

# **LAPORAN TUGAS AKHIR**

## **ANALISA KERETAKAN STRUKTUR PELAT LANTAI KAKI SERIBU PADA JEMBATAN KALI TENGGANG JALAN ARTERI UTARA SEMARANG**



Diajukan untuk memenuhi salah satu syarat akademis  
dalam menyelesaikan Pendidikan Tingkat Sarjana ( Strata – 1 )  
pada Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Diponegoro

**Disusun Oleh :**

**Eko Haryanto**

**L2A001049**

**Pratiyo**

**L2A001119**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS DIPONEGORO  
SEMARANG**

**2007**

## KATA PENGANTAR

Pertama-tama kami panjatkan puji dan syukur kehadirat Allah SWT, karena dengan rahmat dan karunia-Nya, kami telah dapat menyelesaikan Laporan Tugas Akhir yang berjudul Analisa Keretakan Struktur Pelat Lantai Kaki Seribu Jembatan Kali Tenggang Arteri Utara Kota Semarang, dengan baik dan lancar.

Tugas Akhir merupakan salah satu persyaratan yang harus dipenuhi oleh setiap mahasiswa Jurusan Sipil Fakultas Teknik Universitas Diponegoro Semarang untuk menyelesaikan pendidikan tingkat sarjana (S1). Tugas akhir ini mempunyai bobot sebesar empat Satuan Kredit Semester (4 SKS).

Dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini, penulis banyak dibantu oleh berbagai pihak. Dengan penuh rasa hormat, pada kesempatan ini penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Ir. Bambang Pujianto, MT., selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Diponegoro.
2. Dr. Ir. Sri Tudjono. MS. , selaku dosen pembimbing I yang telah memberikan bimbingannya hingga selesainya Laporan Tugas Akhir ini.
3. Ir. Rudi Yuniarto Adi, selaku dosen pembimbing II yang telah memberikan bimbingannya hingga selesainya Laporan Tugas Akhir ini.
4. Ir. Hari Budienny, MT., Ir. Bambang Pardoyo, CES., dan Ir. Bambang Sudarsono, MS., selaku dosen wali yang telah memberikan motivasi, nasehat , dukungan dan arahan.
5. Seluruh dosen, staf dan karyawan Jurusan Sipil Fakultas Teknik Universitas Diponegoro Semarang atas jasa-jasanya selama kami menuntut ilmu.
6. Orang tua dan seluruh keluarga kami yang selalu mendoakan kami, mencurahkan kasih sayang dan perhatiannya serta atas dukungan moral, spiritual dan financial selama ini.
7. Teman-teman seperjuangan khususnya seluruh mahasiswa Teknik Sipil angkatan 2001 yang telah banyak membantu kami dan telah banyak melewati berbagai kenangan indah dalam suka dan duka bersama selama ini.
8. Semua pihak yang tidak dapat disebutkan satu persatu yang telah membantu kami baik secara langsung maupun tidak dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.

Kami menyadari bahwa dalam penulisan ini masih banyak kekurangan dan jauh dari sempurna. Oleh karena itu saran dan kritik sangat diharapkan untuk penyempurnaan Laporan Tugas Akhir ini.

Akhir kata, penulis berharap semoga laporan ini dapat bermanfaat bagi perkembangan penguasaan ilmu rekayasa sipil di Jurusan Teknik Sipil Universitas Diponegoro.

**Semarang, Februari 2007**

*Penulis*

## DAFTAR ISI

<b>HALAMAN JUDUL</b> .....	i
<b>HALAMAN PENGESAHAN</b> .....	ii
<b>KATA PENGANTAR</b> .....	iii
<b>DAFTAR ISI</b> .....	v
<b>DAFTAR GAMBAR</b> .....	vii
<b>DAFTAR TABEL</b> .....	viii
<b>BAB I PENDAHULUAN</b> .....	1
1.1 Tinjauan Umum.....	1
1.2 Latar belakang.....	1
1.2.1 Data Jembatan Kali Tenggang.....	2
1.2.2 Lokasi Jembatan Kali Tenggang.....	6
1.3 Maksud dan Tujuan.....	7
1.4 Ruang Lingkup.....	7
1.5 Sistematika Penulisan.....	8
<b>BAB II KAJIAN PUSTAKA</b> .....	9
2.1 Tinjauan Umum.....	9
2.2 Aspek Konstruksi Jembatan.....	9
2.2.1 Pembebanan Jembatan.....	9
2.2.2 Struktur Atas ( <i>Upper Structure</i> ).....	16
2.2.3 Struktur Bawah ( <i>Sub Structure</i> ).....	17
2.3 Aspek Kondisi Tanah Dasar.....	27
2.3.1 Perubahan Bentuk Tanah Dasar.....	27
2.3.2 Kapasitas Dukung Tanah Dasar.....	27
2.4 Konsolidasi.....	28
2.4.1 Penurunan Konsolidasi Metode Satu Dimensi.....	31
2.4.2 Penurunan Konsolidasi Metode <i>Skempton Bjerrum</i> .....	32
2.5 Benturan ( <i>Impact</i> ).....	33

<b>BAB III METODOLOGI</b> .....	37
3.1 Persiapan.....	37
3.2 Metode Penyusunan.....	37
3.3 Metode Pengumpulan Data.....	37
3.4 Identifikasi Masalah.....	39
3.5 Analisa Pengolahan Data.....	39
3.6 Pemecahan Masalah.....	39
<b>BAB IV ANALISA DATA</b> .....	41
4.1 Tinjauan Umum.....	41
4.2 Analisa Spesifikasi Jembatan.....	41
4.2.1 BAngunan Atas.....	41
4.2.2 Bangunan Bawah.....	43
4.3 Analisa Data Tanah.....	46
4.3.1 Penyelidikan Sondir.....	46
4.3.2 Pekerjaan Bor.....	48
4.3.3 Pekerjaan Laboratorium.....	49
<b>BAB V KONTROL DESAIN</b> .....	50
5.1 Tinjauan Umum.....	50
5.2 Evaluasi Kerusakan Jembatan.....	50
5.2.1 Analisa Terhadap Pelat Lantai Tepi ( Ada Trotoir ).....	50
5.2.2 Analisa Terhadap Pelat Lantai Tepi ( Tanpa Trotoir ).....	60
5.2.3 Analisa Terhadap Pelat Lantai Tengah (Pelat Lantai Kendaraan).....	70
5.2.4 Analisa Terhadap Struktur Jembatan.....	88
5.2.5 Analisa Terhadap Gelagