat diperoleh dengan Persamaan 2.8

$$p' = \frac{P}{2(B+2h \tan \alpha)(L+2h \tan \alpha)} \dots\dots\dots (2.8)$$

Keterangan :3

$p'$  = tekanan ban pada kedalaman  $h$  ( $\text{kN/m}^2$ )

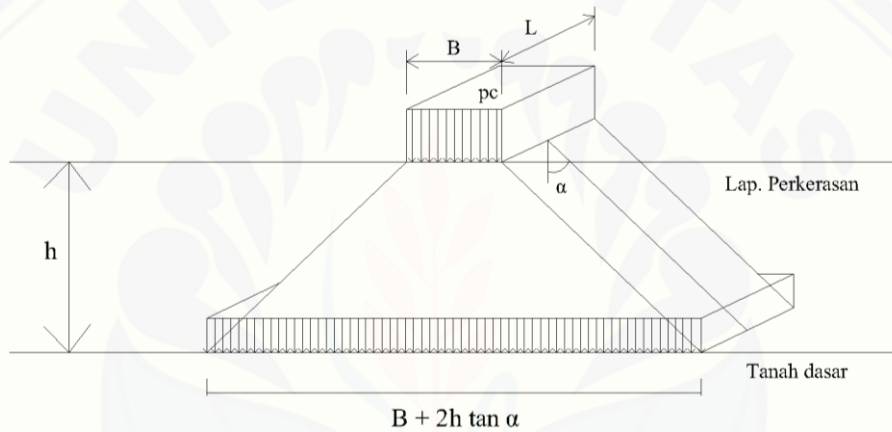
$P$  = beban gandar ( $\text{kN}$ )

$h$  = tebal perkerasan ( $\text{m}$ )

$\alpha$  = sudut penyebaran beban terhadap vertikal

$L$  = panjang bidang kontak ( $\text{m}$ )

$B$  = lebar bidang kontak ( $\text{m}$ )



Sumber : Giroud & Noiray (1981)

Gambar 2.9 Distribusi beban kendaraan

Beban gandar ( $P$ ) disebarkan mengikuti penyebaran tekanan yang bersudut  $\alpha$  terhadap vertikal. Bidang kontak ekivalen tekanan ban di atas permukaan jalan adalah  $B \times L$ . Untuk kendaraan berat dengan roda lebar atau ganda pada Persamaan 2.9 sebagai berikut

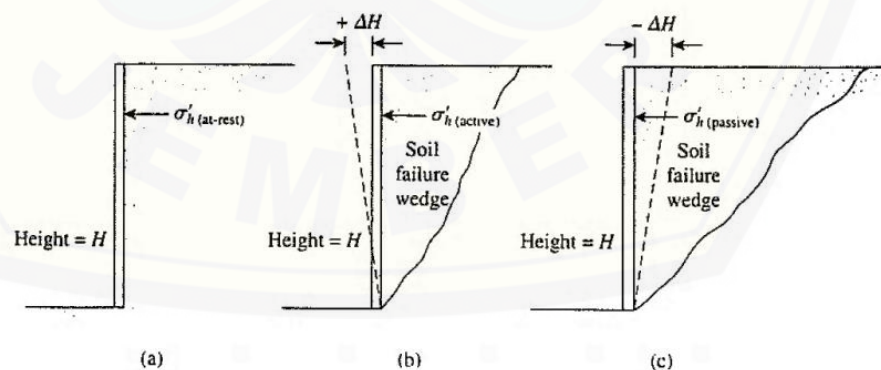
$$B = \sqrt{\frac{P\sqrt{2}}{p_c}} \text{ dengan } L = 0,5B \dots\dots\dots (2.9)$$

Giroud dan Noiray (1981) menyatakan besarnya tekanan ban ( $p_c$ ) untuk *construction plant* sebesar 620 kPa.

## 2.4 Tekanan Tanah Lateral

Kemiringan tanah secara vertikal atau mendekati vertikal didukung oleh dinding penahan tanah, dinding *cantilever sheet-pile*, *sheet-pile bulkhead*, *braced cuts*, and struktur lainnya yang mempunyai kesamaan. Kelayakan desain dari struktur itu membutuhkan sebuah perkiraan dari tekanan tanah lateral, dimana fungsi dari beberapa faktor seperti (a) jenis dan jumlah dari pergerakan tanah (b) parameter kuat geser tanah (c) berat jenis tanah, dan (d) kondisi drainase di dalam tanah urugan. Gambar 2.10 menunjukkan ketinggian dari dinding disimbolkan dengan  $H$ . Untuk jenis tanah urugan yang serupa.

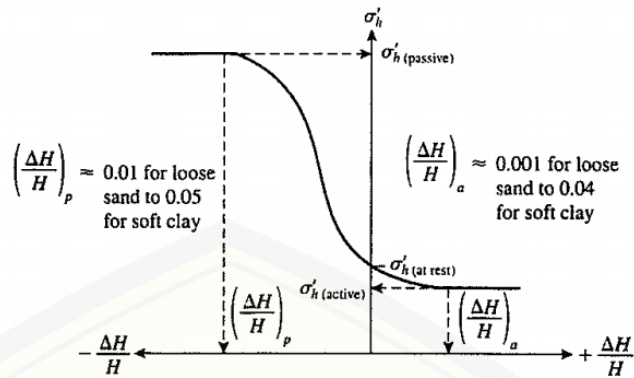
- (a) Dinding bisa ditahan dari pergerakan (Gambar 2.10a). Tekanan tanah lateral dari berbagai kedalaman dinding disebut tekanan tanah kondisi diam.
- (b) Dinding bisa miring dari tanah yang telah ditahan (Gambar 2.10b). Dengan kemiringan tanah yang mencukupi, pasak tanah berbentuk segitiga dibelakang dinding akan runtuh. Dalam kondisi ini tekanan lateral disebut sebagai tekanan tanah aktif.
- (c) Dinding bisa tertekan ke dalam tanah yang telah ditahan (Gambar 2.10c). Dengan pergerakan tanah yang mencukupi, pasak tanah akan mengalami runtuh. Dalam kondisi ini tekanan lateral disebut dengan tekanan tanah pasif.



Sumber : Das (2006)

Gambar 2.10 Sifat dari tekanan tanah lateral pada dinding penahan tanah





Sumber : Das (2006)

Gambar 2.11 Sifat variasi dari tekanan tanah lateral pada kedalaman tertentu

Gambar 2.11 menunjukkan sifat variasi dari tekanan lateral ( $\sigma'_h$ ) pada kedalaman tertentu dari dinding dengan besarnya pergerakan tanah.

#### 2.4.1 Tekanan Lateral Tanah dalam Kondisi Diam

Ditinjau dari ketinggian dinding vertikal (H), yang ditunjukkan di Gambar 3, penahan dari tanah yang mempunyai berat jenis ( $\gamma$ ). Sebuah beban seragam yang terdistribusi (q/luas unit) juga diterapkan pada permukaan tanah. Kuat geser tanah adalah pada Persamaan 2.10

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' \dots\dots\dots (2.10)$$

dimana :

$c'$  = kohesi

$\phi'$  = sudut geser efektif

$\sigma'$  = tegangan normal efektif

Pada beberapa kedalaman  $z$  di bawah permukaan tanah, tegangan vertikal di bawah permukaan pada Persamaan 2.11

$$\sigma'_0 = q + \gamma z \dots\dots\dots (2.11)$$

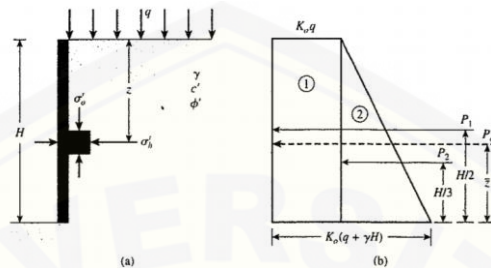
Jika dinding dalam kondisi diam dan tidak diijinkan untuk bergerak secara keseluruhan, antara jauh dari massa tanah atau di dalam massa tanah (yaitu ada regangan horisontal nol), tekanan lateral pada kedalaman  $z$  adalah Persamaan 2.12

$$\sigma_h = K_0 \sigma'_0 + u \dots\dots\dots (2.12)$$

dimana

$u$  = tekanan pori air

$K_0$  = koefesien tekanan tanah kondisi diam



Sumber : Das (2006)

Gambar 2.12 Tekanan tanah kondisi diam

Untuk tanah *normally consolidated*, hubungan untuk  $K_0$  (Jaky, 1944) dinyatakan dalam Persamaan 2.13

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \dots\dots\dots (2.13)$$

Persamaan (2.3) merupakan rumus perkiraan secara empiris.

Untuk tanah *overconsolidated*, koefisien tekanan tanah kondisi diam bisa diterangkan sebagai (Mayne dan Kulhawy, 1982) di Persamaan 2.14

$$K_0 = (1 - \sin \phi') OCR^{\sin \phi'} \dots\dots\dots (2.14)$$

dimana OCR = rasio *overconsolidation*.

Dengan nilai dipilih secara tepat dari koefisien tekanan tanah kondisi diam, persamaan (2.2) bisa digunakan untuk menentukan variasi dari tekanan tanah lateral dengan kedalaman  $z$ . Gambar 2.11b menunjukkan variasi dari  $\sigma'_h$  dengan kedalaman untuk dinding digambarkan pada Gambar 2.11a. Diperhatikan jika beban merata  $q = 0$  dan tekanan air pori  $u = 0$ , diagram tekanan akan seperti segitiga. Total gaya ( $P_0$ ) per unit panjang diketahui di Gambar 2.12a dapat ditentukan dari luasan diagram tekanan yang diketahui di Gambar 2.13b di Persamaan 2.15

$$P_0 = P_1 + P_2 = qK_0H + \frac{1}{2} \gamma H^2 K_0 \dots\dots\dots (2.15)$$

dimana

$P_1$  = luas segi empat 1

$P_2$  = luas segi tiga 2

Lokasi dari garis aksi resultan gaya ( $P_0$ ) bisa ditentukan dengan mengambil momen dari bagian bawah dinding, demikian rumus di Persamaan 2.16

$$\bar{z} = \frac{P_1(\frac{H}{2}) + P_2(\frac{H}{3})}{P_0} \dots\dots\dots (2.16)$$

Jika muka air lokasinya di kedalaman  $z < H$ , diagram tekanan kondisi diam ditunjukkan di Gambar 2.12b harus sedikit diubah, seperti yang ditunjukkan di Gambar 2.13. Jika berat jenis efektif tanah dibawah muka air sama dengan  $\gamma'$  (yaitu  $\gamma_{sat} - \gamma_w$ ) kemudian pada  $z = 0$  dengan Persamaan 2.17

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_0 = K_0 q \dots\dots\dots (2.17)$$

pada  $z = H_1$  di Persamaan 2.18

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_0 = K_0 (q + \gamma H_1) \dots\dots\dots (2.18)$$

dan pada  $z = H_2$  di Persamaan 2.19

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_0 = K_0 (q + \gamma H_1 + \gamma' H_2) \dots\dots\dots (2.19)$$

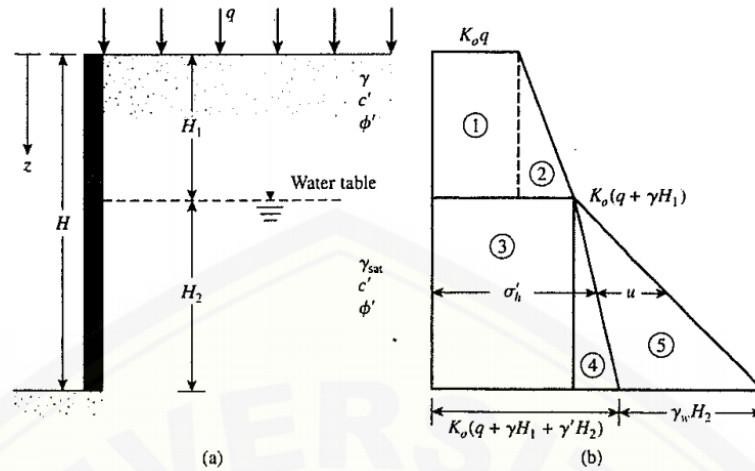
Diperhatikan dalam persamaan terdahulu, masing-masing  $\sigma'_0$  dan  $\sigma'_h$  adalah tekanan vertikal dan horizontal. Menentukan distribusi tekanan total di dinding membutuhkan penambahan tekanan hidrostatis ( $u$ ) yang nol dari  $z = 0$  ke  $z = H_1$  dan  $H_2 \gamma_w$  di  $z = H_2$ . Oleh karena itu, total gaya per unit panjang dari dinding bisa ditentukan dari luas diagram tekanan dengan Persamaan 2.20

$$P_0 = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 \dots\dots\dots (2.20)$$

dimana  $A$  = luas diagram tekanan

Jadi, Persamaan 2.18 dikembangkan ke Persamaan 2.21

$$P_0 = K_0 q H_1 + \frac{1}{2} K_0 \gamma H_1^2 + K_0 (q + \gamma H_1) H_2 + \frac{1}{2} K_0 \gamma' H_2^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2 \dots (2.21)$$



Sumber : Das (2006)

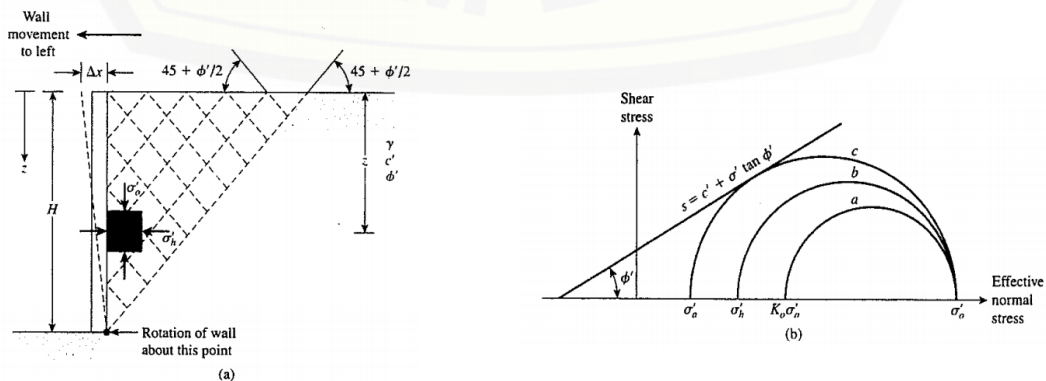
Gambar 2.13 Tekanan tanah dengan muka air yang berlokasi di kedalaman  $z < H$

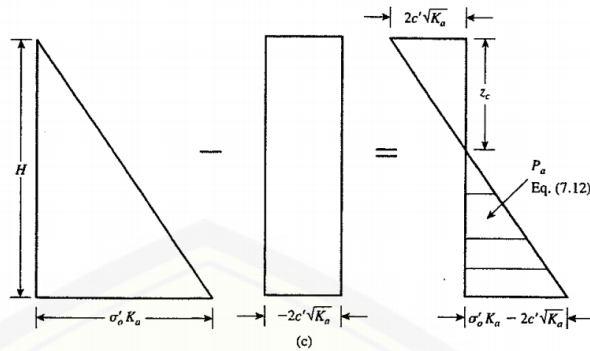
### 2.4.2 Tekanan Aktif

#### a. Tekanan Tanah Aktif Rankine

Tekanan tanah lateral dijelaskan di penjelasan tekanan tanah kondisi diam yang melibatkan dinding-dinding yang tidak bisa menghasilkan semuanya. Namun jika dinding cenderung bergerak menjauh dari tanah dengan jarak  $\Delta x$ , seperti ditunjukkan di Gambar 2.12a, tekanan tanah di dinding dalam beberapa kedalaman akan berkurang. Untuk dinding yang merupakan dinding tanpa bergeser (*frictionless*), tegangan horizontal ( $\sigma'_h$ ) di kedalaman  $z$  akan sama dengan  $K_0\sigma'_0 (= K_0\gamma z)$  saat  $\Delta x$  adalah nol. Namun dengan  $\Delta x > 0$  aka kurang dari  $K_0\sigma'_0$ .

Lingkaran Mohr sesuai dengan perpindahan dinding dari  $\Delta x = 0$  dan  $\Delta x > 0$  masing-masing ditunjukkan sebagai lingkaran *a* dan *b* di Gambar 2.14.





Sumber : Das (2006)

Gambar 2.14 Tekanan aktif Rankine

Jika perpindahan dinding ( $\Delta x$ ) berlanjut sampai bertambah sesuai dengan lingkaran Mohr akhirnya akan hanya mendekati amplop kegagalan Mohr-Coulomb yang didefinisikan sebagai Persamaan 2.10

Lingkaran tersebut ditandai  $c$  di gambar menunjukkan kondisi kegagalan di massa tanah, tegangan horizontal kemudian dengan persamaan  $\sigma'_a$  disebut dengan tekanan aktif Rankine. Garis gelincir (bidang kegagalan) di massa tanah akan kemudian membuat sudut  $\pm(45 + \frac{\phi'}{2})$  dengan tegangan horizontal, seperti yang ditunjukkan di Gambar 2.13a.

Persamaan amplop kegagalan Mohr-Coulomb berhubungan dengan tegangan utama untuk lingkaran Mohr yang mendekati amplop kegagalan Mohr-Coulomb di Persamaan 2.22

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) \dots\dots\dots (2.22)$$

Untuk lingkaran Mohr  $c$  di Gambar 2.14b

Tegangan utama mayor,  $\sigma'_1 = \sigma'_0$  dan Tegangan utama minor,  $\sigma'_3 = \sigma'_a$

Dengan demikian, disubstitusi menjadi Persamaan 2.23, 2.24, 2.25

$$\sigma'_0 = \sigma'_a \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) \dots\dots\dots (2.23)$$

$$\sigma'_a = \frac{\sigma'_0}{\tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right)} - \frac{2c'}{\tan \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right)} \dots\dots\dots (2.24)$$

atau

$$\begin{aligned}\sigma'_a &= \sigma'_0 \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) - 2c' \tan\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) \\ &= \sigma'_0 K_a - 2c' \tan\sqrt{K_a} \dots\dots\dots(2.25)\end{aligned}$$

dimana  $K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)$  adalah koefisien tekanan aktif Rankine

Variasi dari tekanan aktif dengan kedalaman dinding ditunjukkan di Gambar 2.14c. Diperhatikan bahwa  $\sigma'_0 = 0$  pada  $z = 0$  dan  $\sigma'_0 = \gamma H$  pada  $z = H$ . Distribusi tekanan ditunjukkan bahwa pada  $z = 0$  tekanan aktif sama dengan  $-2c'\sqrt{K_a}$ , mengindikasikan tegangan tarik yang mengurangi dengan kedalaman dan menjadi nol pada kedalaman  $z = z_c$  dengan Persamaan 2.26

$$\gamma z_c K_a - 2c'\sqrt{K_a} = 0 \dots\dots\dots(2.26)$$

dan Persamaan 2.27

$$z_c = \frac{2c'}{\gamma\sqrt{K_a}} \dots\dots\dots(2.27)$$

Kedalaman  $z_c$  biasanya disebut sebagai kedalaman keretakan tarik karena tegangan tarik di tanah akan nantinya menyebabkan keretakan sepanjang permukaan dinding tanah. Demikian total gaya aktif Rankine per satuan panjang dari dinding sebelum keretakan terjadi dengan Persamaan 2.28

$$\begin{aligned}P_a &= \int_0^H \sigma'_a dz = \int_0^H \gamma z dz - \int_0^H 2c'\sqrt{K_a} dz \\ &= \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a - 2c'H\sqrt{K_a} \dots\dots\dots(2.28)\end{aligned}$$

Setelah keretakan tarik muncul, gaya per satuan panjang di dinding akan terjadi hanya dengan distribusi tekanan antara kedalaman  $z = z_c$  dan  $z = H$  seperti yang ditampilkan oleh luasan arsir di Gambar 2.14c. Gaya ini bisa dinyatakan sebagai Persamaan 2.29

$$P_a = \frac{1}{2}(H - z_c)(\gamma H K_a - 2c'\sqrt{K_a}) \dots\dots\dots(2.29)$$

atau Persamaan 2.30

$$P_a = \frac{1}{2}\left(H - \frac{2c'}{\gamma\sqrt{K_a}}\right)(\gamma H K_a - 2c'\sqrt{K_a}) \dots\dots\dots(2.30)$$

Namun, ini penting untuk merealisasikan bahwa kondisi tekanan tanah aktif akan tercapai hanya jika dinding diijinkan cukup “menghasilkan”. Jumlah yang dibutuhkan pemindahan yang terlihat sekitar 0,001H hingga 0,004H untuk tanah urugan bergranular dan sekitar 0,01H sampai 0,04H untuk tanah urugan kohesif.

Diperhatikan lebih lanjut bahwa jika parameter tegangan total dan kuat geser ( $c, \phi$ ) telah digunakan, persamaan yang serupa dengan persamaan (2.8) bisa jadi diturunkan dengan Persamaan 2.31

$$\sigma_a = \sigma_0 \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots\dots (2.31)$$

### 2.4.3 Tekanan Pasif

#### a. Tekanan Tanah Pasif Rankine

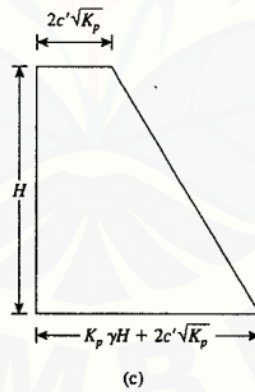
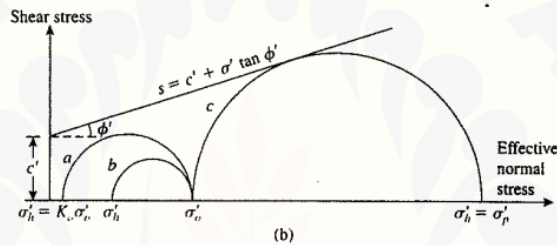
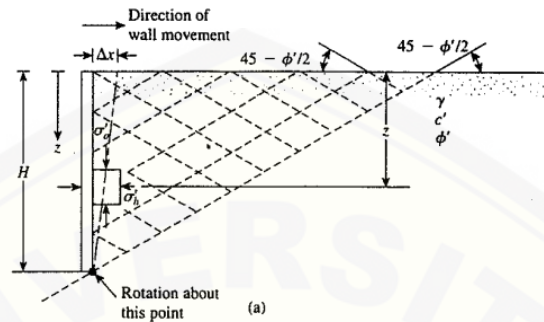
Gambar 2.14a menunjukkan dinding penahan tanah *frictionless* vertikal dengan tanah urugan horizontal. Di kedalaman  $z$ , tekanan vertikal efektif pada elemen tanah adalah  $\sigma'_0 = \gamma z$ . Pada awalnya jika dinding tidak bisa menghasilkan semuanya, tegangan lateral pada kedalaman tersebut akan menjadi  $\sigma'_h = K_0 \sigma'_0$ . Keadaan tegangan ini dijelaskan oleh lingkaran Mohr *a* di Gambar 2.14b. Jika dinding ditekan ke massa tanah dengan jumlah  $\Delta x$ , seperti yang ditampilkan di Gambar 2.10a, tegangan vertikal di kedalaman  $z$  akan menjadi lebih besar daripada  $K_0 \sigma'_0$ . Keadaan tegangan bisa digambarkan oleh lingkaran Mohr *b* di Gambar 2.14b. Jika dinding bergerak lebih jauh ke dalam (yakni nilai  $\Delta x$  bertambah atau lebih besar), tegangan di kedalaman  $z$  pada akhirnya mencapai keadaan mewakili oleh lingkaran Mohr *c*. Perlu dicatat lingkaran Mohr ini menyinggung amplop kegagalan Mohr-Coulomb yang menyiratkan bahwa tanah di belakang dinding akan runtuh dengan didorong ke atas. Tegangan horizontal ( $\sigma_h$ ) pada saat ini disebut tekanan pasif Rankine atau  $\sigma'_h = \sigma'_p$ .

Untuk lingkaran Mohr *c* di Gambar 2.15b, tegangan utama mayor adalah  $\sigma'_p$  dan tegangan utama minor adalah  $\sigma'_0$ . Menyubstitusikan jumlah tersebut ke dalam Persamaan 2.32 yang menghasilkan

$$\sigma'_p = \sigma'_0 \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) \dots\dots\dots (2.32)$$

Berdasarkan persamaan  $K_p =$  koefisien tekanan tanah pasif Rankine =

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



Sumber : Das (2006)

Gambar 2.15 Tekanan pasif Rankine

Kemudian, dari Persamaan 2.32 menghasilkan Persamaan 2.33

$$\sigma'_p = \sigma'_0 K_p + 2c' \sqrt{K_p} \dots \dots \dots (2.33)$$

Persamaan 2.33 menghasilkan (Gambar 2.15c) diagram tekanan pasif untuk dinding yang ditampilkan di Gambar 2.15a. Perlu dicatat bahwa pada  $z = 0$  dengan Persamaan 2.34



$$\sigma'_0 = 0 \text{ dan } \sigma'_p = 2c'\sqrt{K_p} \dots\dots\dots (2.34)$$

dan pada  $z = H$  di Persamaan 2.35

$$\sigma'_0 = \gamma H \text{ dan } \sigma'_p = \gamma H K_p + 2c'\sqrt{K_p} \dots\dots\dots (2.35)$$

Gaya pasif per satuan panjang dari dinding bisa ditentukan dari luas diagram tekanan dengan Persamaan 2.36

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p + 2c'H\sqrt{K_p} \dots\dots\dots (2.36)$$

Perkiraan besaran pergerakan dinding ( $\Delta x$ ) dibutuhkan untuk mengembangkan keruntuhan di bawah kondisi pasif pada Tabel 2.8

Tabel 2.8 Besaran pergerakan dinding

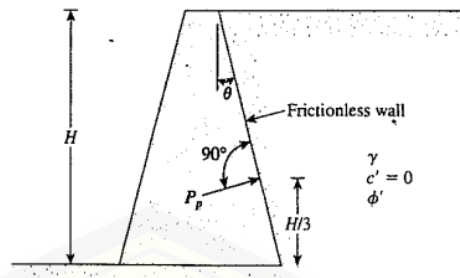
Jenis tanah	Pergerakan tanah untuk kondisi pasif ( $\Delta x$ )
Pasir padat	0,005H
Pasir lepas	0,01H
Lempung kekar	0,01H
Lempung lunak	0,05H

Sumber : Principles of Foundation Engineering – Braja M. Das

Jika urugan di belakang adalah tanah granular (yakni  $c' = 0$ ) kemudian dari Persamaan 2.36 gaya pasif per satuan panjang dinding akan menjadi Persamaan 2.37

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p \dots\dots\dots (2.37)$$

Gaya pasif di dinding penahan tanah dengan kemiringan tanpa mengalami geser di Gambar 2.14 dengan urugan granular horizontal ( $c' = 0$ ) dapat juga dijelaskan Persamaan 2.39. Variasi dari  $K_p$  dalam kasus ini, dengan kemiringan dinding  $\theta$  dan sudut geser tanah efektif  $\phi'$  diberikan pada tabel lampiran.



Sumber : Das (2006)

Gambar 2.16 Gaya pasif pada dinding penahan dengan kemiring tanpa geser

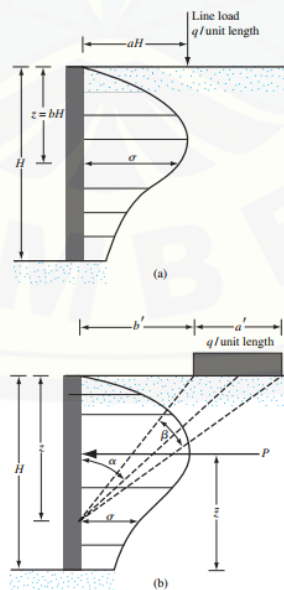
#### 2.4.4 Tekanan Lateral Akibat Beban Tambahan

Pada beberapa contoh, teori elastisitas digunakan untuk menentukan tekanan lateral tanah pada struktur penahan tanah kaku yang disebabkan oleh macam-macam jenis dari beban tambahan seperti beban titik pada Gambar 2.17a dan beban garis pada Gambar 2.17b

Menurut teori elastisitas, tegangan pada kedalaman tertentu ( $z$ ) pada struktur dinding penahan tanah disebabkan oleh beban garis dengan intensitas sebesar  $q$ /satuan panjang pada Gambar 2.17a diberikan pada Persamaan 2.38

$$\sigma = \frac{2q}{\pi H} \frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)^2} \dots\dots\dots (2.38)$$

dengan  $\sigma$  = tegangan horizontal pada kedalaman  $z = bH$



Gambar 2.17 Tekanan Lateral Tanah Akibat (a) beban titik dan (b) beban garis

Namun karena tanah bukan perantara elastis yang sempurna, beberapa deviasi dari Persamaan 2.38 bisa diharapkan. Bentuk persamaan yang telah dimodifikasi biasanya diterima untuk penggunaan dengan tanah pada Persamaan 2.39 dan 2.40

$$\sigma = \frac{2q}{\pi H} \frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)^2} \text{ untuk } a > 0,4 \quad \dots\dots\dots (2.39)$$

dan

$$\sigma = \frac{q}{H} \frac{0,203b}{(0,16 + b^2)^2} \text{ untuk } a \leq 0,4 \quad \dots\dots\dots (2.40)$$

Gambar 2.17b menunjukkan beban garis dengan intensitas sebesar  $q$ /satuan luas yang beraada pada jarak  $b'$  dari ketinggian  $H$  pada dinding. Berdasarkan teori elastisitas, tegangan horizontal ( $\sigma$ ) pada kedalaman  $z$  dinding penahan tanah dijelaskan pada Persamaan 2.41

$$\sigma = \frac{q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha) \quad \dots\dots\dots (2.41)$$

dengan sudut  $\alpha$  dan  $\beta$  didefinisikan pada Gambar 2.17b.

Namun pada kasus tanah dengan sisi kanan dari Persamaan 2.41 merupakan dua kali lipat untuk hasil rangkaian kesatuan tanah atau dengan Persamaan 2.42

$$\sigma = \frac{2q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha) \quad \dots\dots\dots (2.42)$$

Total gaya per satuan panjang ( $P$ ) karena hanya beban garis (Jarquio, 1981) bisa dijelaskan pada Persamaan 2.43

$$P = \frac{q}{90} [H(\theta_2 - \theta_1)] \quad \dots\dots\dots (2.43)$$

dimana  $\theta_1 = \tan^{-1} \left( \frac{b'}{H} \right)$  (*derajat*) dan  $\theta_2 = \tan^{-1} \left( \frac{a'+b'}{H} \right)$  (*derajat*).

Lokasi  $\bar{z}$  (pada Gambar 2.17b) dari resultan gaya  $P$  diberikan pada persamaan 2.44

$$\bar{z} = H \cdot \left[ \frac{H^2(\theta_2 - \theta_1) + (R - Q) - 5,73aH}{2H(\theta_2 - \theta_1)} \right] \quad \dots\dots\dots (2.44)$$

dengan  $R = (a + b)^2(90 - \theta_2)$  dan  $Q = b^2(90 - \theta_1)$

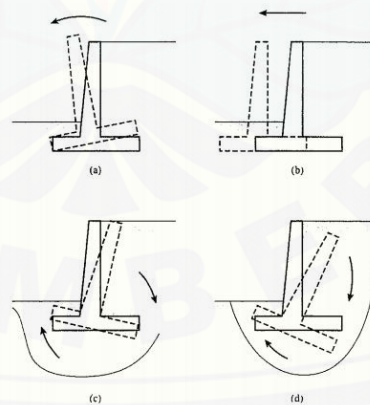
## 2.5 Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Das (2006) menyebutkan bahwa dinding penahan tanah bisa mengalami kegagalan dari beberapa cara :

- a. Kemungkinan adanya guling dari ujungnya
- b. Kemungkinan bergeser di sepanjang dasarnya
- c. Kemungkinan gagal karena daya dukung tanah yang mendukung pelat pondasi
- d. Kemungkinan kegagalan karena garis keruntuhan tanah yang letaknya lebih dalam
- e. Kemungkinan adanya penurunan tanah secara berlebihan

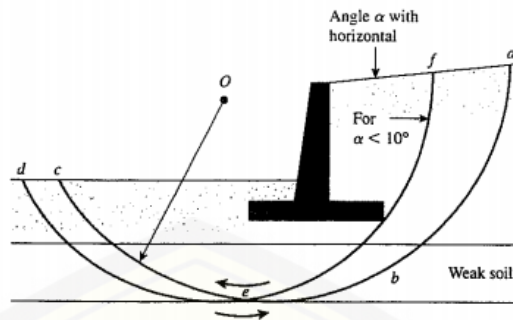
Prinsip tersebut digunakan untuk memperkirakan penurunan yang terjadi di pondasi dangkal. Ketika lapisan tanah lunak berada di lokasi di kedalaman dangkal yang berada di dalam kedalaman sebesar 1,5 kali dari lebar dasar bawah pondasi dinding penahan, kemungkinan penurunan yang berlebihan seharusnya dipertimbangkan. Dalam beberapa kasus, penggunaan material urugan ringan di belakang dinding penahan tanah bisa mengatasi masalah tersebut.

Berikut merupakan beberapa kegagalan dinding yang terjadi pada Gambar 2.18 dan Gambar 2.19



Sumber : Das (2006)

Gambar 2.18 Kegagalan dinding penahan tanah (a) oleh guling (b) oleh geser (c) kegagalan daya dukung (d) kegagalan tanah yang lebih dalam



Sumber : Das (2006)

Gambar 2.19 Kegagalan *deep-seated shear*

Kegagalan tanah lebih dalam bisa terjadi sepanjang permukaan tanah silinder seperti garis *abc* yang ditunjukkan di Gambar 2.19 sebagai hasil adanya lapisan tanah lunak di bawah dinding di kedalaman sebesar 1,5 kali dari lebar pelat pondasi dinding penahan tanah. Dalam beberapa kasus, kegagalan berbentuk silinder kritis di permukaan *abc* telah ditentukan dengan cara coba-coba, menggunakan beberapa titik pusat misalnya *O*. Kegagalan permukaan dimana faktor aman minimum ditentukan adalah permukaan geser kritis. Untuk kemiringan urugan dengan  $\alpha$  kurang dari  $10^0$ , lingkaran kegagalan kritis tampaknya melewati tepi ujung pondasi (garis *def* di Gambar 2.19). Pada situasi tersebut, faktor aman minimum juga telah ditentukan dengan cara coba-coba dengan mengganti titik pusat dari lingkaran percobaan.

### 2.5.1 Cek Guling

Faktor aman terhadap guling di ujung C di Gambar 2.17a bisa diterangkan sebagai Persamaan 2.38

$$FS_{guling} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_O} \dots\dots\dots (2.38)$$

dimana

$\Sigma M_R$  = jumlah momen gaya layan untuk guling di titik C

$\Sigma M_O$  = jumlah momen gaya layan untuk melawan guling di titik C

Untuk menghitung momen terlawan  $\Sigma M_R$  (dengan mengabaikan  $P_p$ ), pada disediakan tabel perhitungan  $\Sigma M_R$ . Berat tanah di atas ujung dan berat beton (atau dinding batu) merupakan kedua gaya yang berkontribusi dalam melawan momen. Dicatat bahwa gaya  $P_v$  juga berkontribusi untuk menahan momen.  $P_v$  merupakan

komponen vertikal dari gaya aktif  $P_a$  atau  $P_v = P_a \sin \alpha$ . Momen gaya  $P_v$  di titik C adalah Persamaan 2.39

$$M_v = P_v B = P_a \sin \alpha B \dots\dots\dots (2.39)$$

dimana B = lebar bawah pondasi dinding

Sekali  $\Sigma M_R$  diketahui, faktor aman bisa dihitung sebagai Persamaan 2.40

$$FS_{guling} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_V}{P_a \cos\left(\frac{H'}{3}\right)} \dots\dots\dots (2.40)$$

### 2.5.2 Cek Geser

Faktor aman menahan geser bisa diterangkan dengan persamaan 2.41

$$FS_{geser} = \frac{\Sigma F_{R'}}{\Sigma F_d} \dots\dots\dots (2.41)$$

dimana :

$\Sigma F_{R'}$  = jumlah gaya terlawan horizontal

$\Sigma F_d$  = jumlah gaya penggerak horizontal

Kekuatan geser tanah segera di bawah permukaan pelat pondasi bisa dinyatakan sebagai Persamaan 2.10

Sehingga gaya terlawan maksimum yang bisa diturunkan dari tanah per satuan panjang dari dinding sepanjang bagian bawah pelat pondasi adalah di Persamaan 2.42

$$R' = s (\text{luas penampang}) = s (B \times l) = B\sigma' \tan \delta' + Bc'_a \dots\dots (2.42)$$

Namun,  $B\sigma' = \text{jumlah gaya vertikal} = \Sigma V$

sehingga persamaan 2.40 disubstitusikan ke Persamaan 2.43

$$R' = (\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a + P_p \dots\dots\dots (2.43)$$

Gaya pasif  $P_p$  juga gaya terlawan horizontal, sehingga didapat Persamaan 2.44

$$\Sigma F_{R'} = (\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a + P_p \dots\dots\dots (2.44)$$

Hanya gaya horizontal itu akan terlayan yang menyebabkan dinding mengalami geser (gaya terdorong) merupakan komponen horizontal dari gaya aktif  $P_p$  sehingga didapatkan Persamaan 2.45

$$\Sigma F_d = P_a \cos \alpha \dots\dots\dots (2.45)$$

Mengkombinasikan persamaan 2.43, 2.44, dan 2.45 menghasilkan Persamaan 2.46

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a + P_p}{P_a \cos \alpha} \dots\dots\dots (2.46)$$

Faktor aman minimum umumnya dibutuhkan sekitar 1,5 terhadap geser.

Pada banyak kasus, gaya pasif  $P_p$  diabaikan di perhitungan faktor aman yang benar terhadap geser. Secara umum dapat ditulis  $\delta' = k_1 \phi'_2$  dan  $c'_a = k_2 c'_2$ . Umumnya,  $k_1$  dan  $k_2$  adalah rentang dari  $\frac{1}{2}$  sampai  $\frac{2}{3}$ . Dengan demikian disubstitusi ke Persamaan 2.47

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V) \tan(k_1 \phi'_2) + B k_2 c'_2 + P_p}{P_a \cos \alpha} \dots\dots\dots (2.47)$$

Jika nilai faktor aman yang diinginkan tidak tercapai, beberapa cara alternatif mungkin bisa diselidiki.

- 1) Meningkatkan lebar dari pelat pondasi (yakni dari kaki ujung pondasi)
- 2) Menggunakan pengunci di pelat pondasi. Jika pengunci termasuk, gaya aktif per satuan panjang dari dinding menjadi  $P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D_1^2 K_p + 2c'_2 D_1 \sqrt{K_p}$  dimana  $K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'_2}{2} \right)$
- 3) Menggunakan angker *deadmen* di dinding penahan tanah.

### 2.5.3 Cek Kegagalan Daya Dukung Tanah

Tekanan vertikal diteruskan ke tanah oleh pelat pondasi dari dinding penahan tanah seharusnya di cek terhadap daya dukung tanah. Perlu dicatat bahwa  $q_{toe}$  dan  $q_{heel}$  merupakan masing-masing tekanan minimum dan maksimum yang terjadi di ujung bagian *toe* dan *heel*. Besarnya  $q_{toe}$  dan  $q_{heel}$  bisa ditentukan dengan cara berikut:

Jumlah gaya vertikal bertindak di pelat pondasi adalah  $\Sigma V$  dan gaya horizontal  $P_h$  adalah  $P_a \cos \alpha$  ditampilkan di Persamaan 2.48

$$R = \Sigma V + P_h \dots\dots\dots (2.48)$$

Membiarkan menjadi gaya resultan. Momen bersih gaya tersebut pada titik C di Persamaan 2.49

$$M_{net} = \Sigma M_R - \Sigma M_O \dots\dots\dots (2.49)$$

Diperhatikan bahwa nilai  $\Sigma M_R$  dan  $\Sigma M_O$  telah ditentukan. Membiarkan garis aksi resultan R memotong pelat pondasi di titik E dengan Persamaan 2.50

$$\overline{CE} = \bar{X} = \frac{M_{net}}{\Sigma V} \dots\dots\dots (2.50)$$

Oleh sebab itu, eksentrisitas resultan R bisa diterangkan di Persamaan 2.51

$$e = \frac{B}{2} - \overline{CE} \dots\dots\dots (2.51)$$

Distribusi tekanan di bawah pelat pondasi bisa ditentukan dengan menggunakan prinsip sederhana dari mekanika material. Pertama, mempunyai Persamaan 2.52

$$q = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{M_{net}y}{I} \dots\dots\dots (2.52)$$

dimana

$$M_{net} = \text{moment bersih} = (\Sigma V)e$$

$$I = \text{momen inersia per satuan panjang dari bagian dasar} = \frac{1}{12} (l)(B^3)$$

Untuk tekanan maksimum dan minimum, nilai y di Persamaan 2.46 sama dengan B/2. Mengganti ke dalam Persamaan 2.52 memberikan Persamaan 2.53

$$q_{max} = q_{toe} = \frac{\Sigma V}{(B)(l)} + \frac{e(\Sigma V)\frac{B}{2}}{\left(\frac{1}{12}\right)(B^3)} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \dots\dots (2.53)$$

Demikian pula dengan Persamaan 2.54

$$q_{min} = q_{heel} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \dots\dots\dots (2.54)$$

Dicatat bahwa  $\Sigma V$  termasuk berat tanah, bahwa ketika nilai eksentrisitas  $e$  menjadi lebih besar daripada B/6, nilai  $q_{min}$  dari Persamaan 2.54 menjadi negatif. Demikan akan ada beberapa tegangan tegangan tarik di akhir bagian ujung *heel*. Tegangan ini tidak diinginkan karena kekuatan tarik dari tanah sangat kecil. Jika analisis dari desain menunjukkan bahwa  $e > B/6$ , desain seharusnya disesuaikan kembali hingga perhitung selesai kembali.

Hubungan menyinggung ke daya dukung tanah dari pondasi dangkal telah didiskusikan. Perumusannya yaitu dengan Persamaan 2.55

$$q_u = c'_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \dots (2.55)$$



dimana

$$q = \gamma_2 D$$

$$B' = B - 2e$$

$$F_{cd} = 1 + 0,4 \frac{D}{B'}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi'_2 (1 - \sin \phi'_2)^2 \frac{D}{B'}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^o}{90^o}\right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi^o}{90^o}\right)^2$$

$$\psi^o = \tan^{-1} \left( \frac{P_a \cos \alpha}{\Sigma V} \right)$$

Diperhatikan bahwa faktor bentuk  $F_{cs}$ ,  $F_{qs}$ , dan  $F_{\gamma s}$  diberikan di materi daya dukung tanah untuk pondasi dangkal adalah sama dengan kesatuan karena faktor tersebut bisa diperlakukan sebagai pondasi menerus. Untuk alasan tersebut, faktor bentuk tidak ditampilkan di Persamaan 2.55.

Sekali daya dukung tanah telah dihitung dengan Persamaan 2.55, faktor aman terhadap kegagalan daya dukung bisa ditentukan dengan persamaan 2.56

$$FS_{\text{daya dukung}} = \frac{q_u}{q_{max}} \dots\dots\dots (2.56)$$

Secara umum, faktor aman yang dibutuhkan adalah 3. Pada materi pondasi dangkal, dicatat bahwa daya dukung dari pondasi dangkal terjadi penurunan sekitar 10% dari lebar pondasi. Pada kasus dinding penahan, lebar pondasi  $B$  besar. Oleh karena itu, beban *ultimate*  $q_u$  akan terjadi penurunan pondasi yang cukup besar. Faktor aman 3 terhadap kegagalan daya dukung tidak bisa memastikan bahwa penurunan struktur akan di dalam batas toleransi dalam semua kasus. Karena itu, situasi tersebut membutuhkan investigasi lebih lanjut.

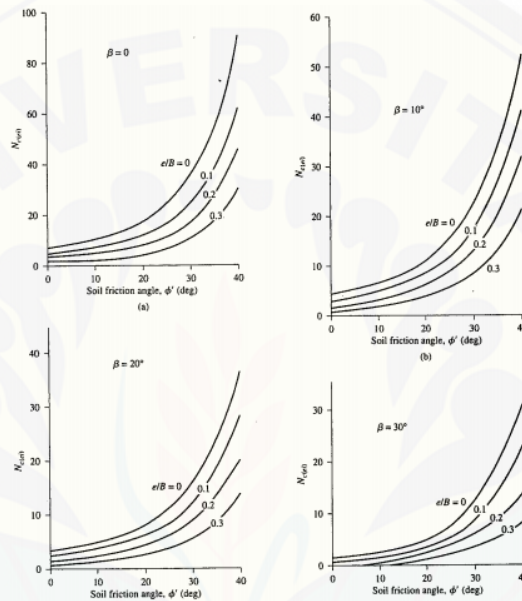
Hubungan alternatif ke Persamaan 2.55 ke persamaan kapasitas daya dukung untuk pondasi menerus di Persamaan 2.57

$$q_u = c' N_{c(ei)} F_{cd} + q N_{q(ei)} F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(ei)} F_{\gamma d} \dots\dots (2.57)$$

Sejak  $F_{\gamma d} = 1$  menjadi Persamaan 2.58

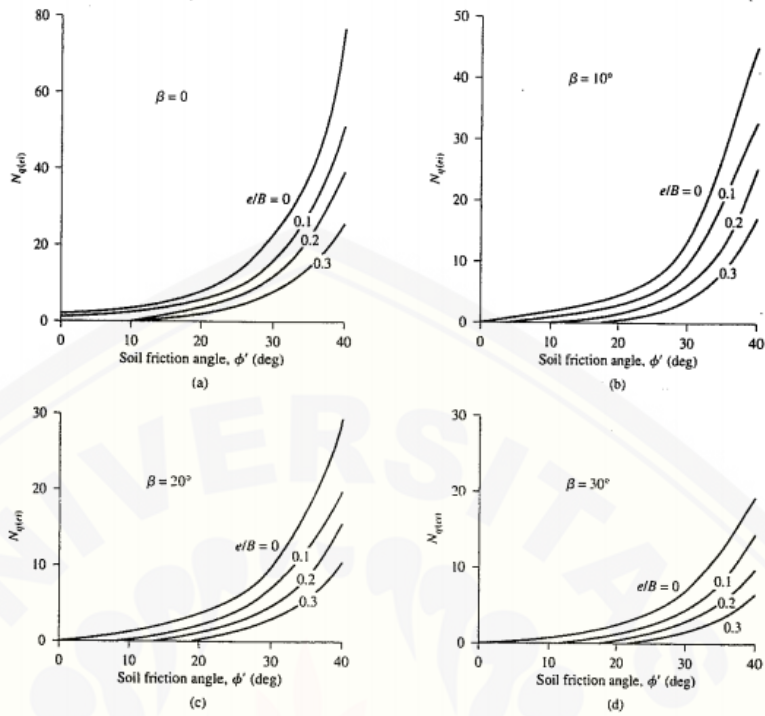
$$q_u = c' N_{c(ei)} F_{cd} + q N_{q(ei)} F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(ei)} \dots\dots\dots (2.58)$$

Faktor daya dukung,  $N_{c(ei)}$ ,  $N_{q(ei)}$ , dan  $N_{\gamma(ei)}$  diberikan di Gambar 2.20 sampai Gambar 2.22



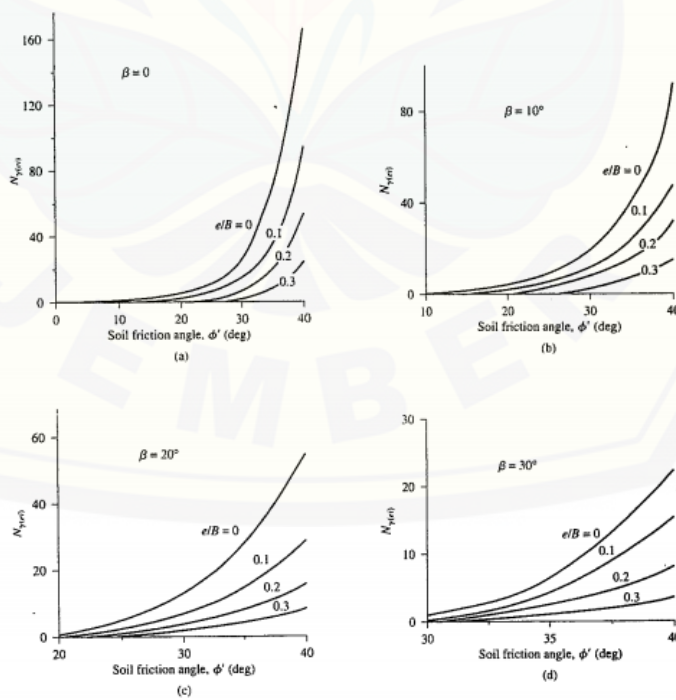
Sumber : Das (2006)

Gambar 2.20 Variasi  $N_{c(ei)}$  terhadap  $\phi'$ ,  $e/B$ , dan  $\beta$



Sumber : Das (2006)

Gambar 2.21 Variasi  $N_{q(ei)}$  terhadap  $\phi'$ ,  $e/B$ , dan  $\beta$



Sumber : Das (2006)

Gambar 2.22 Variasi  $N_{y(ei)}$  terhadap  $\phi'$ ,  $e/B$ , dan  $\beta$

## 2.6 Pemodelan DPT dengan software Plaxis 2 Dimensi

### 2.6.1 Penjelasan Program Plaxis

Plaxis versi 8.2 adalah program elemen hingga yang secara khusus digunakan untuk menganalisis deformasi dan penurunan pada bidang geoteknik (Natasya, 2011:23). Program Plaxis menggunakan tampilan antarmuka grafis mudah dan elemen hingga *mesh* berdasarkan perwakilan *cross section* dari situasi yang ada. Untuk setiap kasus yang akan dianalisis, model geometri harus dibuat terlebih dahulu. Model geometri ini merupakan representasi dua dimensi dari masalah tiga dimensi yang nyata di lapangan.

### 2.6.2 Bentuk Pemodelan dalam Plaxis

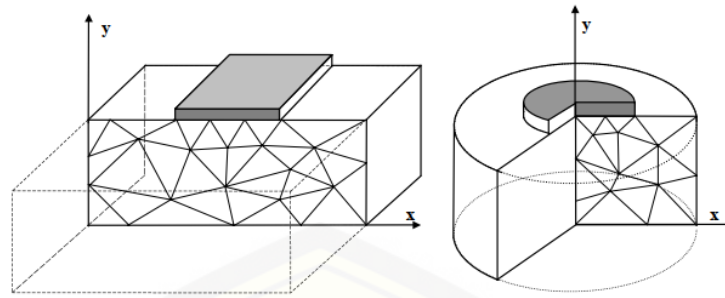
Pada Plaxis 2 dimensi, pondasi dimodelkan sebagai elemen triangular 2 dimensi dengan memiliki hanya dua derajat kebebasan per nodal. Setiap elemen pondasi didefinisikan oleh 15 noda geometri. Pemodelan dengan 15 noda dipilih untuk setiap elemen agar memperoleh perhitungan yang lebih akurat meskipun akan menjadi lebih rumit. Adapun terdapat dua bentuk pemodelan dari 3 dimensi ke dalam 2 dimensi dalam Plaxis, yaitu bentuk *plane strain* dan bentuk *axisymmetric* pada Gambar 2.23.

#### a. *Plane Strain*

Model *plane strain* digunakan untuk geometri dengan potongan melintang yang relatif seragam. Selain itu, kondisi tegangan dan skema pembebanan dengan panjang tertentu dan tegak lurus terhadap arah sumbu z juga harus relatif seragam (Gambar 2.19). Perpindahan dan regangan pada arah sumbu z diasumsikan nol. Namun demikian, tegangan normal pada arah sumbu z tetap memiliki nilai.

#### b. *Axisymmetric*

Model ini digunakan untuk struktur melingkar dengan potongan melintang secara radial dan skema pembebanan yang relatif seragam di sekitar titik pusat lingkaran di mana deformasi dan kondisi tegangan yang terjadi diasumsikan identik dalam semua arah radial. Sumbu x pada pemodelan ini merepresentasikan radius sementara sumbu y merepresentasikan garis sumbu simetri. Adapun koordinat x negatif tidak dapat digunakan.



Gambar 2.23 Ilustrasi dari *plane strain* dan *axisymmetric*

### 2.6.3 Proses Pemodelan Plaxis

Proses simulasi pada Plaxis terdiri dari 3 tahap, yaitu: input data, perhitungan, dan output.

1. Input data → membuat dan memodifikasi geometri model sehingga menghasilkan model elemen hingga yang sesuai dengan kondisi asli kasus.
2. Perhitungan → Setelah dibuat pemodelan, maka perlu dilakukan pemilihan tipe perhitungan yang sesuai.
3. Output program → perhitungan dilakukan hingga keseimbangan tercapai. Adapun keluaran utama yang bisa diperoleh adalah deformasi *mesh*, perkembangan profil penurunan, besarnya tegangan di dalam lapisan tanah, serta gaya-gaya dalam yang diderita oleh struktur yang dimodelkan.

### 2.6.4 Perhitungan Faktor Aman pada Program Plaxis

Faktor aman yang digunakan dalam program Plaxis adalah pengurangan nilai *Phi-c*. Nilai tersebut dipilih secara terpisah pada opsi *Calculation type* di pilihan tab *General*. Pada stabilitas pengurangan *Phi-c* mendekati parameter kekuatan  $\tan \phi$  dan  $c$  tanah dari proses pengurangan berturut-turut sampai ada kegagalan terjadi pada struktur. Kekuatan pada permukaan jika digunakan bahkan tetap mengalami hal yang sama seperti yang terjadi pada struktur. Objek penguat struktural seperti angkur dan pelat tidak terpengaruh stabilitas pengurangan *Phi-c*.

Total pengali  $\sum Msf$  digunakan untuk menentukan parameter kekuatan tanah yang diberikan pada Persamaan 2.59

$$\sum Msf = \frac{\tan \phi_{input}}{\tan \phi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}} \dots \dots \dots (2.59)$$

dimana parameter kekuatan data input merujuk sifat-sifat yang dimasukkan di material sets dan parameter dengan data pengurang merujuk nilai yang berkurang yang digunakan pada analisis.  $\sum Msf$  diatur sampai 1,0 dimulai perhitungan untuk mengatur semua kekuatan material ke nilai yang belum tereduksi.

Kalkulasi *phi-c* ditampilkan menggunakan prosedur *Load advancement number of steps*. Kenaikan pengali *Msf* digunakan untuk menentukan kenaikan pengurangan kekuatan dari langkah perhitungan yang pertama. Kenaikan atur secara standar pada 0,1 dimana biasanya ditemukan pada nilai awal yang baik. Parameter kekuatan otomatis berkurang berturut-turut sampai semua *Additional steps* telah bekerja. Angka *additional steps* diset 100 sesuai standar tetapi nilai yang lebih besar sampai dengan 1000 bisa diberikan jika dibutuhkan. Hal tersebut selalu diperiksa apakah langkah terakhir memunculkan terjadinya mekanisme kegagalan secara keseluruhan. Jika pada kasus tersebut, faktor aman yang diberikan pada Persamaan 2.60 berikut

$$SF = \frac{\text{kekuatan yang tersedia}}{\text{kekuatan saat kegagalan}} = \text{nilai } \sum Msf \text{ pada kegagalan} \dots\dots\dots (2.60)$$

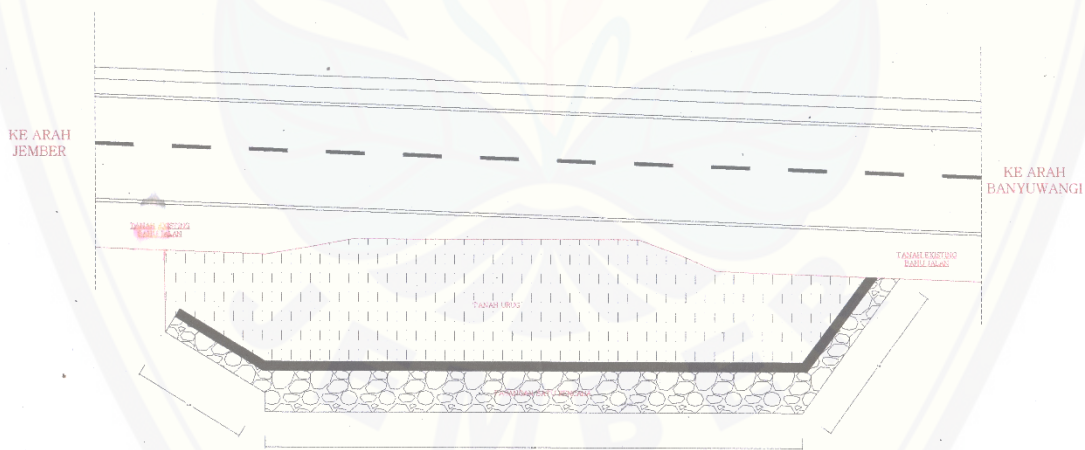
Jika mekanisme kegagalan tidak terjadi, maka perhitungan akan diulang dengan angka yang lebih besar dari *additional steps*.

## BAB 3. METODOLOGI PENELITIAN

### 3.1 Konsep Penelitian

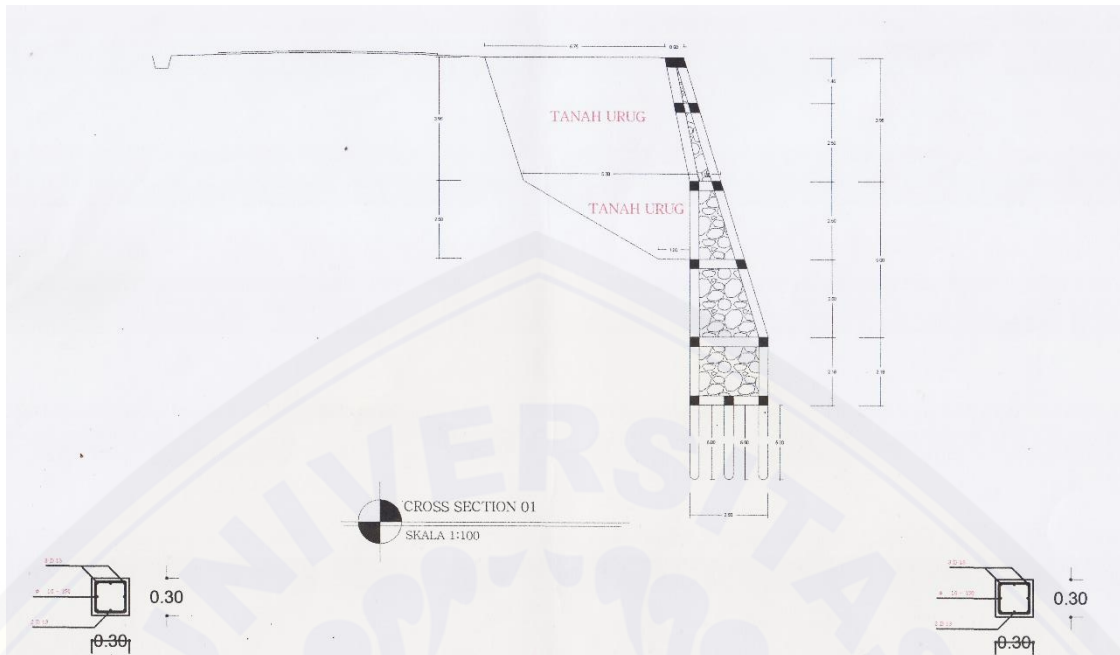
Penelitian ini adalah analisis balik dinding penahan tanah Jalan Raya Jember-Banyuwangi KM 234+500. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui stabilitas pada dinding penahan tanah pasca struktur sekunder DPT mengalami kerusakan.

Struktur DPT di Jalan Raya Jember-Banyuwangi merupakan jenis DPT *semigravity wall* dengan batu kali sebagai penyusun utama. Struktur dinding penahan tanah mempunyai 2 struktur, struktur utama dan struktur sekunder. Bentang struktur utama sepanjang 32,5 m, masing-masing struktur sekunder kiri dan kanan adalah 6 m dan 7 meter. Pada struktur utama dipasang 14 kolom yang berfungsi sebagai pengaku struktur utama dengan jarak antar kolom *cross section* sepanjang 2,5 m.



Sumber : Perencanaan DPT Jalan Jember-Banyuwangi KM 234+500

Gambar 3.1 Tampak atas struktur DPT (Skala 1 : 100)

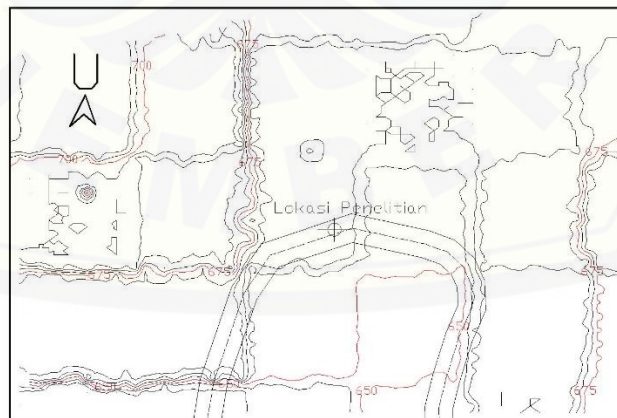


Sumber : Perencanaan DPT Jalan Jember-Banyuwangi KM 234+500

Gambar 3.2 Tampak samping struktur DPT (Skala 1 : 100)

### 3.2 Lokasi Penelitian

Studi kasus yang diambil dalam penelitian pada kasus kerusakan dinding penahan tanah (DPT) Jl. Raya Jember-Banyuwangi KM 234+500 ( $113^{\circ}56'15.74''$  BT dan  $8^{\circ}15'39.57''$  LS).



Sumber : Pencitraan dengan Google Earth

Gambar 3.3 Lokasi penelitian (Skala 1 : 2000)



### 3.3 Jenis dan Sumber Data

Data yang yang dibutuhkan dalam pengerjaan tugas akhir ini bias didapatkan melalui data primer dan sekunder. Data primer untuk pengambilan data sampel tanah urugan plengsengan yang akan diuji di Laboratorium Teknik Sipil Universitas Jember, sedangkan data sekunder yang diambil yaitu gambar rencana dari proyek serta data LHR tahunan. Data sekunder didapat dari PT. Virama Karya yang berlokasi di Jl. Gayung Sari Gang X No. 36 Surabaya dan Balai Besar Pelaksana Jalan Nasional VIII Jawa Timur.

### 3.4 Metode Penelitian

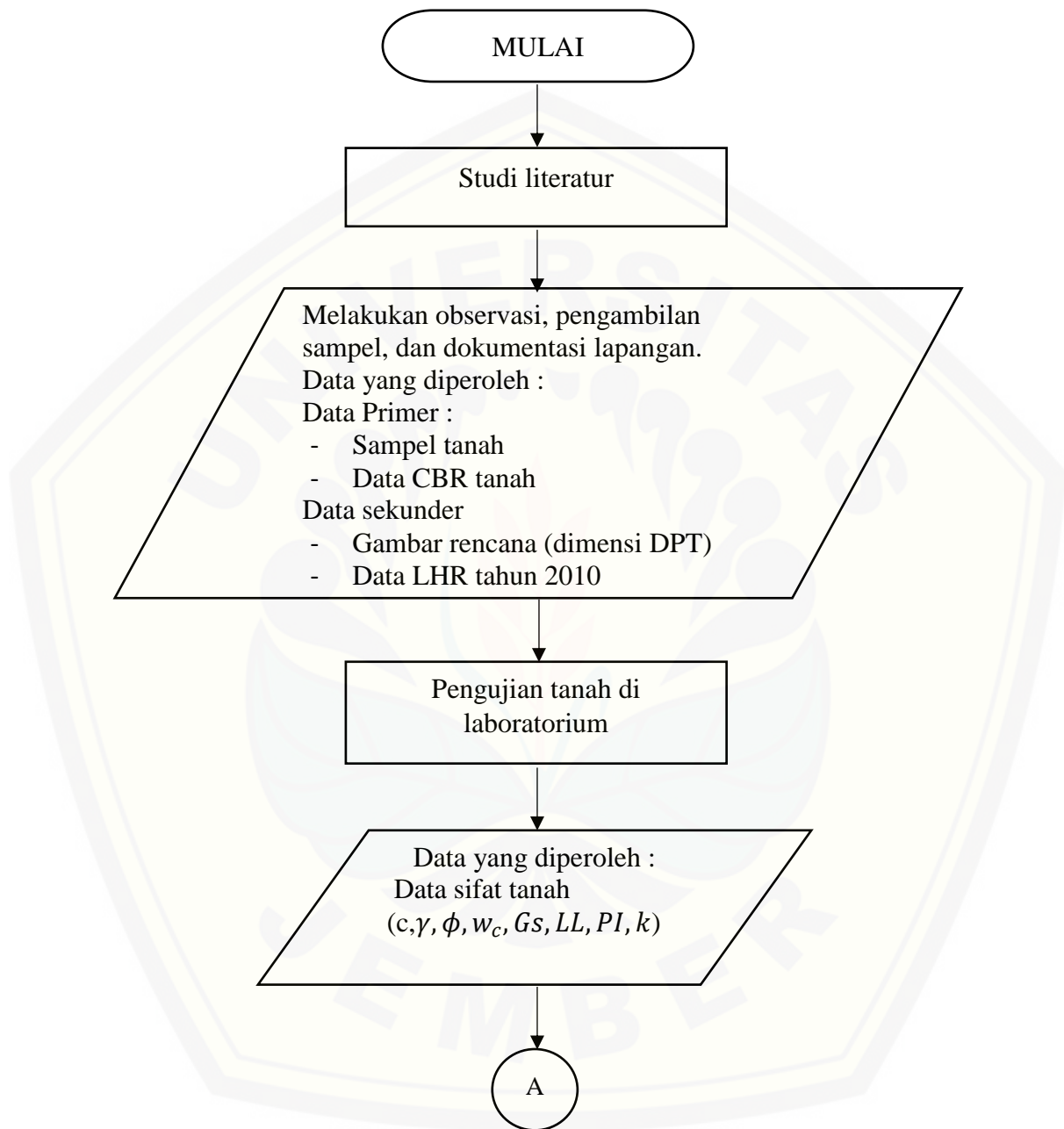
Peneilitian ini dilakukan dengan pengambilan sampel tanah, pegujian tanah di laboratium, dan pemodelan struktur DPT dari perencanaan sebelumnya dengan hasil uji laboratorium serta data pembebanan kendaraan yang melintasi di samping DPT.

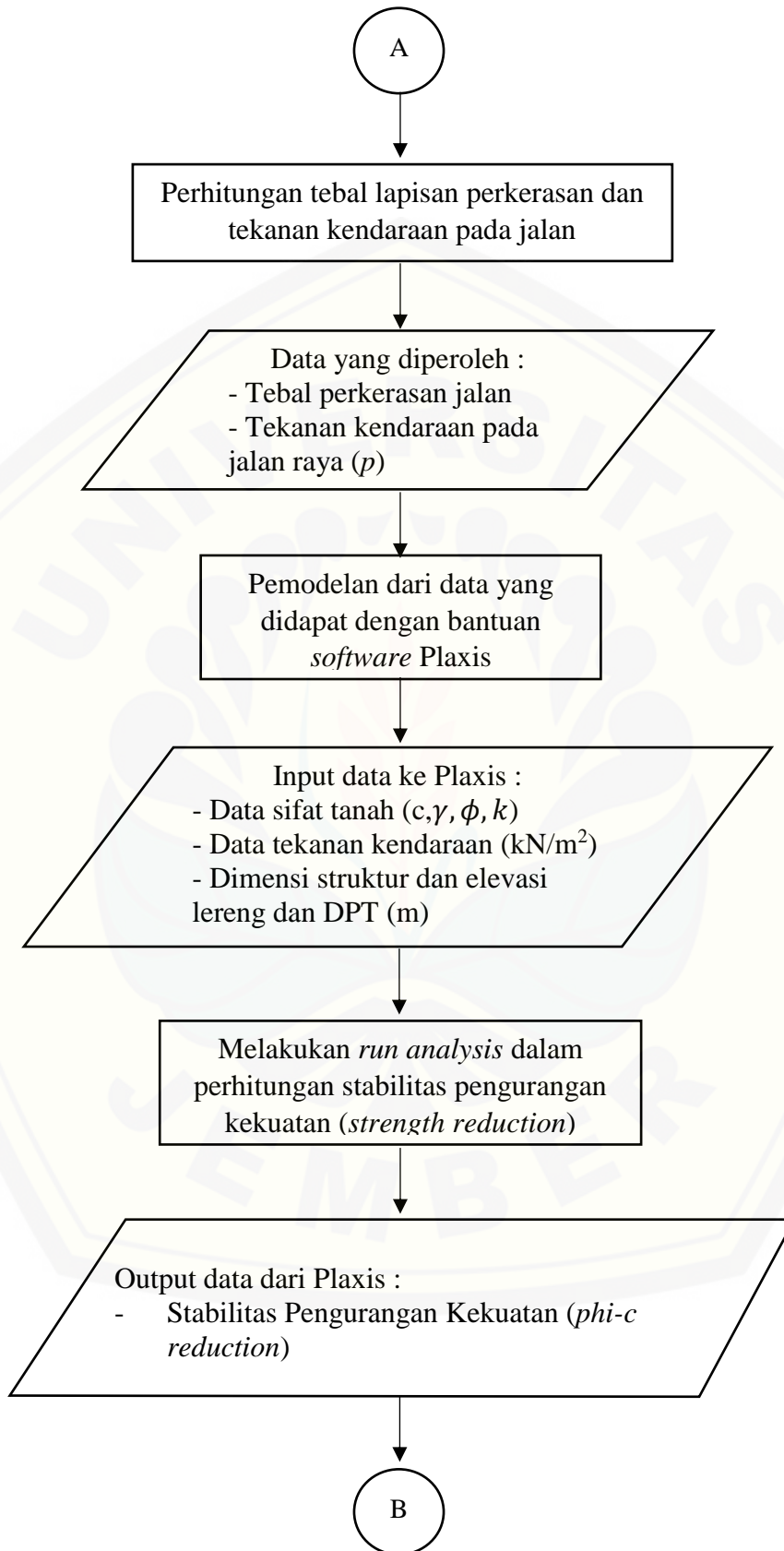
Diperlukan beberapa pedoman pengujian tanah di laboratorium. Dalam perhitungan stabilitas diperlukan nilai kohesi ( $c'$ ), sudut geser ( $\phi'$ ), dan berat jenis tanah ( $\gamma'$ ). Pedoman yang digunakan dalam pengujian tanah di laboratorium adalah sebagai berikut:

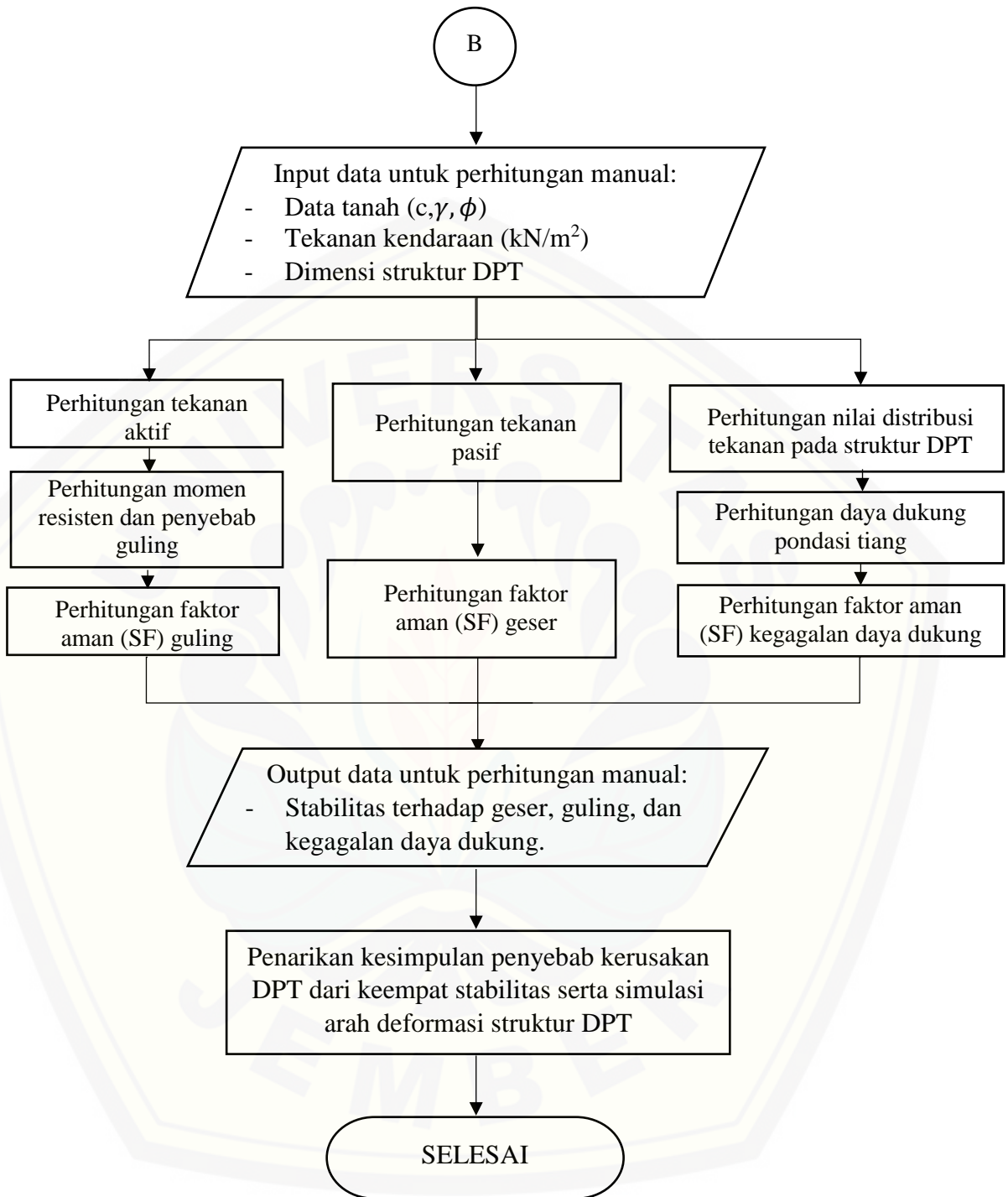
- 1) SNI 1964:2008 (Cara uji berat jenis tanah)
- 2) SNI 1965:2008 (Cara uji penentuan kadar air untuk tanah dan batuan di laboratorium)
- 3) SNI 3423:2008 (Cara uji analisis ukuran butir tanah)
- 4) SNI 1996:2008 (Cara uji penentuan batas plastis dan indeks plastisitas tanah)
- 5) SNI 1967:2008 (Cara uji penentuan batas cair tanah)
- 6) SNI 1968:2008 (Metode pengujian tentang analisis saringan agregat halus dan kasar)
- 7) SNI 2813:2008 (Cara uji kuat geser langsung tanah terkonsolidasi dan terdrainase)

Sedangkan dalam metode pemodelan struktur DPT menggunakan perangkat lunak Plaxis dengan parameter data tanah, pembebanan kendaraan, serta dimensi struktur DPT dan tanah urugan

### 3.5 Flowchart Alur Penelitian







Gambar 3.4 Flowchart alur penelitian tugas akhir

### 3.6 Langkah Alur Penelitian

#### 3.6.1 Pengambilan Sampel Tanah

Pengambilan tanah dilakukan dengan cara *hand boring test* (uji bor tangan). Pengambilan sampel dilakukan di tanah asli bagian bawah DPT dan tanah asli pada bagian atas DPT. Berikut alat-alat yang dibutuhkan dalam *hand boring test*

Alat :

- a. Stang 2 m, 1 m
- b. Tabung baja
- c. Mata bor tangan 2 m, 1 m
- d. Pelumas WD
- e. Kantong kresek
- f. Kunci Inggris

Langkah :

- a. Memasang mata bor dengan stang dan memulai pengeboran pada tanah asli;
- b. Memutar bor dengan searah jarum jam;
- c. Setelah mendapat kedalaman 30 cm, mata bor diganti dengan tabung yang dilumasi dengan pelumas WD lalu melakukan pengeboran kembali sampai kedalaman yang membuat tabung terisi penuh;
- d. Setelah tabung terisi oleh tanah kemudian melepas tabung dari bor tangan lalu membuka tabung tersebut;
- e. Tanah hasil boring dimasukkan ke dalam kantong kresek kemudian mengulangi pengeboran sampai kedalaman yang diinginkan.

### 3.6.2 Uji Laboratorium

Langkah-langkah dalam pengambilan data tanah di lokasi penelitian adalah sebagai berikut:

- a. Sampel tanah dibawa ke laboratorium
- b. Melakukan uji analisis ayakan butiran tanah (SNI 1968:2008)
- c. Melakukan uji konsistensi tanah dengan uji *Atterberg* (SNI 1996:2008 dan SNI 1967:2008) untuk mengklasifikasi jenis tanah
- d. Menguji kadar air tanah (SNI 1965:2008) untuk mencari berat volume tanah ( $\gamma$ );
- e. Mencari berat jenis tanah ( $G_s$ ) (SNI 1964:2008);
- f. Mencari nilai  $c$  dan  $\phi$  dengan alat dengan alat geser langsung (SNI 2813:2008)

### 3.6.3 Perhitungan Beban Kendaraan

- a. Mencari nilai CBR tanah

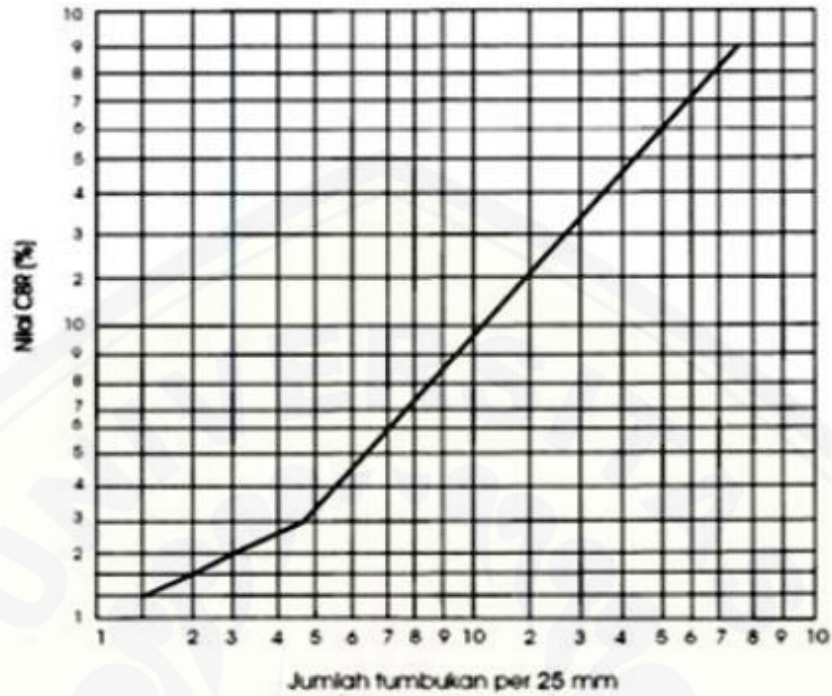
- 1) Pengambilan data CBR dengan alat DCP

Sebelum mencari nilai tekanan kendaraan terhadap jalan raya diperlukan data CBR. Pengambilan data CBR dengan alat *Dynamic Cone Penetrometer*. Metode pengambilan data dengan nilai hasil bacaan setiap tumbukan ke- $n$  dengan data penetrasi  $X_n$ , untuk bacaan awal posisi nol tumbukan nilai bacaan disebut  $X_0$  berupa nilai bacaan sesuai posisi saat DCP siap digunakan.

Kemudian menghitung nilai tumbukan per 25 mm dengan Persamaan 3.1 sebagai berikut

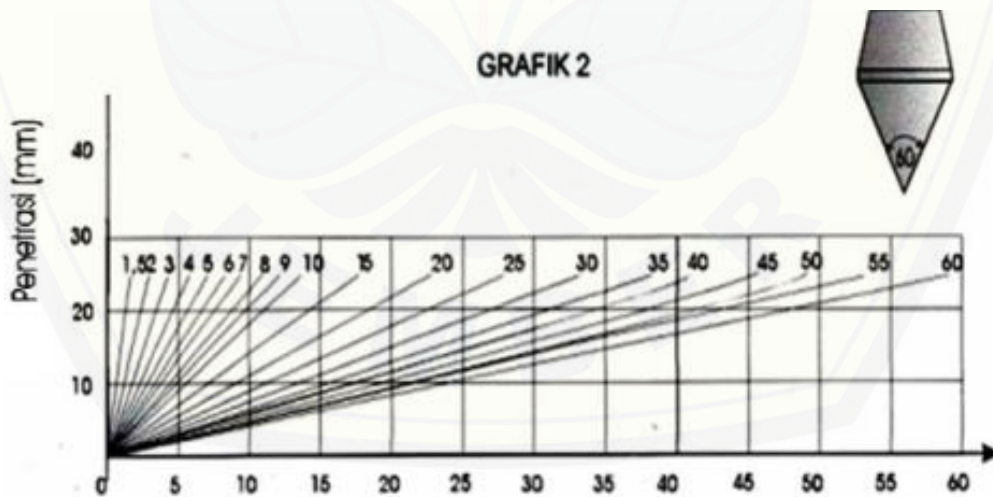
$$\text{Tumbukan per 25 mm} = \frac{25}{X_n - X_0} n \dots\dots\dots (3.1)$$

Untuk menentukan nilai CBR bisa dengan grafik Gambar 3.5 dan Gambar 3.6. Gambar 3.5 merupakan kurva hubungan dari tumbukan 25 mm dengan nilai CBR dan Gambar 3.6 merupakan hubungan antara nilai penetrasi (mm) dengan nilai tumbukan. Kedua nilai hasil dari kedua grafik tersebut diambil nilai terkecil sebagai data CBR.



Sumber : Indotest Testing Equipment For The Construction Industry

Gambar 3.5 Kurva hubungan jumlah tumbukan per 25 mm dengan nilai CBR



Sumber : Indotest Testing Equipment For The Construction Industry

Gambar 3.6 Grafik hubungan antara nilai penetrasi dengan nilai tumbukan (n)

2) Penentuan nilai CBR yang mewakili tanah dasar

Langkah-langkah menentukan nilai CBR dari hasil nilai terkecil dari setiap tumbukan adalah sebagai berikut menurut Departemen Pekerjaan Umum (1987)

- (a) Menentukan berapa banyak nilai CBR dari masing-masing nilai CBR yang sama dan lebih besar dari masing-masing CBR.
- (b) Angka jumlah terbanyak dinyatakan dalam 100%. Jumlah lainnya merupakan persentase dari 100%.
- (c) Membuat grafik hubungan antara harga CBR dengan persentase jumlah tersebut.
- (d) Nilai CBR yang mewakili adalah yang didapat dari angka persentase 90%.

b. Menentukan tebal perkerasan

Langkah-langkah menentukan tebal perkerasan sesuai dengan pedoman Petunjuk Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Dengan Metode Analisa Komponen oleh Departemen Pekerjaan Umum.

Untuk jenis lapisan perkerasan. Diambil asumsi lapisan perkerasan dengan jenis laston, lapis pondasi atas dengan jenis laston atas, dan lapis pondasi bawah dengan lapis sirtu.

c. Perhitungan nilai tekanan kendaraan terhadap jalan raya

Perhitungan tekanan kendaraan menurut Giroud dan Noiray (1981) dijelaskan pada Persamaan 3.2

$$p' = \frac{P}{2(B+2h \tan \alpha)(L+2h \tan \alpha)} \dots\dots\dots (3.2)$$

dengan

$p'$  = tekanan ban pada kedalaman  $h$  ( $\text{kN/m}^2$ )

$P$  = beban gandar (kN)

$h$  = tebal perkerasan (m)

$\alpha$  = sudut penyebaran beban terhadap vertikal

$L$  = panjang bidang kontak (m)

$B$  = lebar bidang kontak (m)



### 3.6.4 Penentuan Sifat Material Pondasi Tiang

Pondasi tiang sebagai perkuatan dinding penahan tanah terbuat dari beton sehingga sifat material tiang merupakan elastoplastis.

#### a. Nilai $EA$ dan $EI$

Nilai kekakuan aksial ( $EA$ ) dan kekakuan lentur ( $EI$ ) dirumuskan sebagai Persamaan 3.3 dan 3.4. Dengan asumsi momen inersia merupakan batang pada bidang dua dimensi.

$$EA = E \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (3.3)$$

$$EI = E \cdot \frac{b^3 \cdot d}{12} \dots\dots\dots (3.4)$$

dengan

$E$  : Modulus elastisitas beton ( $E = 4700\sqrt{f'_c}$ )

$B$  : Lebar pondasi

$L$  : Kedalaman pondasi

#### b. Angka Poisson

Angka Poisson untuk beton sebesar 0,2

#### c. Nilai $w$

Berat pondasi akan diberikan dalam gaya per satuan luas. Pada saat memodelkan tiang terjadi *overlap* antara berat tiang sendiri dengan berat tanah sebenarnya karena pada pemodelan tebal pelat ( $d$ ) yang mempresentasikan struktur tiang mendekati nol, walaupun kenyataan tidak demikian (Natasya, 52:2011).

Rumus nilai  $w$  dijelaskan pada Persamaan 3.5 sebagai berikut

$$w_{tiang} = (\gamma_{tiang} - \gamma_{tanah})d \dots\dots\dots (3.5)$$

#### d. Nilai $M_P$

Mencari nilai  $M_P$  digunakan metode Broms (1964) karena sifat tanah asli pada objek penelitian merupakan tanah homogen. Berikut merupakan langkah-langkah mencari nilai  $M_P$

(1) Menentukan jenis tiang

Pada tanah lempung NC, penentuan jenis tiang berdasarkan faktor kekakuan untuk modulus tanah yang tidak konstan ( $T$ ) pada Persamaan 3.6

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \dots\dots\dots (3.6)$$

dengan

$EI$  = kekakuan lentur

$n_h$  = koefisien variasi modulus

apabila nilai  $T$  kurang dari sama dengan 2 maka jenis tiang merupakan tiang kaku

(2) Menentukan nilai  $M_P$

Pada kondisi tiang kaku berdasarkan metode Broms mencari nilai momen lentur maksimum pada Persamaan 3.7

$$M_P = H_u \left( \frac{L}{2} + \frac{3d}{4} \right) \dots\dots\dots (3.7)$$

dengan

$H_u$  = tahanan tiang ultimit

$L$  = panjang tiang

$d$  = lebar tiang

3.6.5 Pemodelan dengan bantuan Plaxis

Untuk mengetahui faktor aman dari DPT dari data gambar perencanaan, data hasil uji tanah, dan pembebanan kendaraan akan disimulasikan ke dalam program bantu Plaxis. Langkah-langkah pelaksanaannya sebagai berikut

- a. Menyiapkan dan menjalankan program Plaxis di komputer;
- b. Membuat bidang tanah dengan dimensi sesuai dengan gambar perencanaan;
- c. Memasukkan material tanah yang telah didapat dari uji laboratorium;
- d. Memasukkan tekanan pembebanan kendaraan pada *Load displacement*;
- e. Memasukkan sifat material pondasi tiang untuk struktur utama;
- f. Membuat dinding penahan tanah dengan dimensi sesuai dengan gambar perencanaan;
- g. Setelah memasukkan semua komponen, menjalankan perintah *run analysis* untuk memodelkan perilaku tanah terhadap DPT.

Hasil tersebut bisa diketahui faktor aman stabilitas pengurangan nilai  $\phi$  dan deformasi tanah dari hasil Plaxis. Setelah mengetahui hasil dari Plaxis dan perhitungan manual stabilitas bisa dianalisa penyebab kerusakan DPT dan kemudian mencari solusi yang efektif dalam penanganan kerusakan DPT.

### 3.6.6 Perhitungan Tekanan Lateral

#### a. Tekanan Aktif

Tekanan aktif dihitung dari tekanan dari lalu lintas kendaraan dan tekanan akibat tanah urugan (granuler). Perhitungan tekanan lateral aktif sebagai berikut.

##### 1) Tekanan akibat lalu lintas kendaraan

Perhitungan tekanan akibat lalu lintas kendaraan menggunakan metode Jarquio (1981) karena tekanan kendaraan tidak berada tepat di atas dinding penahan tanah sehingga metode ini dipergunakan. Tekanan akibat kendaraan menurut Jarquio (1981) pada Persamaan 3.8

$$P_{a1} = \frac{p}{90} [H(\theta_2 - \theta_1)] \dots\dots\dots (3.8)$$

dengan

$$\theta_1 = \tan^{-1} \frac{b}{H} ; \theta_2 = \tan^{-1} \frac{(a+b)}{H}$$

Keterangan

$p$  = tekanan kendaraan pada lapisan perkerasan jalan

$a$  = jarak dari tepi jalan ke dinding penahan tanah

$b$  = lebar jalan yang dilalui kendaraan

$H$  = tinggi dinding penahan tanah

##### 2) Tekanan akibat tanah urugan

Perhitungan tekanan akibat tanah urug atau timbunan (granuler) dengan menggunakan tekanan aktif Rankine sehingga diperoleh Persamaan 3.9

$$P_{a2} = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_a \dots\dots\dots (3.9)$$

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

Keterangan

$\gamma_1$  = berat volume timbunan

$\phi_1$  = sudut geser tanah timbunan

H = tinggi dinding penahan tanah

$K_a$  = koefisien tekanan aktif Rankine

b. Tekanan Pasif

Tekanan pasif memiliki sifat berlawanan dengan tekanan aktif. Tekanan pasif memberikan gaya terhadap bagian pondasi atau struktur dinding penahan tanah yang berada di dalam tanah sehingga menambah gaya resisten terhadap gaya yang ditimbulkan oleh tekanan aktif. Perhitungan tekanan pasif menggunakan metode tekanan pasif Rankine pada Persamaan 3.10

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D^2 K_p + 2c'_2 D \sqrt{K_p} \dots\dots\dots (3.10)$$

dengan  $K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'_2}{2} \right)$

Keterangan

$\gamma_2$  = berat volume tanah asli

D = kedalaman pondasi atau struktur bawah dari muka tanah

$c'_2$  = kohesi tanah asli

$\phi_2$  = sudut geser tanah asli

$K_p$  = koefisien tanah pasif Rankine

3.6.7 Perhitungan Manual Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Stabilisasi dinding penahan tanah ditinjau dari 3 stabilitas, yakni (1) Stabilitas terhadap guling, (2) Stabilitas terhadap geser, dan (3) Stabilitas terhadap kegagalan daya dukung (Das, 2006)

a. Stabilitas terhadap guling

Stabilitas terhadap guling dari hubungan momen penahan guling dengan momen guling pada ujung dasar dinding penahan (titik C) dengan menggunakan Persamaan 3.11

$$FS_{guling} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \dots\dots\dots (3.11)$$

b. Stabilitas terhadap geser

Stabilitas geser dari hubungan berat timbunan dan dinding itu sendiri ( $\Sigma V$ ), kohesi tanah, serta tekanan pasif sebagai gaya penahan dari tekanan aktif sebagai gaya penyebab geser dari Persamaan 3.12

$$FS_{geser} = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_d} = \frac{(\Sigma V) \tan(k_1 \phi_2') + B(k_2 c_2') + P_p}{P_a \cos \alpha} \dots\dots\dots (3.12)$$

c. Stabilitas terhadap kegagalan daya dukung

Stabilitas dari perhitungan daya dukung ultimit tiang menurut teori statis klasik (Wahyudi, 6:1999) menahan tekanan akibat berat struktur dan tanah urugan. Untuk perhitungan daya dukung tiang pada Persamaan 3.13

$$q_{tiang} = \gamma D N_q + 2 c_2' N_c \dots\dots\dots (3.13)$$

sedangkan untuk tekanan akibat berat struktur dan tanah urugan pada persamaan 3.14

$$q_{maks} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \dots\dots\dots (3.14)$$

namun pada kasus dinding penahan tanah yang dianalisis tidak mempunyai ujung *toe* dan *heel* struktur dinding, sehingga nilai eksentrisitas sama dengan nol pada Persamaan 3.15

$$q_{maks} = \frac{\Sigma V}{B} \dots\dots\dots (3.15)$$

Disimpulkan bahwa faktor aman dari kegagalan daya dukung tanah adalah pada Persamaan 3.16

$$FS_{daya\ dukung} = \frac{q_u}{q_{maks}} = \frac{n \cdot (\gamma D N_q + 2 c_2' N_c)}{\frac{\Sigma V}{B}} \dots\dots\dots (3.16)$$

### 3.7 Jadwal Pengerjaan Tugas Akhir

Jadwal pengerjaan tugas akhir ini dapat dilihat lebih detail untuk penjadwalan kegiatan tugas akhir sebagai berikut:

No	Jenis Kegiatan	Januari				Februari				Maret				April				Mei				Juni				Juli			
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1	Survei Lokasi	■																											
2	Studi Literatur	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
3	Penyusunan Proposal	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
4	Pelaksanaan Ujian Proposal									■	■	■	■																
5	Revisi Ujian Proposal									■	■	■	■																
6	Perijinan Pengambilan Sampel																												
7	Pengambilan Sampel Tanah																												
8	Pengujian Laboratorium																												
9	Analisis data																												
10	Pelaksanaan Seminar Hasil																												
11	Revisi Seminar Hasil																												
12	Pengumpulan Berkas dan Upload Sister																												
13	Verifikasi Berkas																												
14	Pelaksanaan Ujian TA																												

No	Jenis Kegiatan	Agustus				September				Oktober				November				Desember				Januari						
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4			
1	Survei Lokasi																											
2	Studi Literatur	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
3	Penyusunan Proposal																											
4	Pelaksanaan Ujian Proposal																											
5	Revisi Ujian Proposal																											
6	Perijinan Pengambilan Sampel																											
7	Pengambilan Sampel Tanah																											
8	Pengujian Laboratorium	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
9	Analisis data																											
10	Pelaksanaan Seminar Hasil																											
11	Revisi Seminar Hasil																											
12	Pengumpulan Berkas dan Upload Sister																											
13	Verifikasi Berkas																											

Sumber : Dokumen Pribadi

Gambar 3.5 Jadwal Pengerjaan Tugas Akhir

## BAB 5. KESIMPULAN DAN SARAN

### 5.1 Kesimpulan

Kesimpulan dari hasil pembahasan pada bab sebelumnya adalah sebagai berikut:

1. Nilai faktor aman dari struktur utama dinding penahan tanah tidak aman dari kerusakan guling dan geser masing-masing nilai guling dari nilai Cross Section 1, 7, dan 14 adalah 1,07 ; 1,29 ; dan 1,31 (kurang dari 2). Sedangkan nilai geser adalah 0,87 ; 1,10 ; dan 1,16 (kurang dari 1,5). Berdasarkan nilai stabilitas guling dan geser struktur Cross Section 1 menjadi struktur yang paling rawan mengalami kerusakan dinding terhadap momen guling dan gaya geser.
2. Nilai stabilitas daya dukung struktur pada struktur utama masing-masing nilai dari Cross Section 1, 7, dan 14 adalah 6,64 ; 5,93 ; dan 6,47. Nilai tersebut aman dari kegagalan daya dukung tanah karena struktur utama diperkuat oleh pondasi tiang (*strauss*) memiliki kedalaman pondasi cukup tinggi dengan masing-masing Cross Section 1, 7, dan 14 adalah 5 m, 9 m, dan 9 m sehingga cukup untuk menahan tekanan akibat berat struktur dinding dan tanah timbunan.
3. Nilai stabilitas pengurangan nilai  $c$  dan  $\phi$  dengan program bantuan Plaxis masing-masing Cross Section 1, 7, dan 14 adalah 0,98 ; 0,99 ; dan 1,15. Nilai stabilitas oleh Plaxis pada Cross Section 1 paling kecil serta deformasi akibat kelongsoran paling tinggi terjadi pada bagian atas struktur dinding penahan tanah oleh program Plaxis.

4. Penyebab kerusakan struktur sekunder kanan dinding yaitu bagian atas struktur utama Cross Section 1 mengalami guling karena pada simulasi pemodelan Plaxis memperlihatkan deformasi yang paling tinggi pada bagian atas struktur Cross Section 1 yang sesuai dengan kondisi di lapangan serta stabilitas terhadap guling di Cross Section 1 sangat kecil yang membuat struktur sekunder yang tetap berada di posisinya tidak mengikuti perpindahan dinding struktur Cross Section 1 yang diakibatkan oleh momen guling.

## 5.2 Saran

Saran yang bisa diperoleh berdasarkan kesimpulan adalah sebagai berikut:

1. Diperlukan perencanaan ulang struktur dinding penahan tanah karena desain struktur yang ada tidak memiliki berat struktur sendiri yang cukup untuk menahan momen guling dan gaya geser yang diakibatkan oleh tekanan aktif tanah.
2. Pada struktur diperlukan saluran pembuangan air dari tanah timbunan pada struktur utama untuk meminimalisir tekanan aktif tambahan oleh air hujan yang menjadi penyebab kerusakan struktur dinding penahan tanah.



**DAFTAR PUSTAKA**

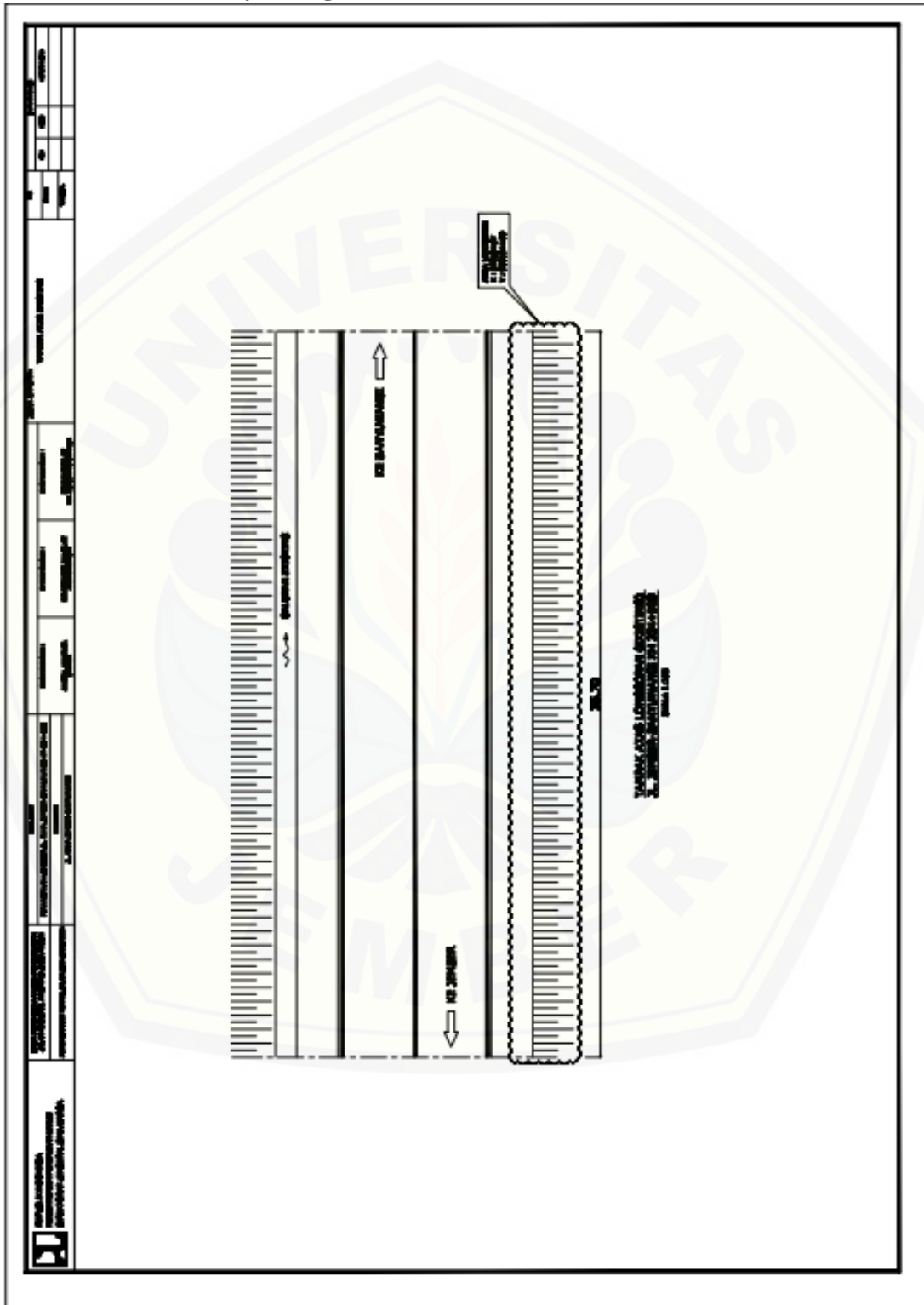
- Abdillah, S. H., M. J. Paransa, F. Jansen, M. R. E. Manopo. 2013. Studi Pengaruh Pengambilan Beban Ekuivalen Beban Kendaraan Pada Perhitungan Tebal Perkerasan Fleksibel Di Jalan Manado-Bitung. *Jurnal Sipil Statik*. 1(7): 505-514
- Anonim. *Cara Pengujian CBR dan Cara Perhitungan Nilai CBR*. [https://sinta.unud.ac.id/uploads/dokumen\\_dir/8eefdcd7bdfefee652051bbaedfcc4e.pdf](https://sinta.unud.ac.id/uploads/dokumen_dir/8eefdcd7bdfefee652051bbaedfcc4e.pdf). [Diakses pada 4 Desember 2018]
- Anonim. *Plaxis Version 8 Reference Manual*. [https://www.civil.iitb.ac.in/~ajuneja/Plaxis%20program/Version%20%20Introductory/Manuals/English/V84-3\\_Reference.pdf](https://www.civil.iitb.ac.in/~ajuneja/Plaxis%20program/Version%20%20Introductory/Manuals/English/V84-3_Reference.pdf). [Diakses pada 9 November 2018].
- Anonim. *Tiang Mendukung Beban Lateral*. <https://adjisutama.files.wordpress.com/2014/02/pondasi-tiang-lanjutan-rekpii1.pdf>. [Diakses 19 Desember 2018]
- Babu, G. L. S. *Lecture 37 : Applications of Geosynthetics In Unpaved Roads*. <https://nptel.ac.in/courses/105108075/module8/Lecture37.pdf>. [Diakses pada 20 Desember 2018]
- Badan Standardisasi Nasional. 2008. *SNI 1964:2008 Cara Uji Cara Uji Berat Jenis Tanah*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. 2008. *SNI 1965:2008 Cara Uji Penentuan Kadar Air Untuk Tanah dan Batuan di Laboratorium*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. 2008. *SNI 1967:2008 Cara Uji Penentuan Batas Cair Tanah*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. 2008. *SNI 1968:2008 Metode Pengujian Tentang Analisis Saringan Agregat Halus dan Kasar*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.

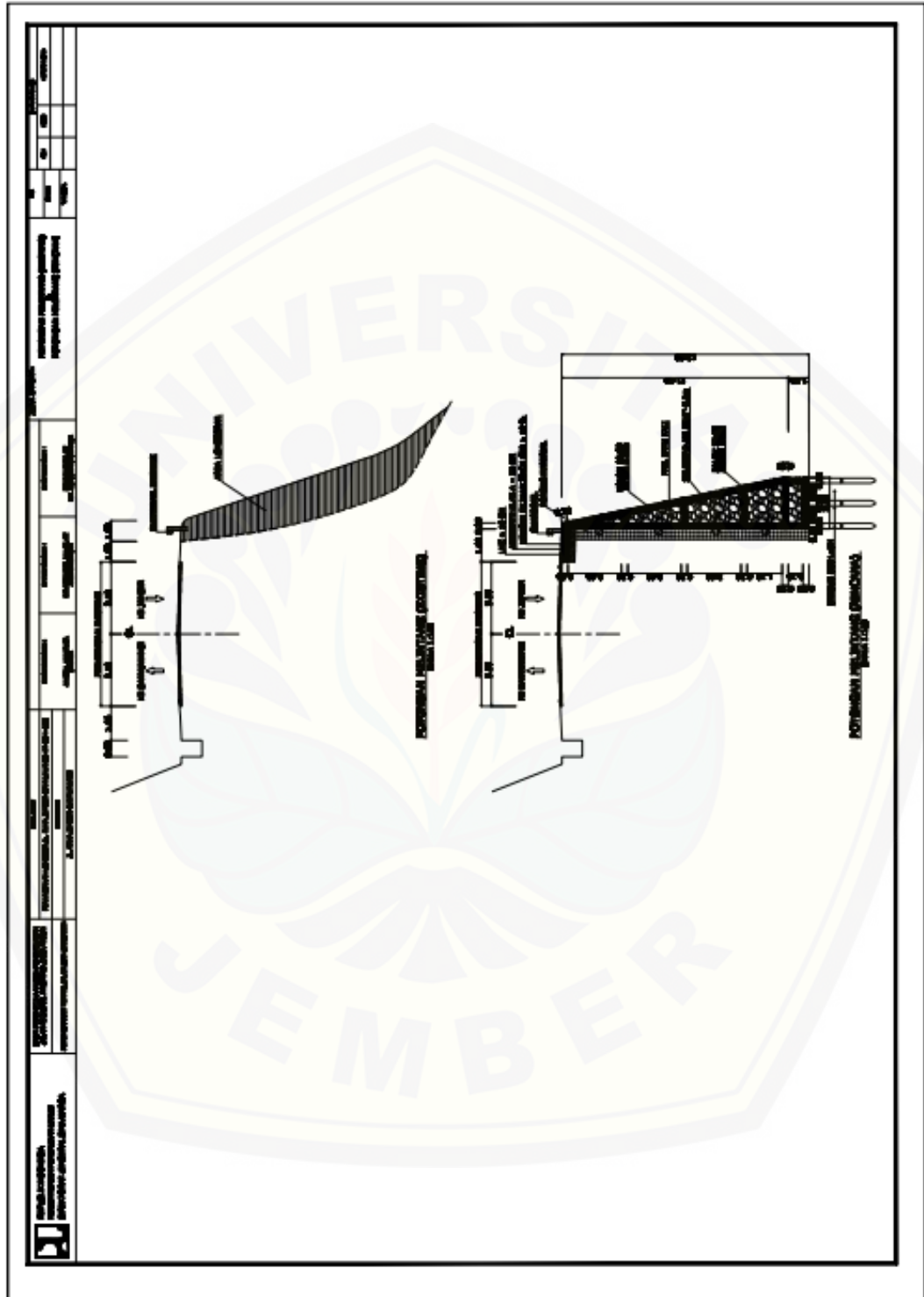
- Badan Standardisasi Nasional. 2008. *SNI 1996:2008 Cara Uji Penentuan Batas Plastis dan Indeks Plastisitas Tanah*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. 2008. *SNI 2813:2008 Cara Uji Kuat Geser Langsung Tanah Terkonsolidasi dan Terdrainase*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. 2008. *SNI 3423:2008 Cara Uji Analisis Ukuran Butir Tanah*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Bateman, V. Case Study Number 2: Pressure of Strip Load on Retaining Wall – Verifying Jarquio’s Solution.  
[http://www.webpages.uidaho.edu/ce402/case\\_studies/bateman\\_cs2.pdf](http://www.webpages.uidaho.edu/ce402/case_studies/bateman_cs2.pdf).  
[Diakses pada 23 Desember 2018]
- Brooks, H. 2010. *Basics of Retaining Wall Design*. 8<sup>th</sup> ed. California: HBA Publication Inc.
- Das, B. M, N. Endah, I. B. Mochtar. 1995. *Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis) Jilid 1*. Jakarta: Penerbit Erlangga
- Das, B. M, N. Endah, I. B. Mochtar. 1995. *Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis) Jilid 2*. Jakarta: Penerbit Erlangga
- Das, B. M. 2006. *Principles of Foundation Engineering*. 6<sup>th</sup> ed. Toronto: Nelson.
- Departemen Pekerjaan Umum. 1987. *Petunjuk Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya Dengan Metode Analisa Komponen*. Keputusan Menteri Pekerjaan Umum Nomor 378/KPTS/1987. Jakarta: Yayasan Badan Penerbit PU
- Giroud, J. P., dan L. Noiray. 1981. Geotextile-Reinforced Unpaved Road Design. *Journal of the Geotechnical Division ASCE* 107 (9): 1233-1254
- Hardiyatmo, H. C. 2008. *Teknik Fondasi 2*. Cetakan ke-4. Yogyakarta: UGM Press
- Jarquio, R. 1981. Total Lateral Surcharge Pressure Due to Strip Load. *Journal of the Geotechnical Division ASCE* 107 (10): 1424-1428
- Kim, S. J., dan R. M. Barker. 2002. Effect of Live Load Surcharge on Retaining Walls and Abutments. *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering* 128: 803-813

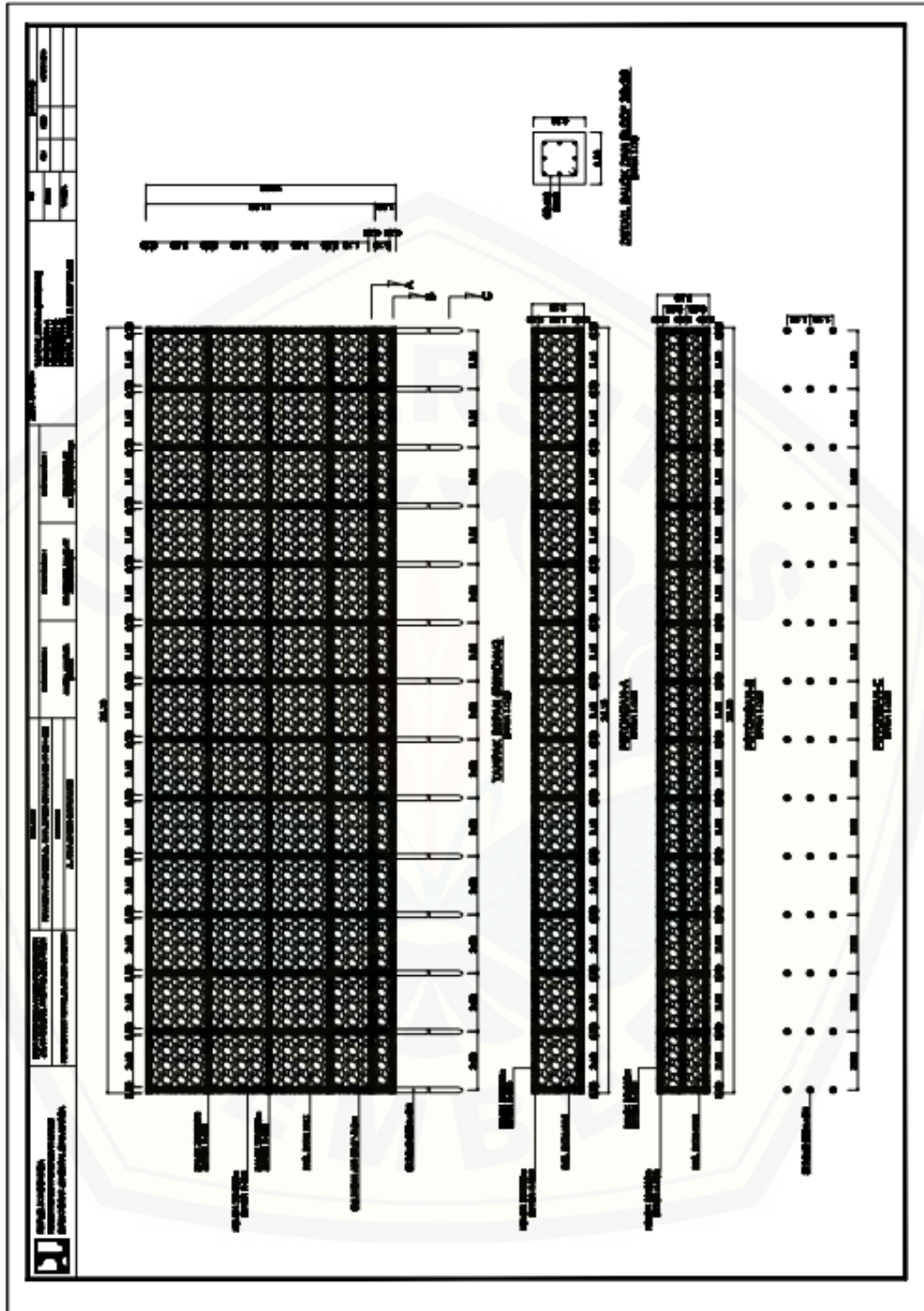
- Kumalasari, V. 2012. Analisis Stabilitas Lereng Dengan Perkuatan *Soil Nailing* Menggunakan Metode *Geoslope*. *Skripsi*. Surakarta: Jurusan Teknik Sipil Universitas Sebelas Maret
- Natasya, B. 2011. Studi Pemakaian Pondasi Tiang-Rakit Pada Sebuah Proyek Apartemen Di Jakarta Dengan Menggunakan Metode Konvensional Poulos dan Plaxis Dua Dimensi. *Skripsi*. Depok: Program Studi Teknik Sipil Universitas Indonesia.
- Rajepakse, Ruwan. 2016. *Geotechnical Engineering Calculations and Rules of Thumb*. Oxford: Elsevier.
- Sharma, C., dan V. Baradiya. 2014. Evaluation of the effect of lateral soil pressure on cantilever retaining wall with soil type variation. *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE)* 11: 36-42
- Suryawan, Ari. 2009. *Perkerasan Jalan Beton Semen Portland (Rigid Pavement)*. Cetakan ke-2. Yogyakarta: Beta Offside
- Universitas Jember. 2016. *Pedoman Penulisan Karya Ilmiah*. Jember: Badan Penerbit Universitas Jember.
- University of Massachusetts Lowell. 2015. *Soil Classification*. [http://faculty.uml.edu/ehajduk/Teaching/14.330/documents/14.330Soil Classification.pdf](http://faculty.uml.edu/ehajduk/Teaching/14.330/documents/14.330SoilClassification.pdf). [Diakses pada 30 Desember 2018]
- Wahyudi, H. 1999. *Daya Dukung Pondasi Dalam*. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil ITS
- Winanda, R. A., Setyanto, dan Y. M. Hadi. 2017. Perencanaan Dinding Penahan Tanah *Concrete Cantilever* Dengan Menggunakan Program *Plaxis* (Studi Kasus: Jalan Liwa – Simpang Gunung Kemala Krui KM 264+600). *JRSSD*. 5(4): 1-13

DAFTAR LAMPIRAN

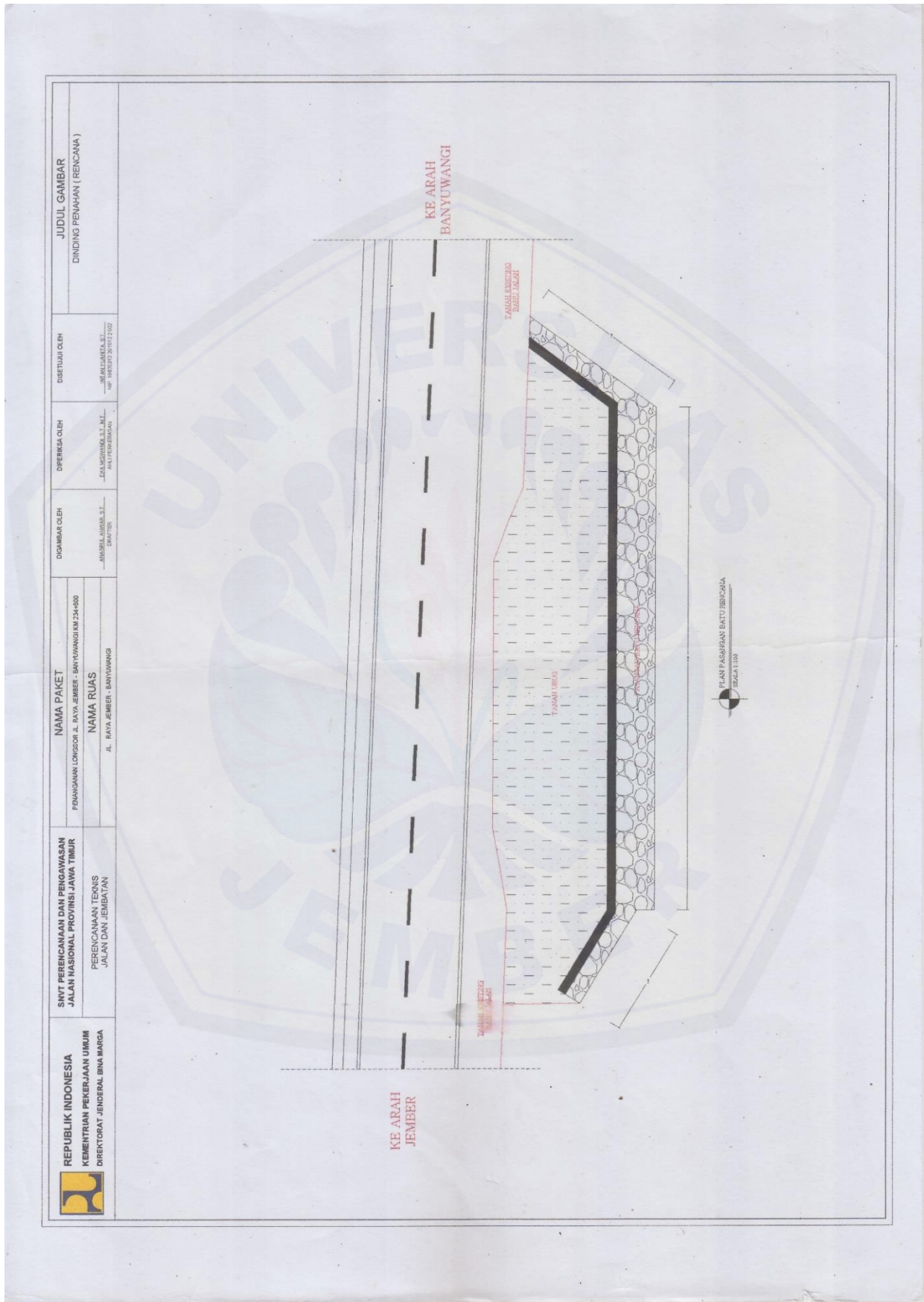
A. Gambar Perencanaan dan RAB Dinding Penahan Tanah Jalan Raya Jember-Banyuwangi KM 234 + 500



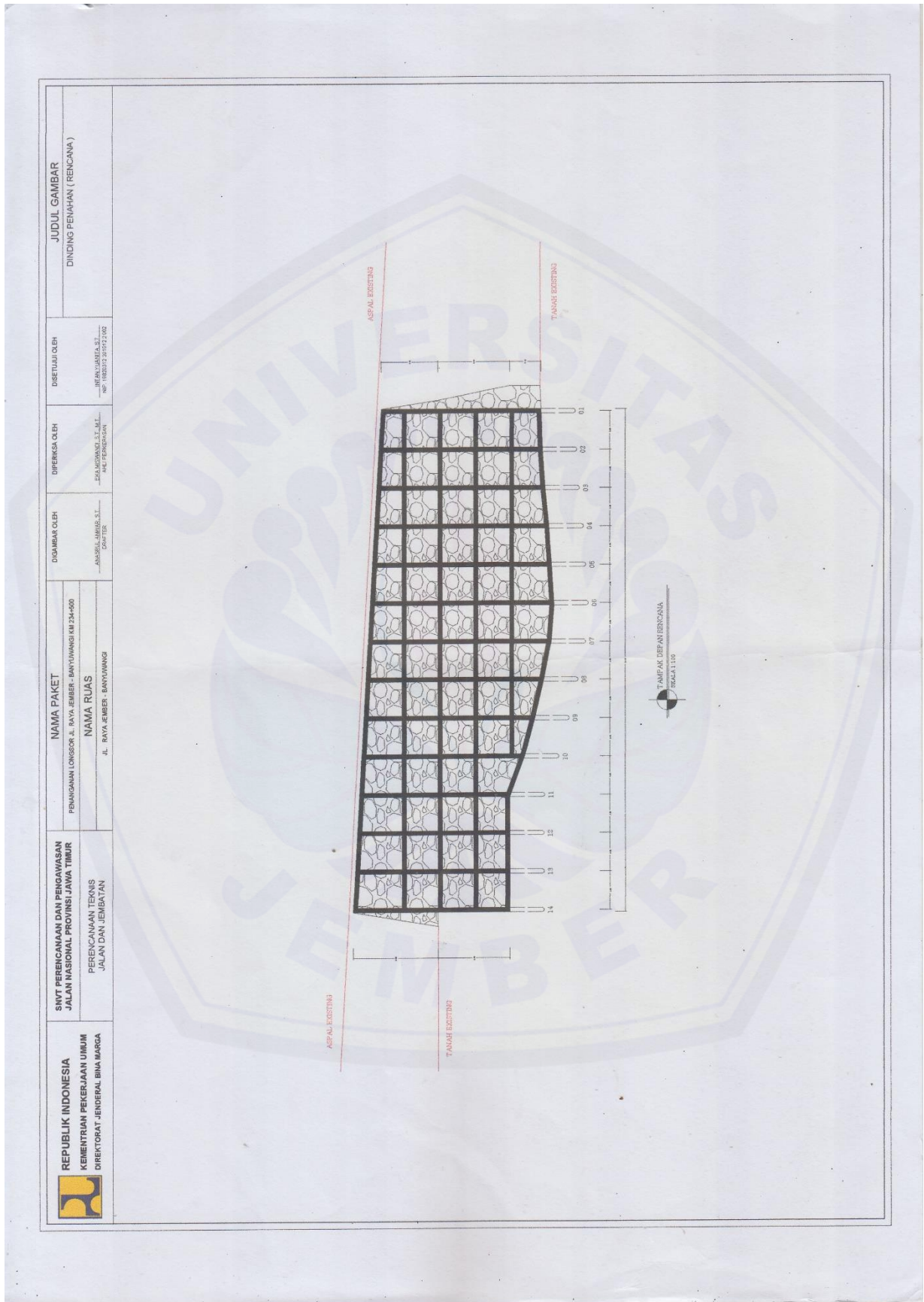


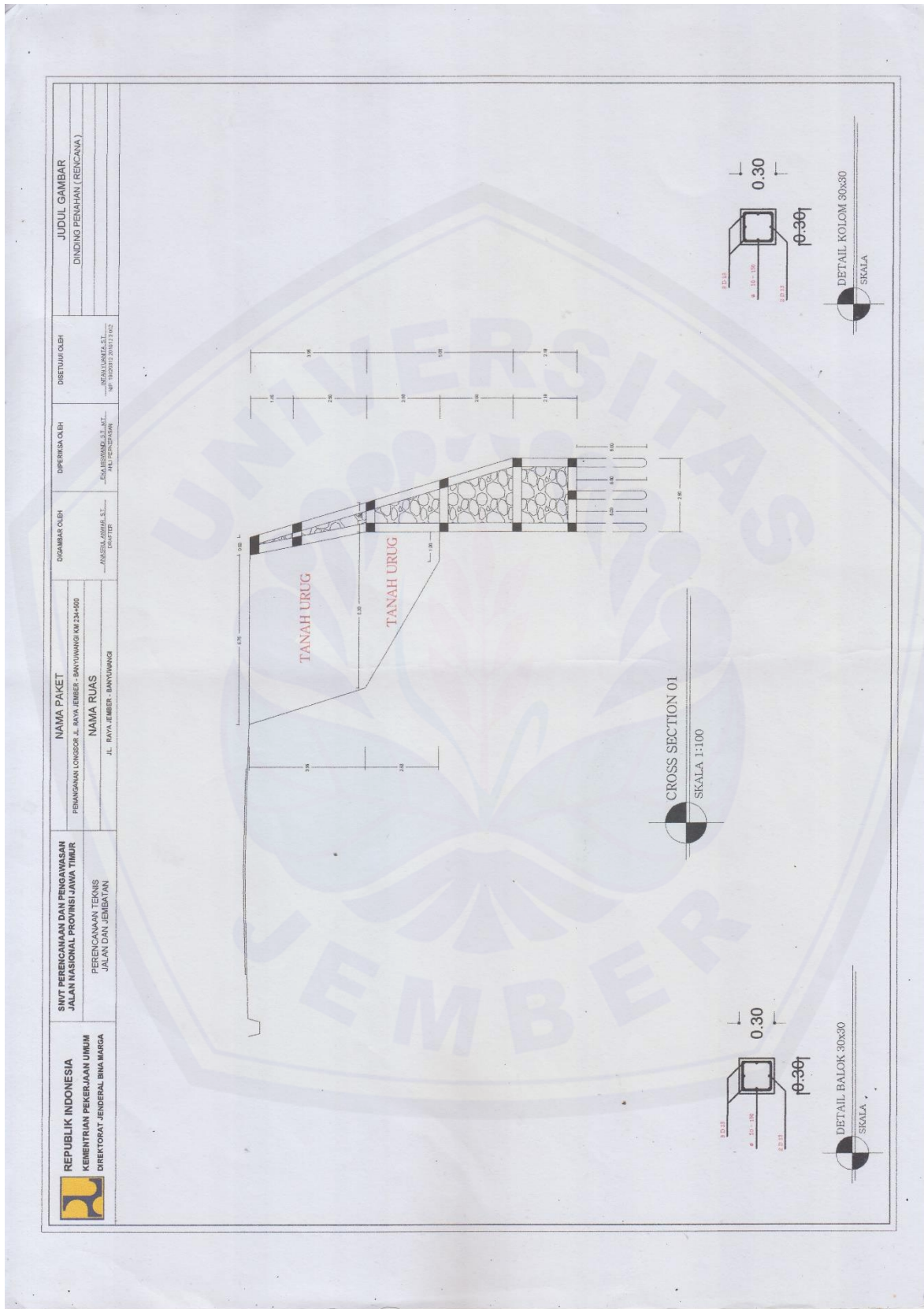


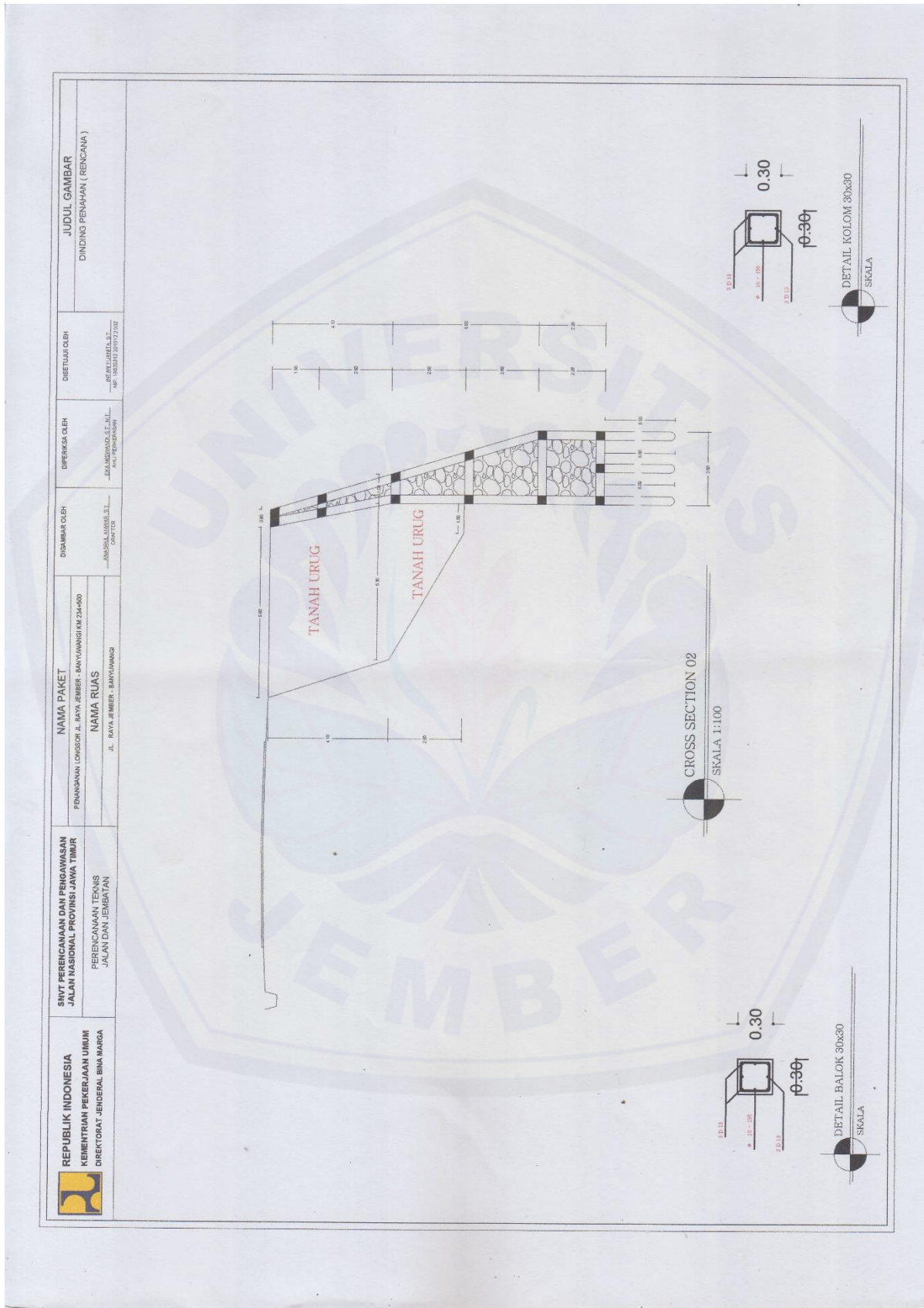
No. Mula Pembayaran	Uraian	Sisaan			
		a	b	c	d
1.2	DMS1. UMUM				
1.2.1	REPERITUR				
1.2.1.1	Mentenan dan Keselamatan Lalu Lintas		1.3	1.3	1.3
	Jumlah Harga Pekerjaan DMS11 (misal pada Rencana Anggaran Pekerjaan Harga Pekerjaan)		1.5	1.5	1.5
2.4.1.1	DMS1A. DE ANAKSE				
	Sisa Pembayaran Sisa Transfer ke 2.4.1.1				200.2
	Jumlah Harga Pekerjaan DMS12 (misal pada Rencana Anggaran Pekerjaan Harga Pekerjaan)				
3.2.2.1	DMS3.3. PERKERASAN TANJAH				
	Terdapat 1100.000 m <sup>2</sup> untuk jalan				11.7
	Jumlah Harga Pekerjaan DMS13 (misal pada Rencana Anggaran Pekerjaan Harga Pekerjaan)				
	DMS4.4. PELEBARAN PERKERASAN DAN BAHU JALAN				
	Jumlah Harga Pekerjaan DMS14 (misal pada Rencana Anggaran Pekerjaan Harga Pekerjaan)				
5.1.1.1	DMS5.5. PERKERASAN BERBUTIR				
	Lapis Pondasi Aspal 10cm A				11.8
	Jumlah Harga Pekerjaan DMS15 (misal pada Rencana Anggaran Pekerjaan Harga Pekerjaan)				
	DMS6.6. PERKERASAN ASPAL				
	Jumlah Harga Pekerjaan DMS16 (misal pada Rencana Anggaran Pekerjaan Harga Pekerjaan)				
7.1.1.1	DMS7.7. STRUKTUR				
7.1.1.1a	Batas muka setinggi 500 UPA				73.7
7.1.1.1b	Batas muka setinggi 515 UPA				5.3
7.1.1.1c	Batas Tumpukan 10 m Pondasi				10.316.9
7.1.1.1d	Tinggi Bor 100cm, diameter 300 mm				310.9
7.1.1.1e	Penggalian 500				509.5
	Jumlah Harga Pekerjaan DMS17 (misal pada Rencana Anggaran Pekerjaan Harga Pekerjaan)				
8.4.1.1	DMS8.8. PENGEMASAN KORDISI DAN PERKERASAN BAWAH				16.9
8.4.1.1a	30cm/1000.000.000.000				50.2
	Jumlah Harga Pekerjaan DMS18 (misal pada Rencana Anggaran Pekerjaan Harga Pekerjaan)				
9.1.1.1	DMS9.9. PERKERASAN HARAPAN				49.0
9.1.1.1a	Perkerasan				Jam
9.1.1.1b	Perkerasan				Jam
9.1.1.1c	Perkerasan				Jam
9.1.1.1d	Perkerasan				Jam
9.1.1.1e	Perkerasan				Jam
9.1.1.1f	Perkerasan				Jam
9.1.1.1g	Perkerasan				Jam
9.1.1.1h	Perkerasan				Jam
9.1.1.1i	Perkerasan				Jam
9.1.1.1j	Perkerasan				Jam
9.1.1.1k	Perkerasan				Jam
9.1.1.1l	Perkerasan				Jam
9.1.1.1m	Perkerasan				Jam
9.1.1.1n	Perkerasan				Jam
9.1.1.1o	Perkerasan				Jam
9.1.1.1p	Perkerasan				Jam
9.1.1.1q	Perkerasan				Jam
9.1.1.1r	Perkerasan				Jam
9.1.1.1s	Perkerasan				Jam
9.1.1.1t	Perkerasan				Jam
9.1.1.1u	Perkerasan				Jam
9.1.1.1v	Perkerasan				Jam
9.1.1.1w	Perkerasan				Jam
9.1.1.1x	Perkerasan				Jam
9.1.1.1y	Perkerasan				Jam
9.1.1.1z	Perkerasan				Jam
	Jumlah Harga Pekerjaan DMS19 (misal pada Rencana Anggaran Pekerjaan Harga Pekerjaan)				
	DMS10.10. PERKERASAN PERMULUTAN BUKIT				
	Jumlah Harga Pekerjaan DMS19 (misal pada Rencana Anggaran Pekerjaan Harga Pekerjaan)				

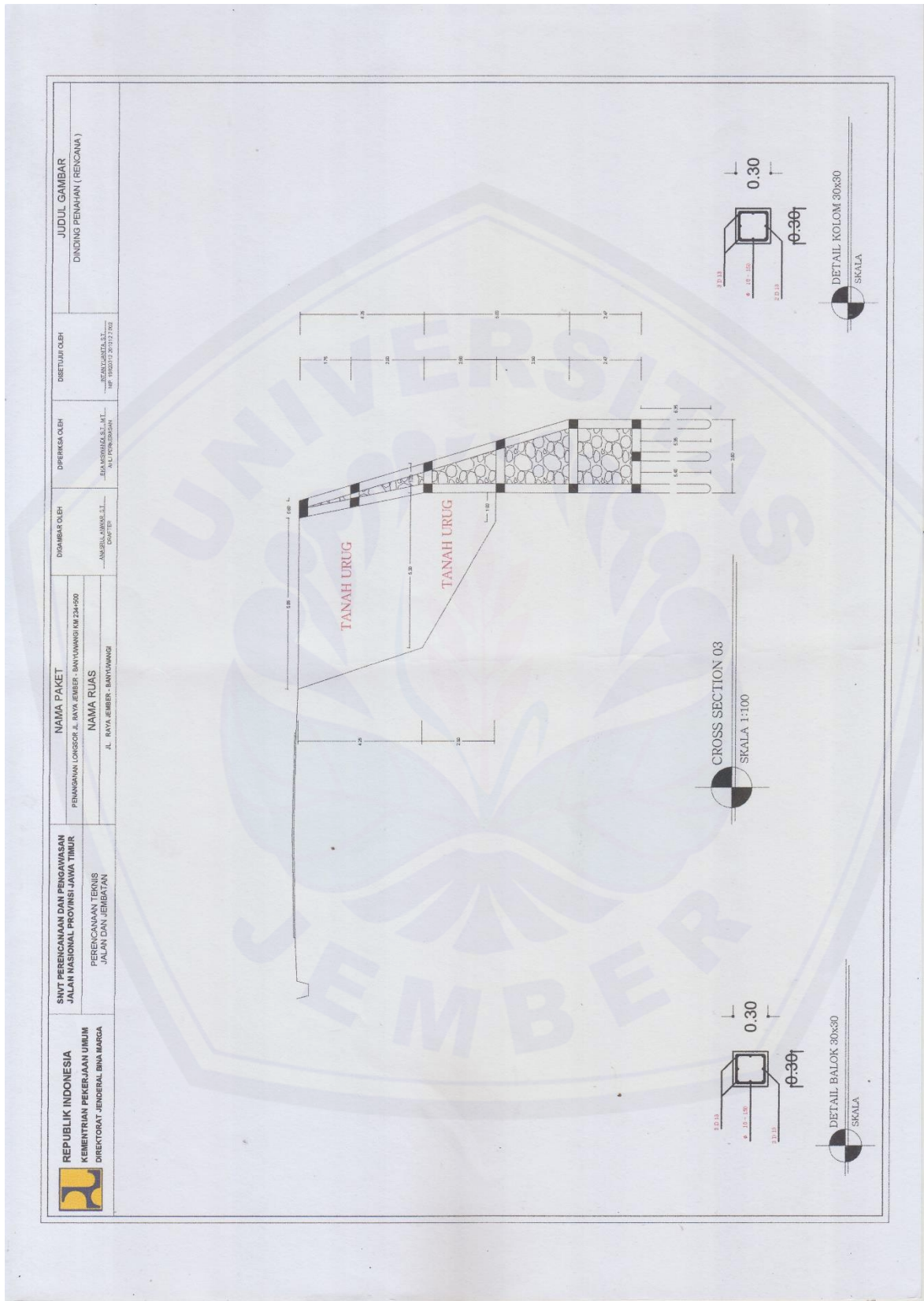


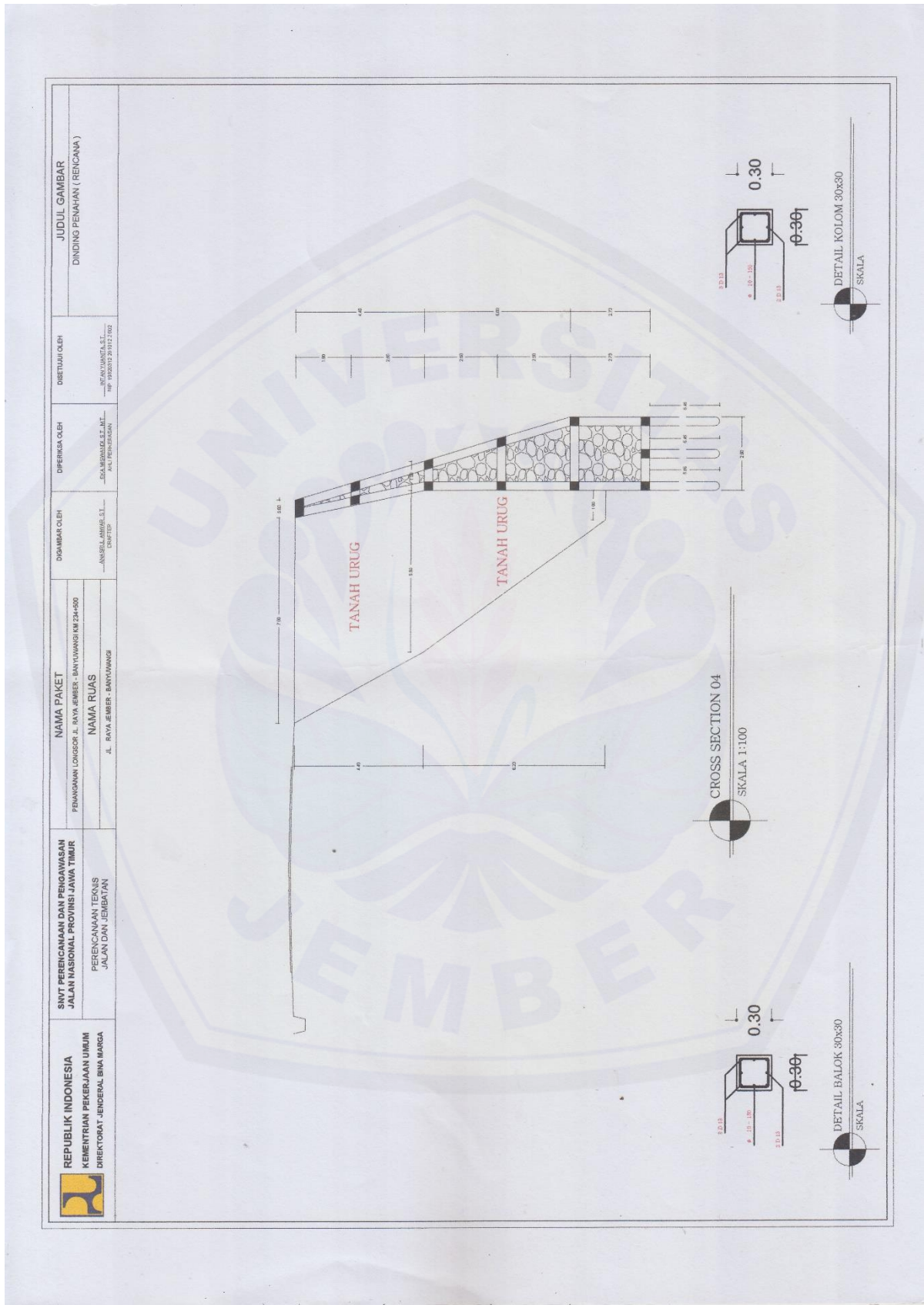


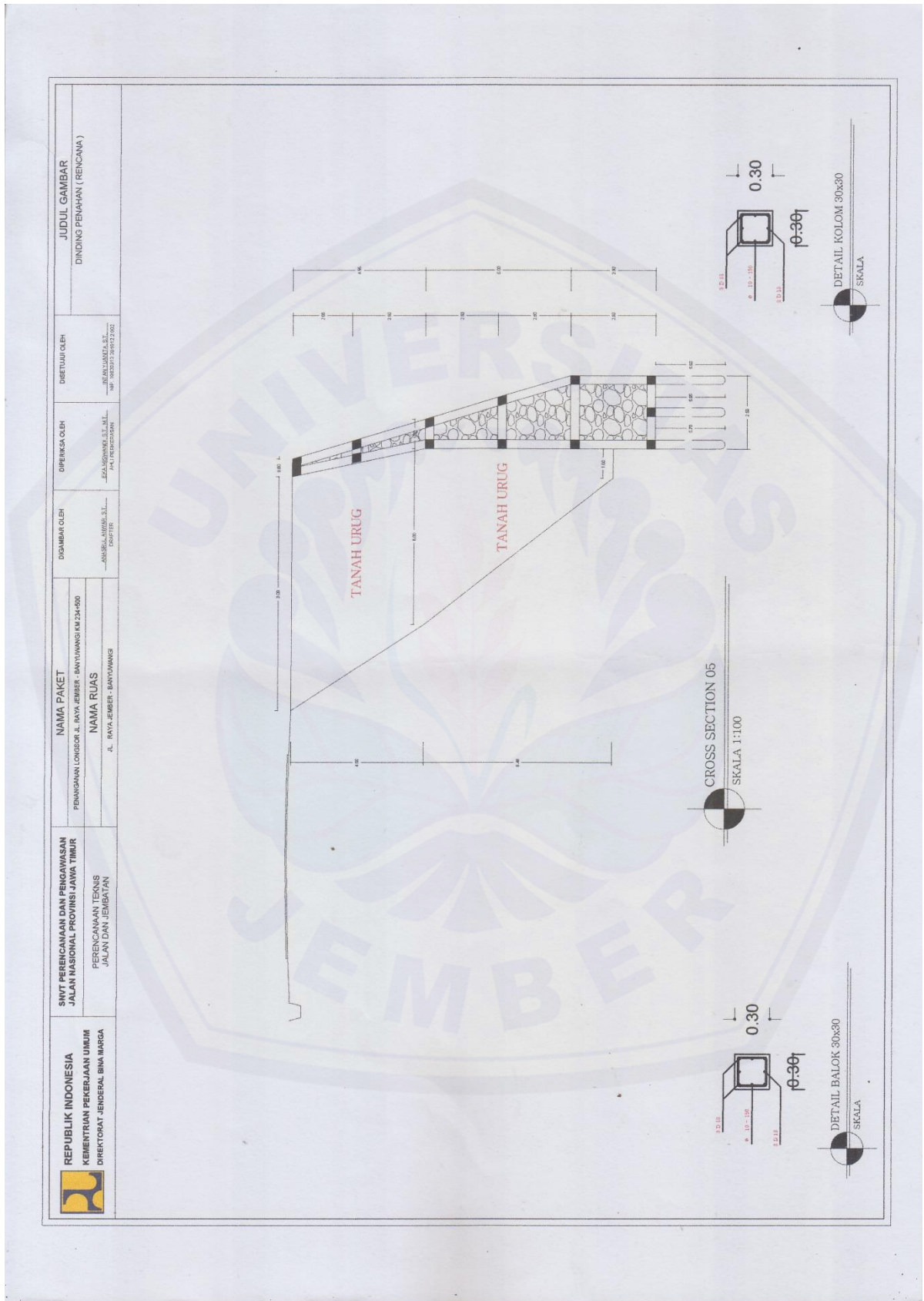


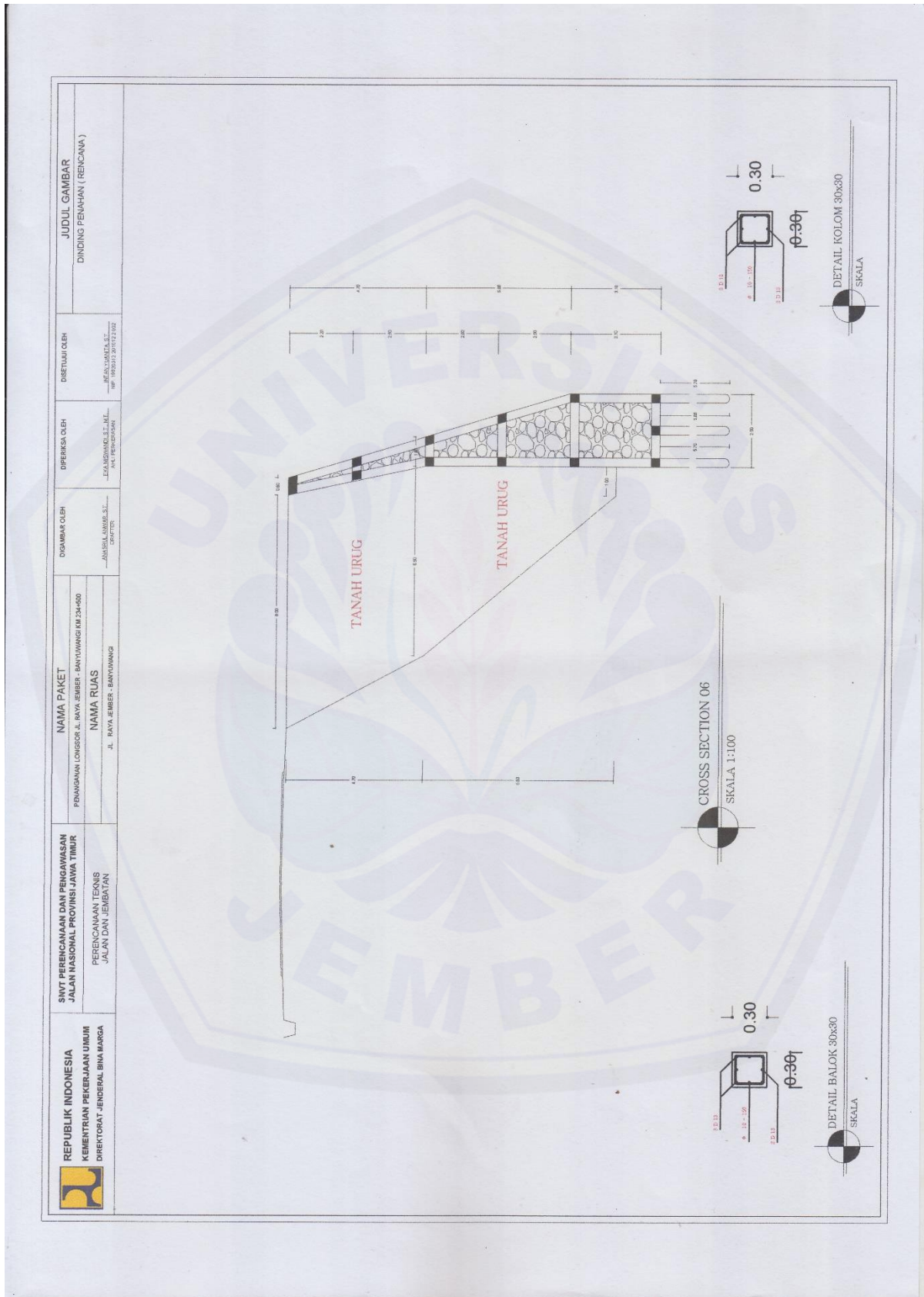


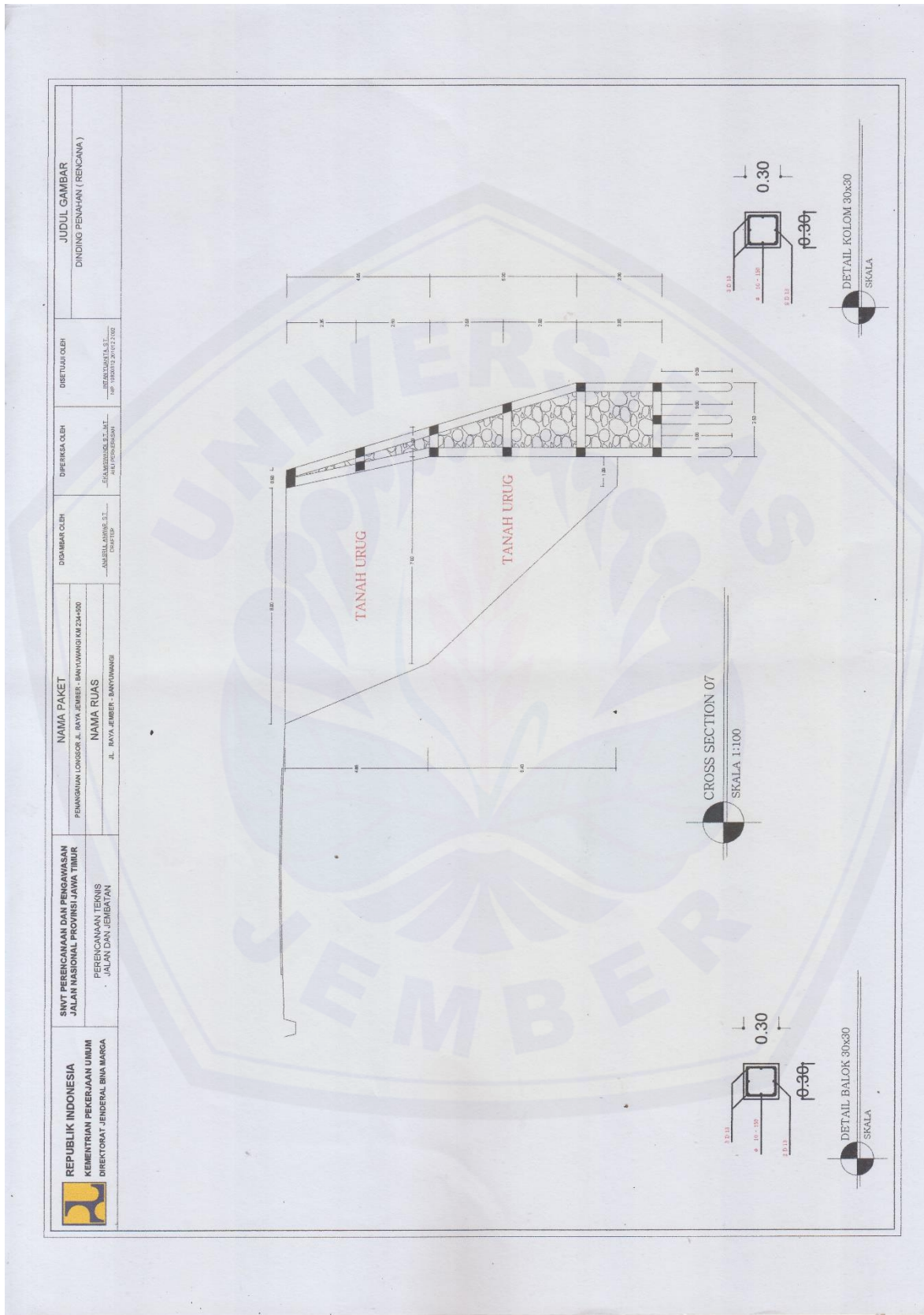




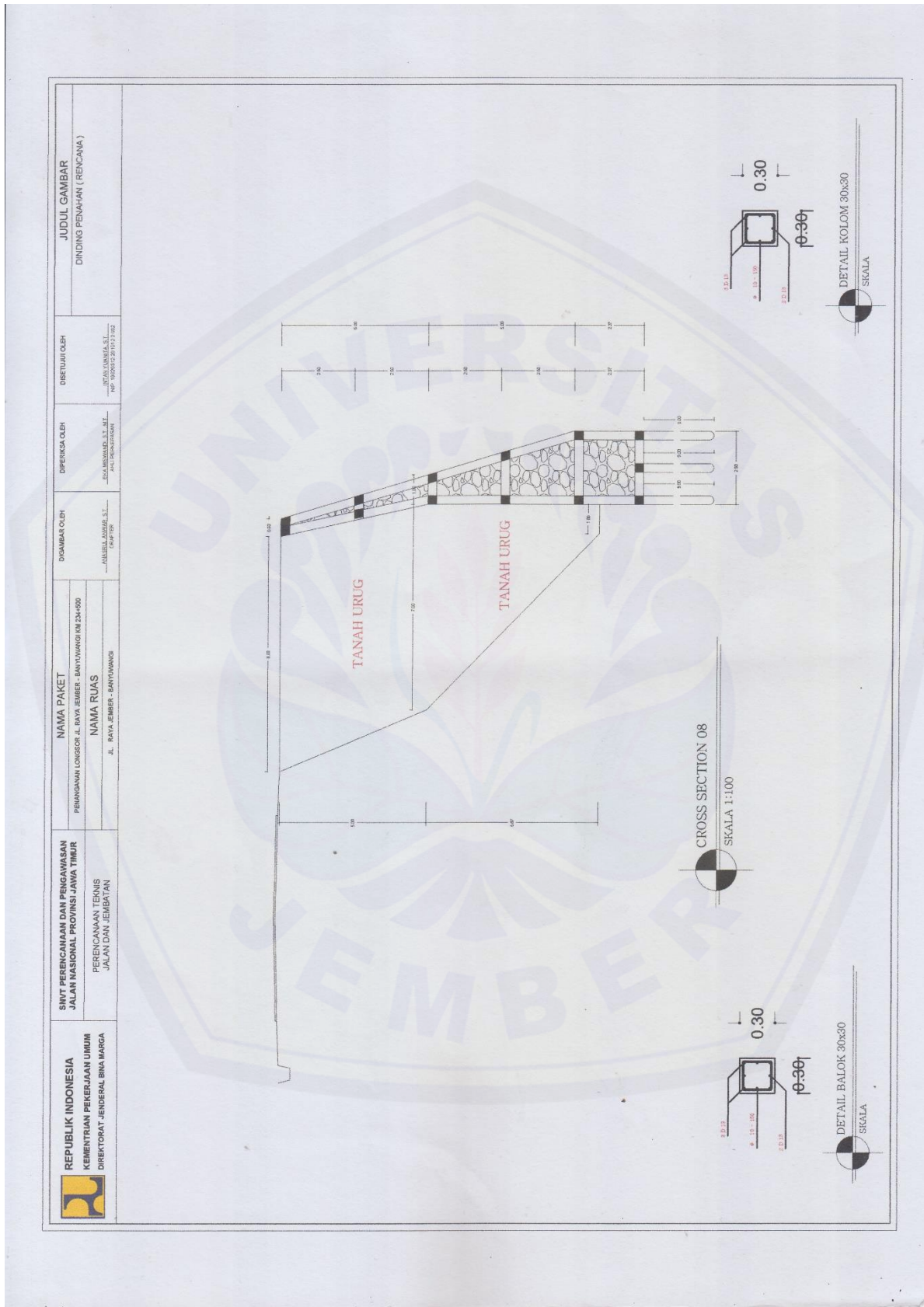


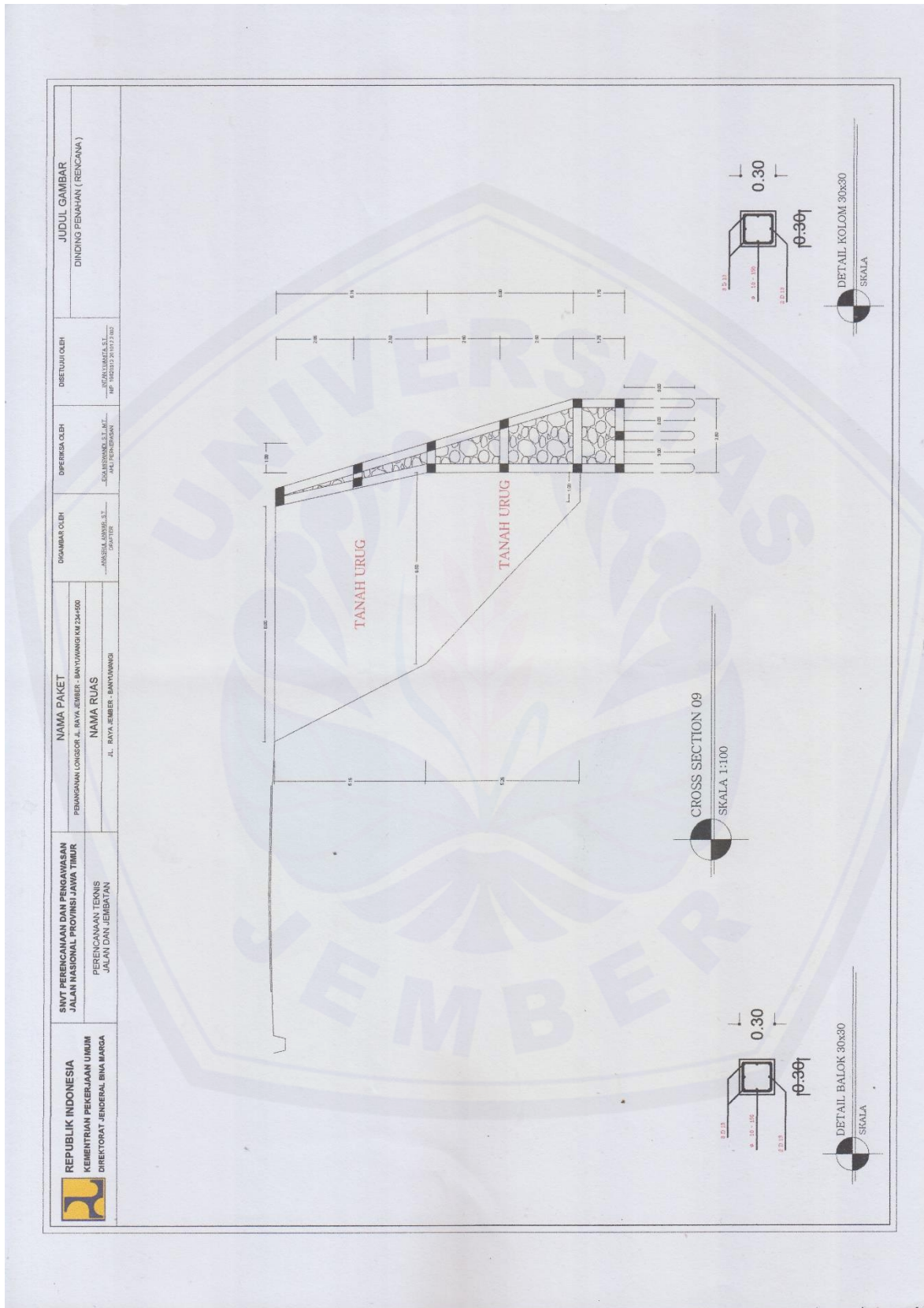


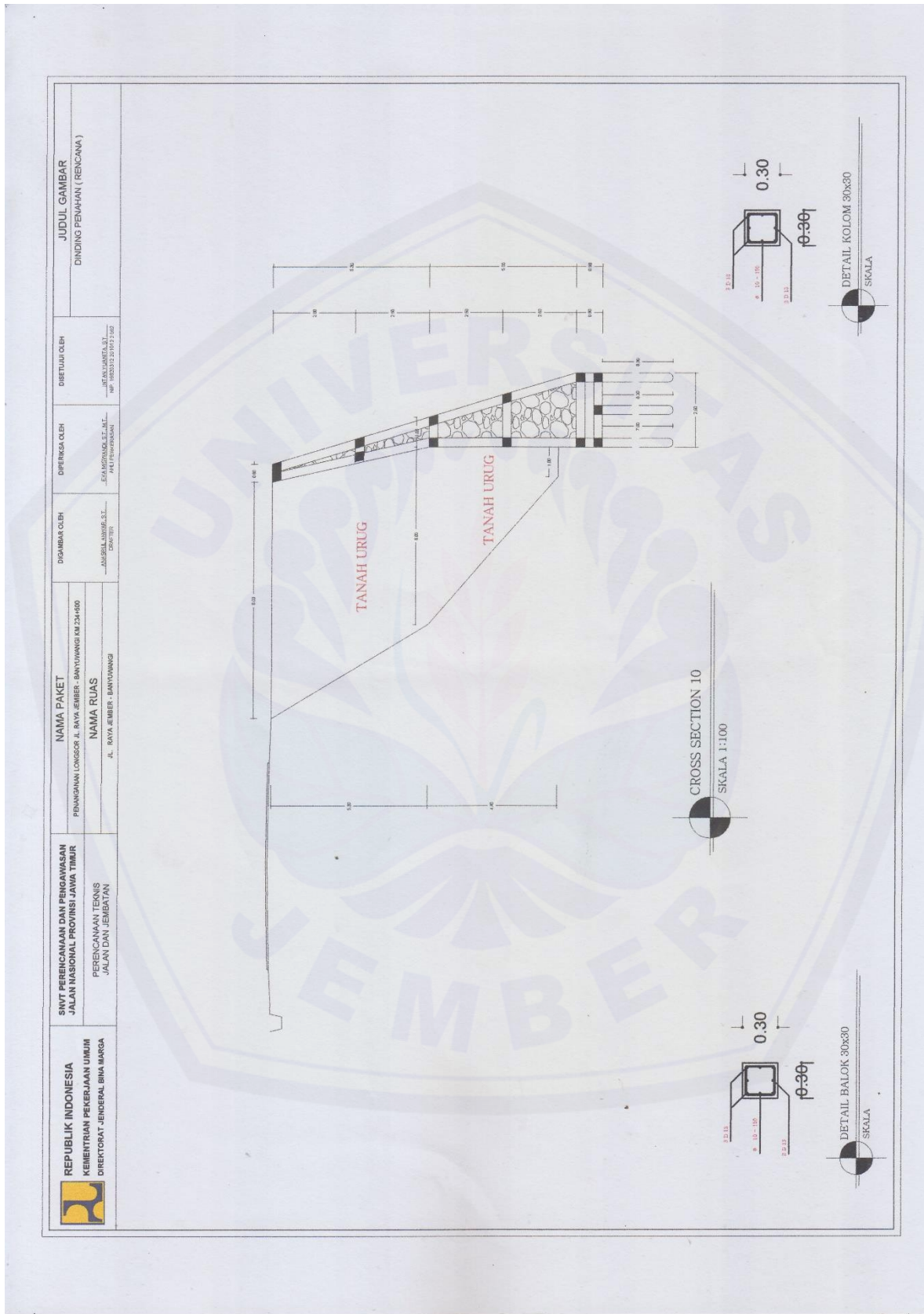


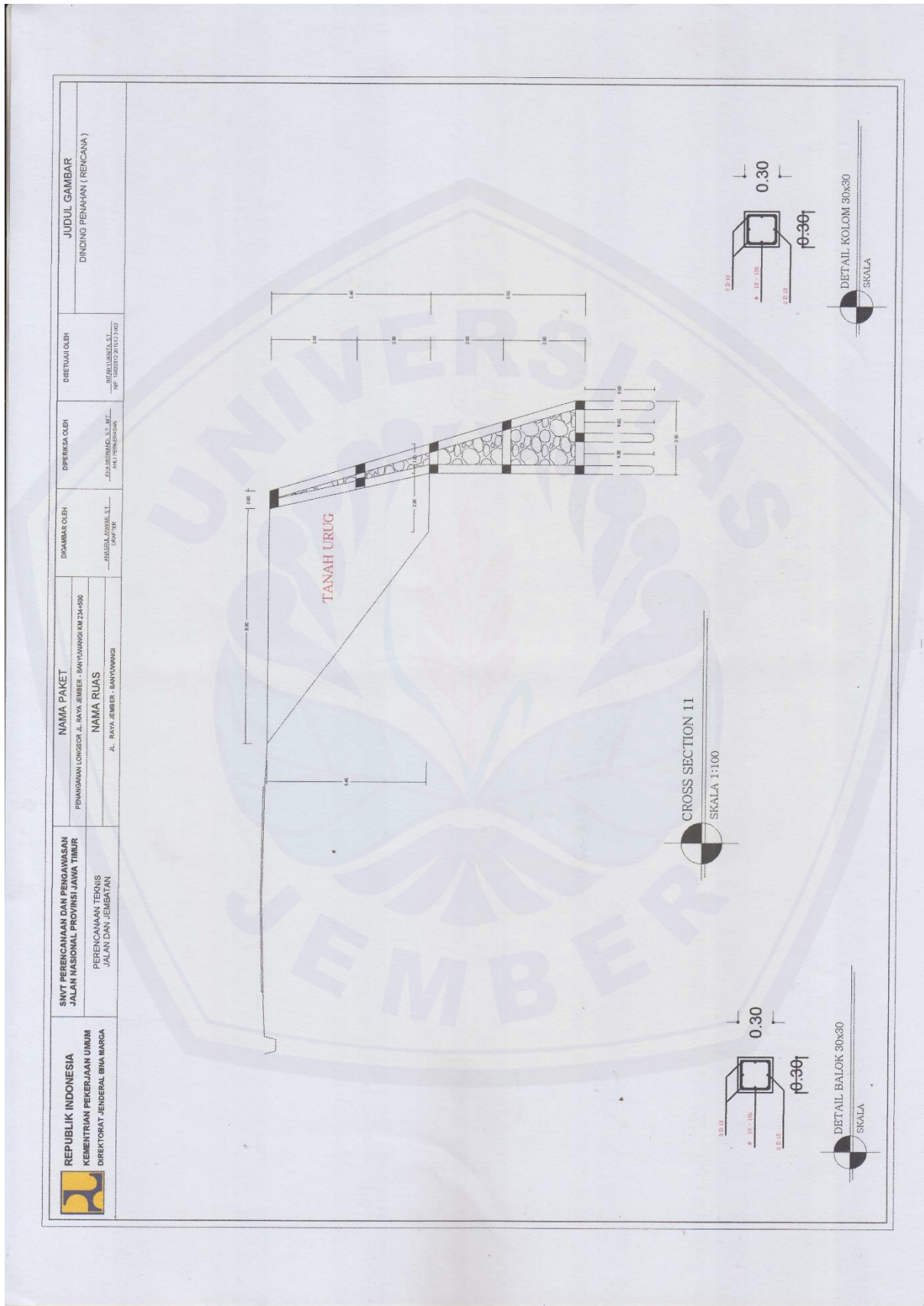


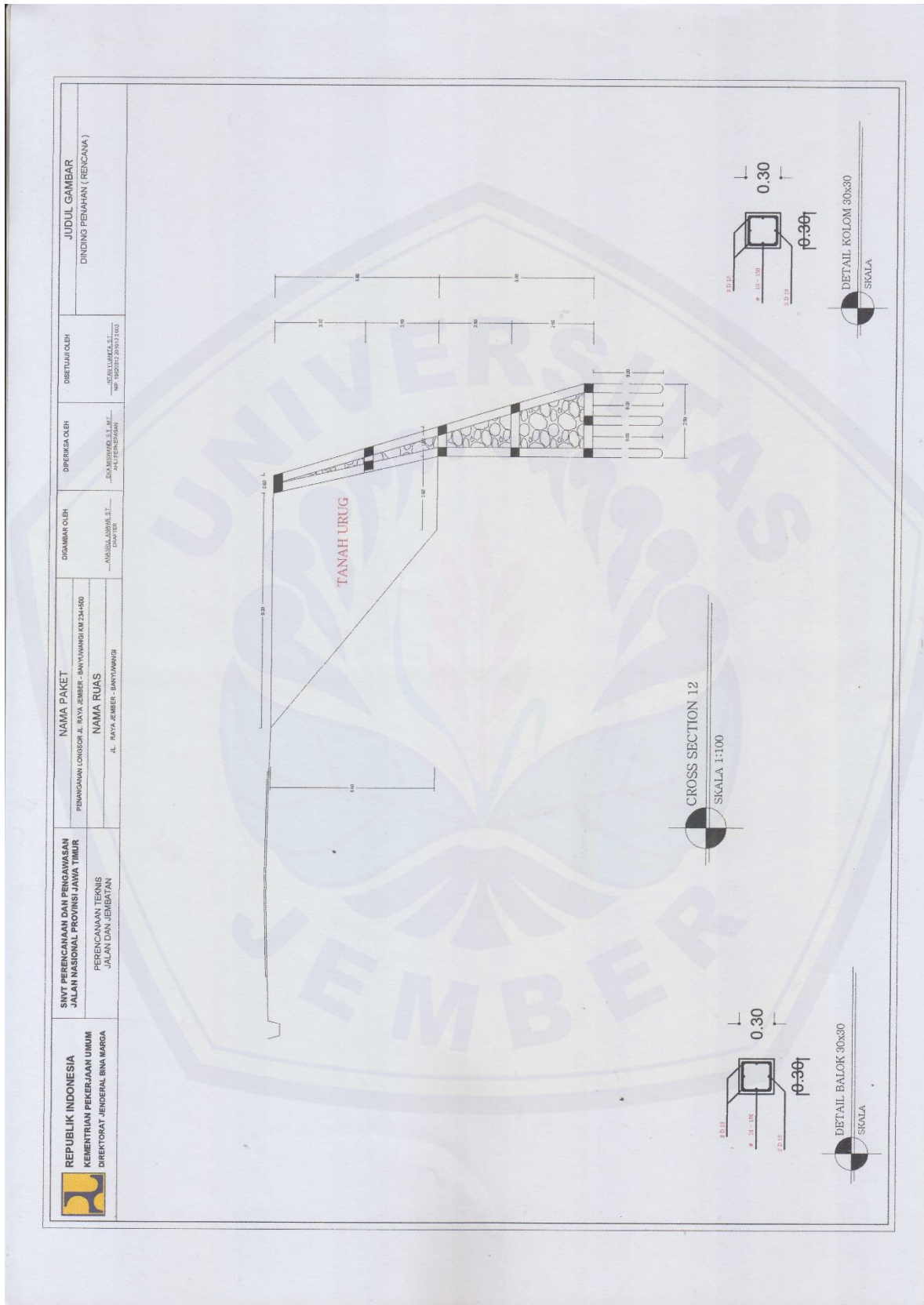


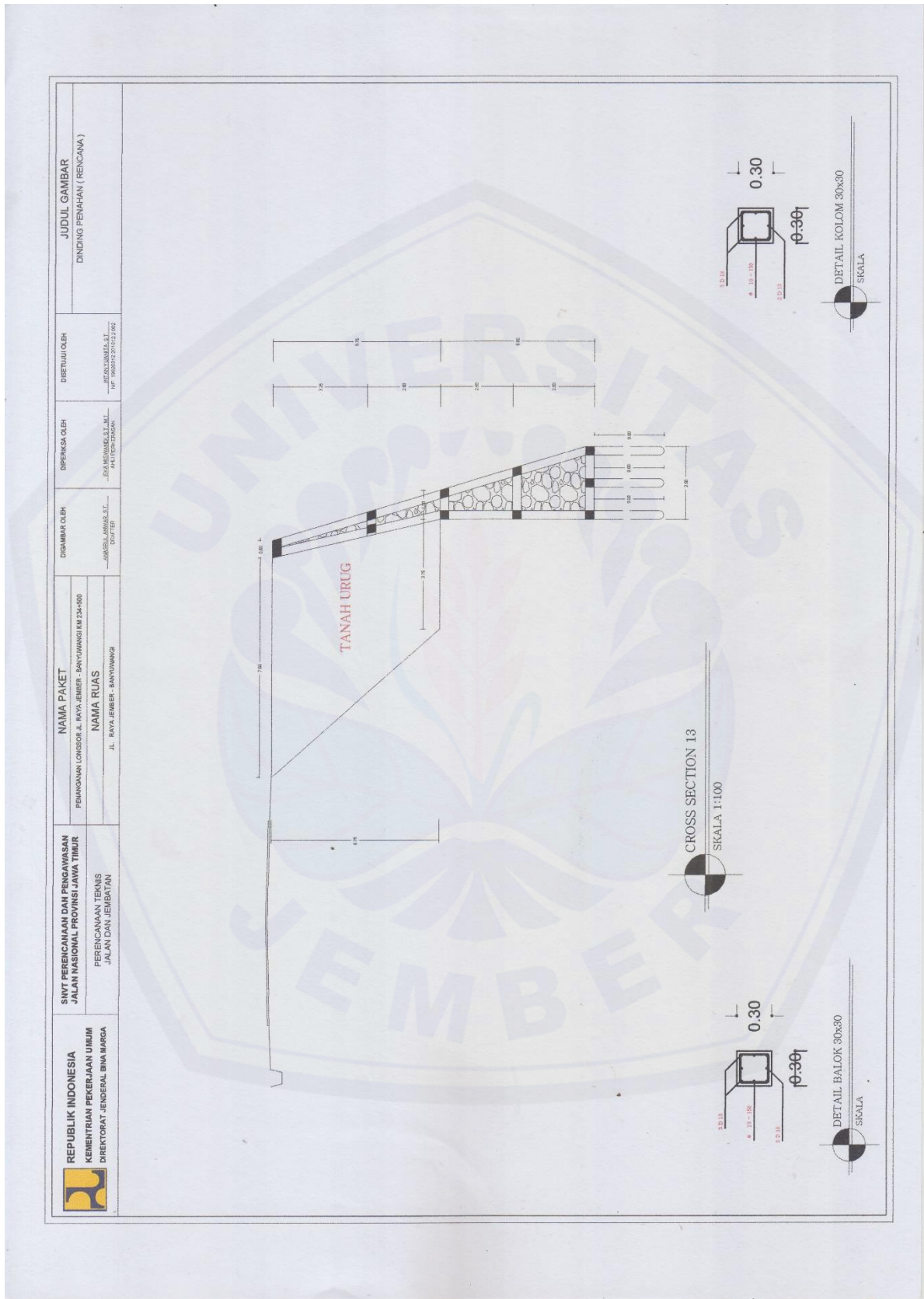


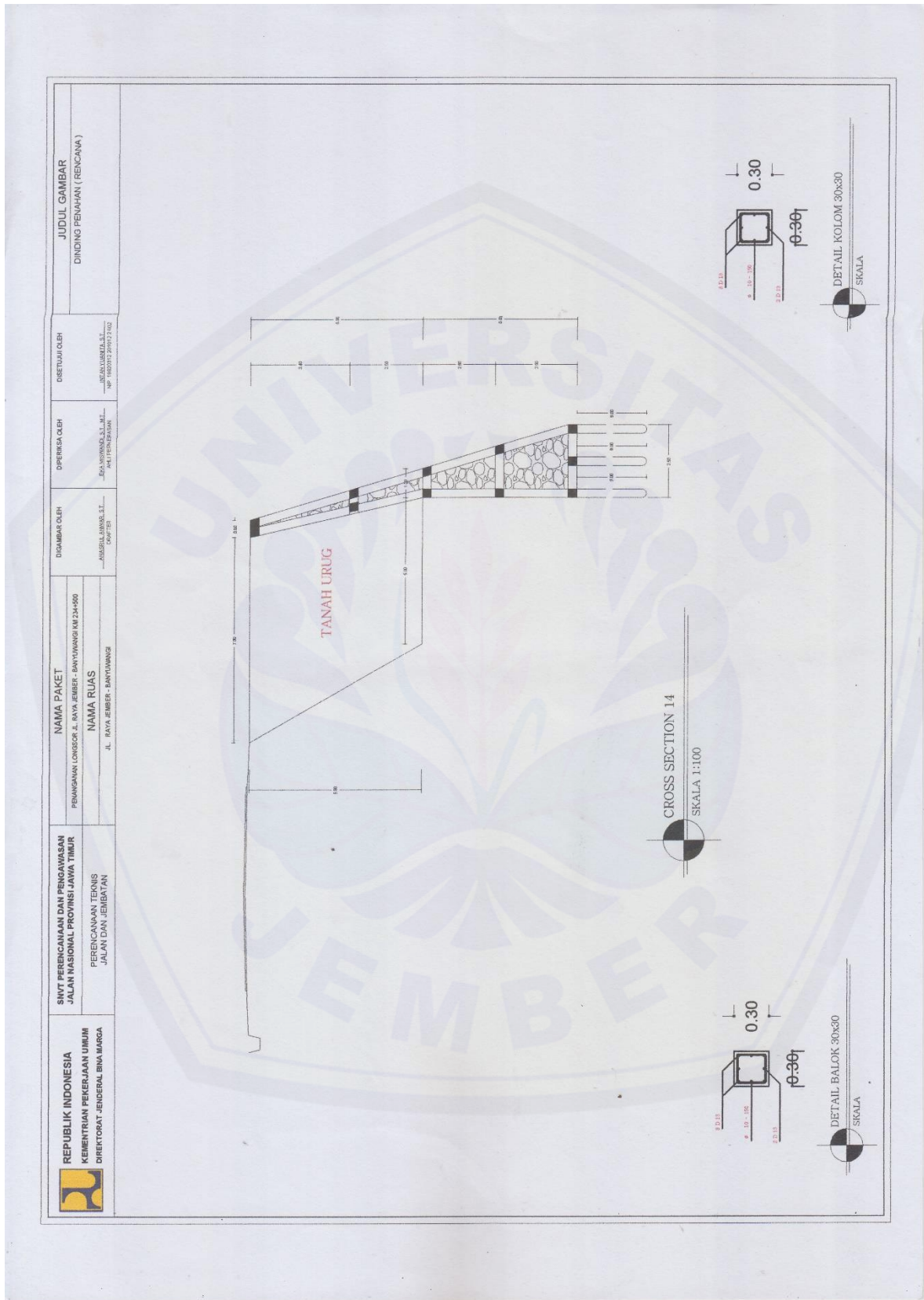











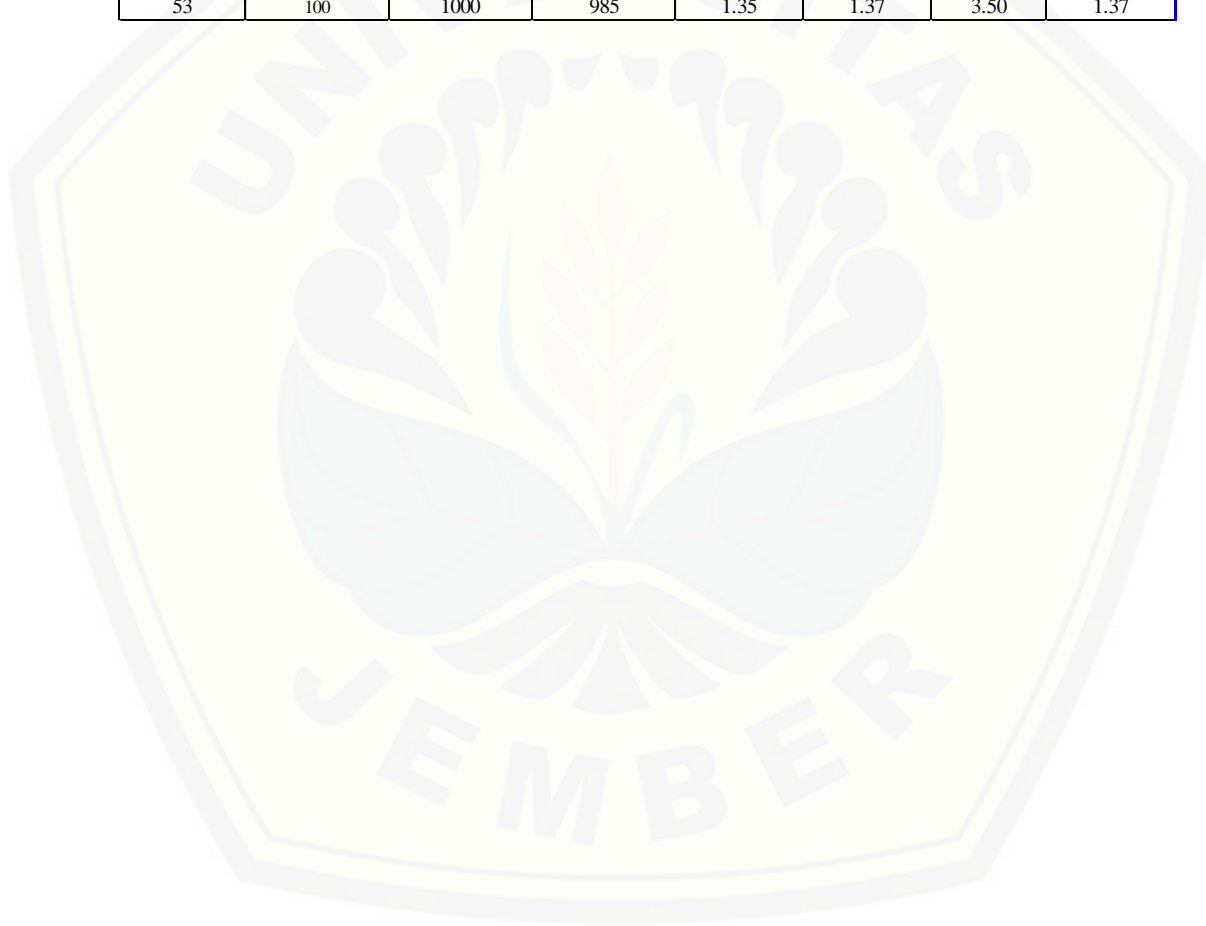


**B. Data CBR Tanah Dengan Alat *Dynamic Cone Penetrometer***

 <b>KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI DAN PENDIDIKAN TINGGI</b> <b>UNIVERSITAS JEMBER</b> <b>FAKULTAS TEKNIK - JURUSAN TEKNIK SIPIL</b> <b>LABORATORIUM GEOLOGI DAN MEKANIKA TANAH</b> Alamat : Jl. Slamet Riyadi No. 62 - JEMBER 68111 Telp. (0331) 484977							
<b>DYNAMIC CONE PENETROMETER TEST (DCPT)</b>							
1	2	3	4	5	6	7	8
Tumbukan (N)	Pembacaan Mistar (cm)	Pembacaan Mistar (mm)	Penetrasi (mm)	Tumbukan per 25 mm	Nilai CBR (%)		
					Grafik 1	Grafik 2	CBR (%)
0	1.5	15	-	-	-	-	-
1	3.3	33	18	1.39	1.40	1.50	1.40
2	5.5	55	40	1.25	1.30	1.70	1.30
3	7.6	76	61	1.23	1.30	1.60	1.30
4	9.5	95	80	1.25	1.30	1.55	1.30
5	11.2	112	97	1.29	1.30	1.40	1.30
6	12.6	126	111	1.35	1.37	1.50	1.37
7	14.2	142	127	1.38	1.37	1.50	1.37
8	15.8	158	143	1.40	1.45	1.50	1.45
9	15.8	158	143	1.57	1.60	1.50	1.50
10	19.8	198	183	1.37	1.45	1.55	1.45
11	21.8	218	203	1.35	1.45	1.55	1.45
12	23.6	236	221	1.36	1.45	1.55	1.45
13	26	260	245	1.33	1.42	1.55	1.42
14	27.6	276	261	1.34	1.42	1.60	1.42
15	28.3	283	268	1.40	1.45	1.60	1.45
16	29	290	275	1.45	1.47	1.60	1.47
17	29.7	297	282	1.51	1.50	1.60	1.50
18	30.2	302	287	1.57	1.60	1.60	1.60
19	31	310	295	1.61	1.60	1.60	1.60
20	31.6	316	301	1.66	1.60	1.60	1.60
21	32.1	321	306	1.72	1.65	1.65	1.65
22	32.7	327	312	1.76	1.70	1.65	1.65
23	33.9	339	324	1.77	1.70	1.65	1.65
24	34.4	344	329	1.82	1.75	1.65	1.65
25	35.5	355	340	1.84	1.77	1.65	1.65
26	37.4	374	359	1.81	1.73	1.70	1.70
27	39.3	393	378	1.79	1.71	1.70	1.70
28	41.2	412	397	1.76	1.70	1.70	1.70
29	43.3	433	418	1.73	1.70	1.70	1.70
30	45.5	455	440	1.70	1.65	1.70	1.65
31	48	480	465	1.67	1.65	1.70	1.65
32	50.7	507	492	1.63	1.60	1.70	1.60
33	53.3	533	518	1.59	1.55	1.70	1.55
34	55.5	555	540	1.57	1.55	1.70	1.55
35	57.3	573	558	1.57	1.55	1.70	1.55



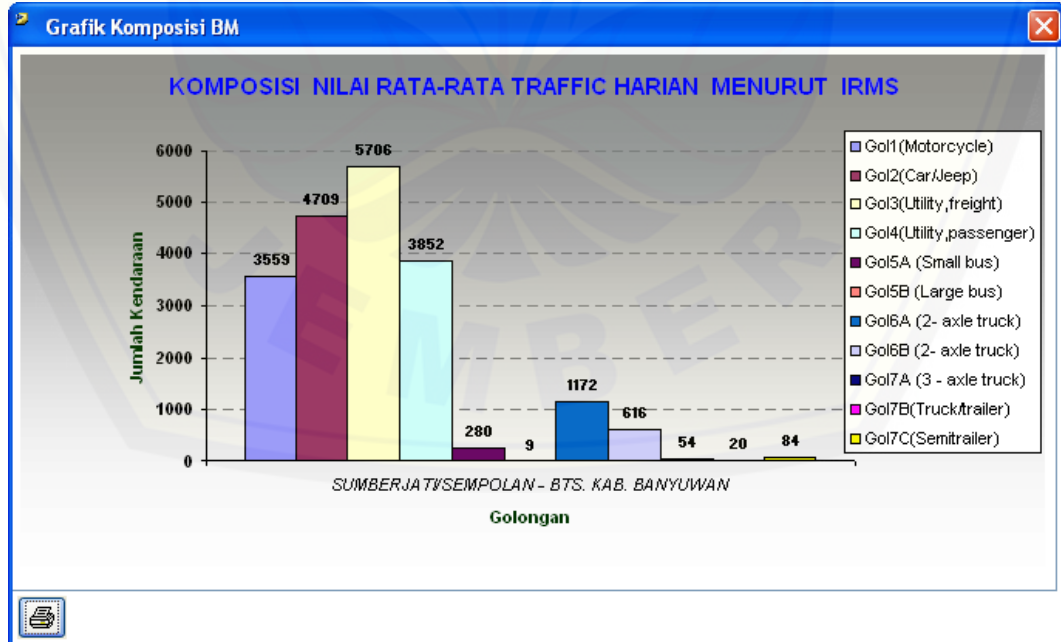
36	59.1	591	576	1.56	1.55	1.70	1.55
37	61	610	595	1.55	1.53	1.70	1.53
38	63	630	615	1.54	1.53	1.70	1.53
39	65	650	635	1.54	1.53	1.70	1.53
40	67.3	673	658	1.52	1.50	1.70	1.50
41	70.2	702	687	1.49	1.50	1.75	1.50
42	73.1	731	716	1.47	1.48	1.75	1.48
43	75.8	758	743	1.45	1.46	1.75	1.46
44	78.3	783	768	1.43	1.45	1.75	1.45
45	81	810	795	1.42	1.45	1.85	1.45
46	83.1	831	816	1.41	1.45	1.90	1.45
47	85.2	852	837	1.40	1.45	1.90	1.45
48	87.5	875	860	1.40	1.45	2.00	1.45
49	89.9	899	884	1.39	1.40	2.10	1.40
50	92.5	925	910	1.37	1.40	2.50	1.40
51	95.4	954	939	1.36	1.39	2.70	1.39
52	98.8	988	973	1.34	1.39	3.10	1.39
53	100	1000	985	1.35	1.37	3.50	1.37



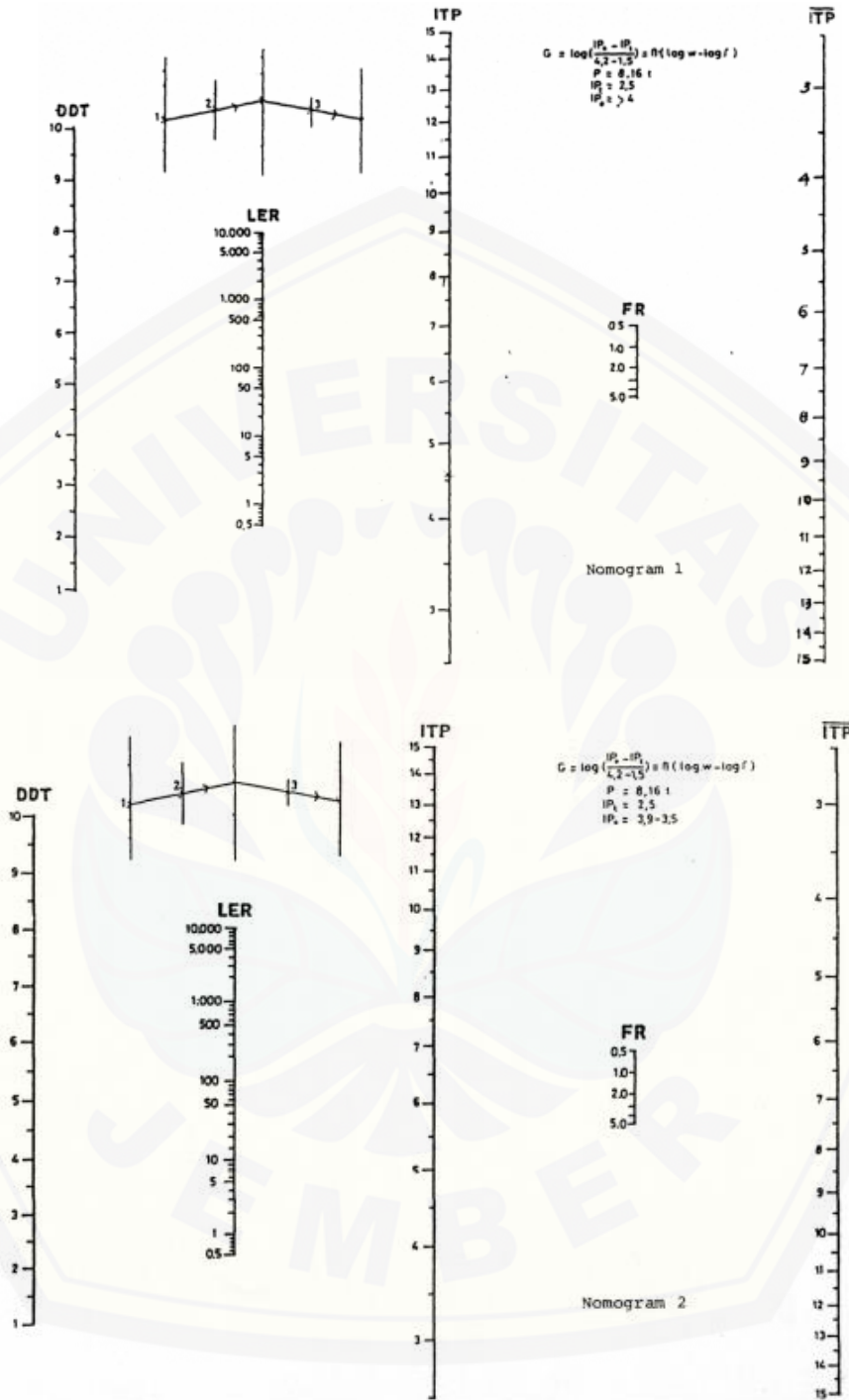
C. Data LHR Sumberjati-Batas Kab. Banyuwangi Tahun 2010

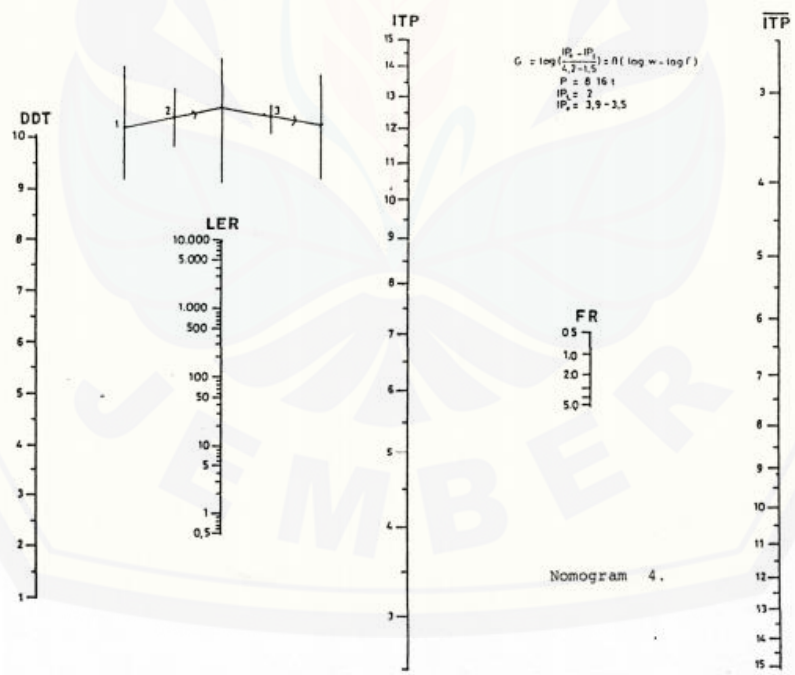
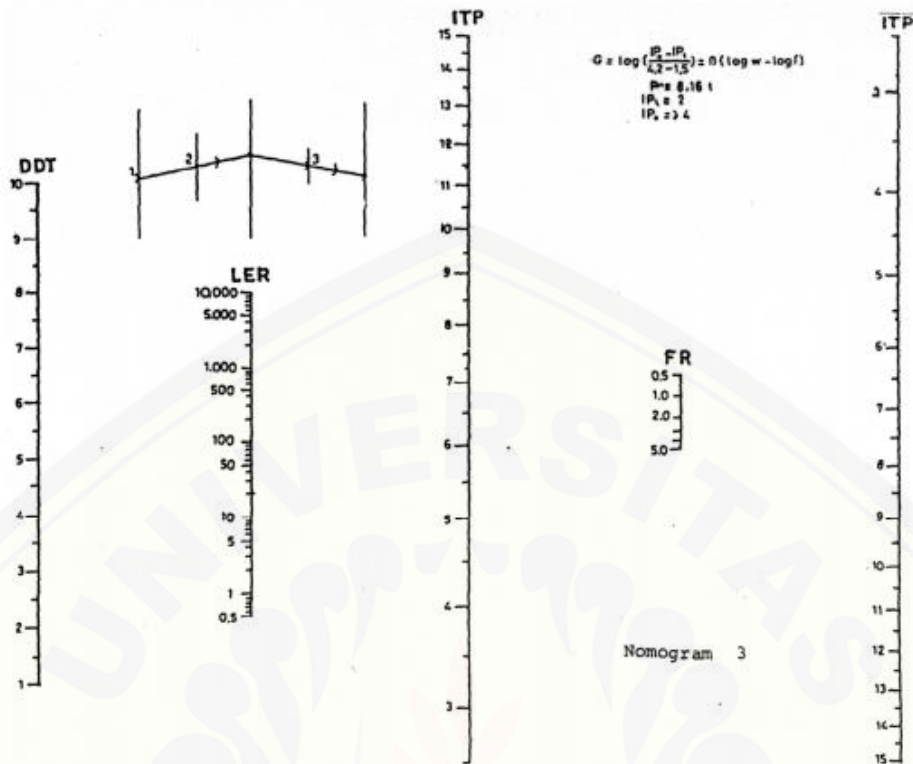
NAMA RUAS : SUMBERJATI - BTS. KAB. BANYUWANGI  
 NO. RUAS : 28.073  
 TANGGAL SURVEY : 9 NOPEMBER - 11 NOPEMBER 2010

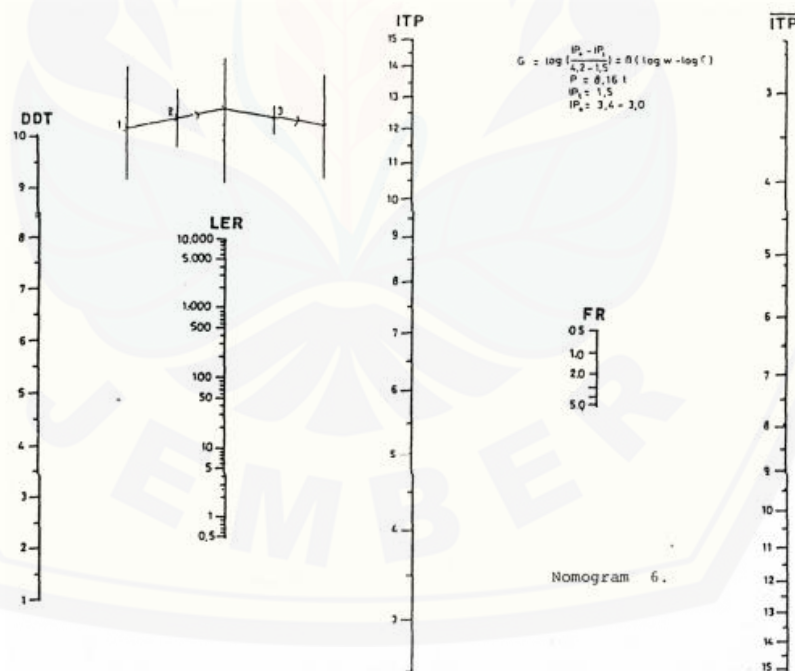
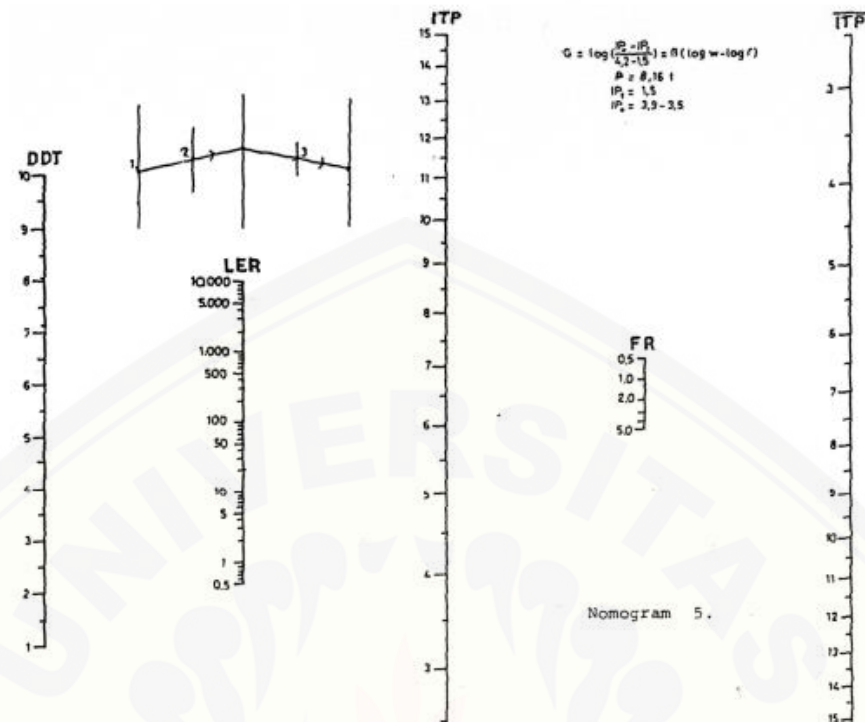
Jamsurvey	Direction	Gol1	Gol2	Gol3	Gol4	Gol5A	Gol5B	Gol6A	Gol6B	Gol7A	Gol7B	Gol7C	URUF_JAM	Rata2KecKendPerjam
06-07	T	22	143	174	118	6	0	22	13	0	0	0	1	31.38
07-08	T	22	145	176	120	4	0	14	10	0	0	0	2	29.12
08-09	T	23	155	188	128	5	0	22	14	0	0	0	3	30.22
09-10	T	29	159	192	130	7	0	29	14	0	0	0	4	30.72
10-11	T	27	154	187	126	8	0	31	14	2	0	1	5	31.57
11-12	T	30	156	188	127	8	0	29	12	0	0	2	6	32.25
12-13	T	20	124	150	101	7	0	31	16	3	0	0	7	33.38
13-14	T	20	146	177	120	6	0	27	13	0	0	1	8	29.35
14-15	T	23	168	203	137	8	0	35	14	2	0	0	9	33.06
15-16	T	24	175	211	142	9	0	36	18	0	0	0	10	33.17
16-17	T	24	182	219	148	8	0	32	24	1	0	3	11	31.63
17-18	T	26	146	176	120	8	0	31	10	0	0	3	12	31.76
18-19	T	20	127	154	104	8	0	40	22	0	0	2	13	36.75
19-20	T	18	99	121	80	10	0	42	22	2	1	2	14	38.45
20-21	T	14	80	97	66	8	0	34	24	2	0	2	15	39.04
21-22	T	10	66	79	54	9	0	40	17	3	0	4	16	43.93
22-23	T	12	52	64	44	8	0	34	14	3	1	2	17	43.35
23-00	T	5	35	43	29	6	0	30	11	2	0	1	18	43.57
00-01	T	4	29	36	24	6	0	30	10	0	1	2	19	49.59
01-02	T	4	23	28	18	4	0	19	14	0	0	3	20	48.15
02-03	T	2	19	22	16	3	0	16	14	4	0	2	21	49.25
03-04	T	2	25	30	19	5	0	19	13	0	0	0	22	49.51
04-05	T	8	45	54	36	5	0	23	17	2	0	1	23	40.00
05-06	T	16	114	138	93	6	0	21	9	0	0	0	24	30.71
06-07	T	27	154	186	126	6	0	25	14	0	1	0	25	29.18
07-08	T	37	147	178	120	4	0	14	11	0	0	0	26	31.21
08-09	T	34	159	194	131	4	0	19	16	0	0	0	27	29.49
09-10	T	40	169	204	138	7	0	26	14	0	0	0	28	33.62
10-11	T	34	158	192	129	7	0	31	14	2	1	0	29	31.01
11-12	T	316	144	174	117	8	1	29	12	2	2	5	30	32.18
12-13	T	290	126	153	103	6	1	24	15	0	1	5	31	35.23
13-14	T	280	134	164	110	8	0	32	14	2	1	7	32	32.07
14-15	T	318	160	194	130	8	0	33	12	2	0	5	33	32.85
15-16	T	347	164	198	134	8	4	32	17	2	2	5	34	32.17
16-17	T	350	168	205	138	8	1	34	22	1	3	6	35	32.04
17-18	T	309	131	159	107	9	0	34	16	1	3	7	36	33.99
18-19	T	276	116	140	95	9	1	34	20	5	1	1	37	33.70
19-20	T	230	87	106	71	9	1	42	18	3	0	2	38	37.51
20-21	T	160	71	86	59	8	0	37	21	4	1	6	39	34.86
21-22	T	106	54	66	45	9	0	39	21	4	1	4	40	42.32

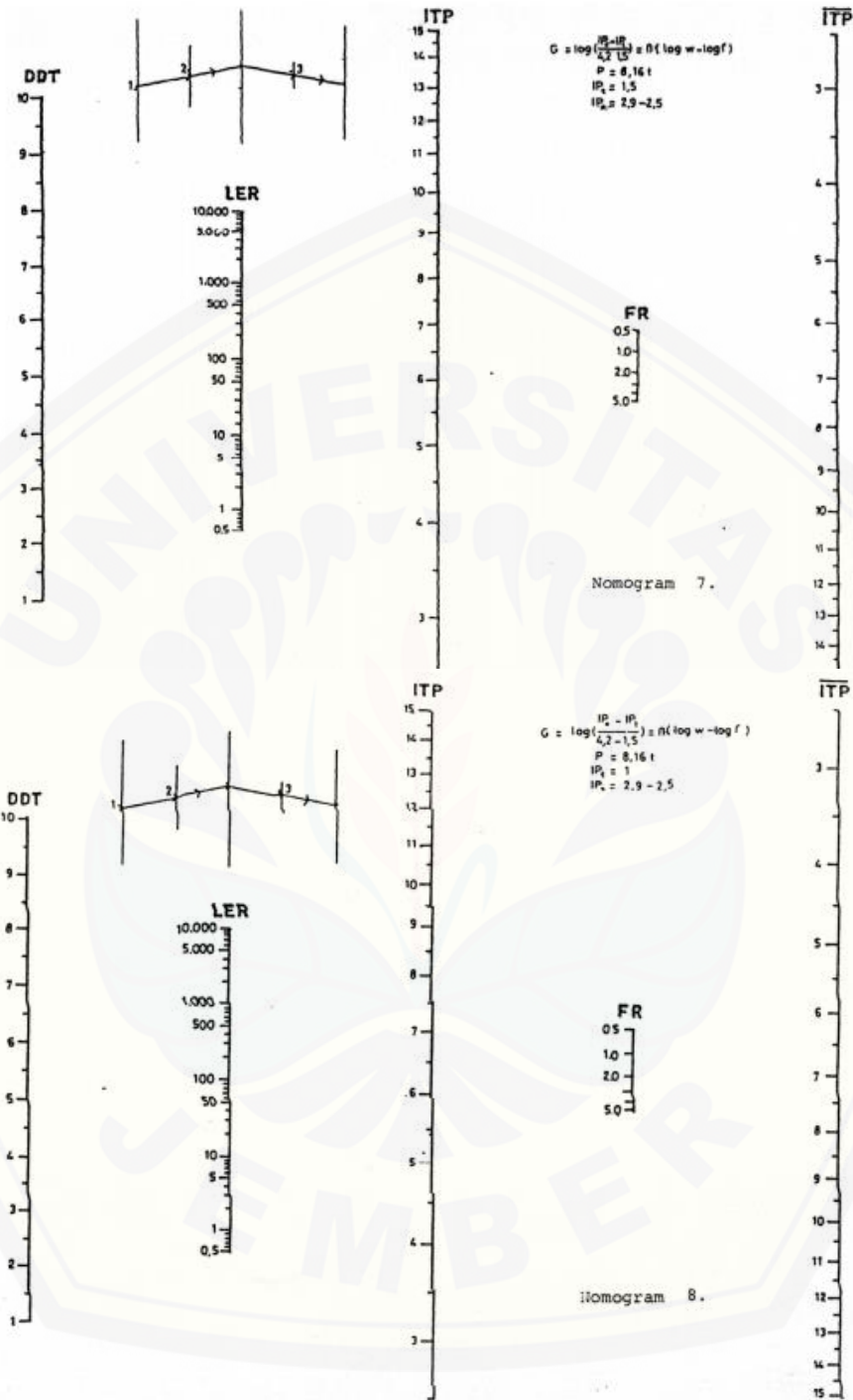


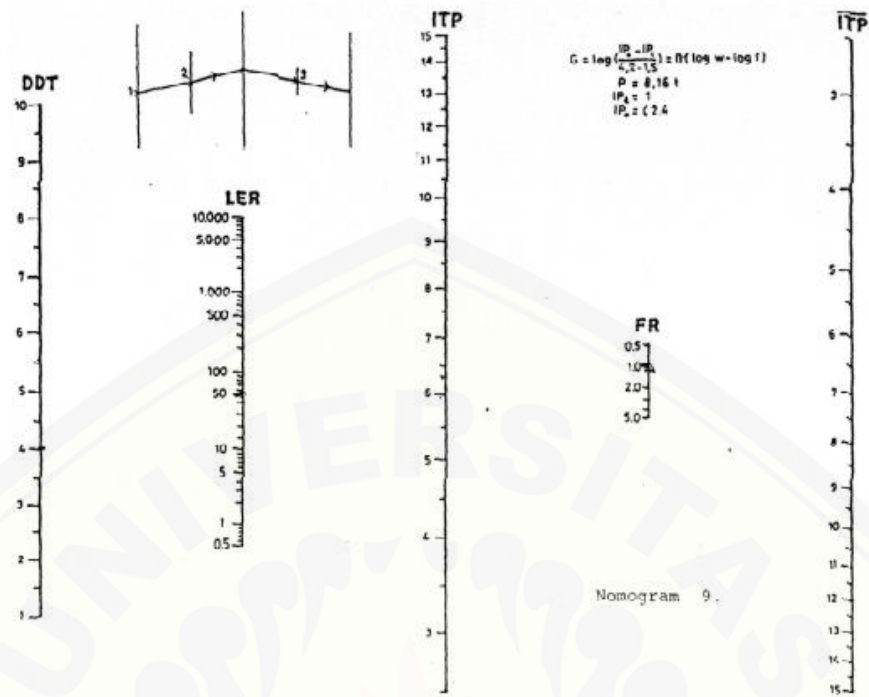
D. Nomogram Penentuan Nilai ITP Berdasarkan Nilai DDT, LER, dan FR











**E. Dokumentasi Hasil Pengambilan Sampel dan Pengujian di Laboratorium**



Gambar 1. Pengambilan data CBR dengan alat DCP



Gambar 2. Pengambilan sampel tanah



Gambar 3. Pengujian sudut geser dan kohesi tanah dengan alat direct shear



Gambar 4. Pengujian rembesan tanah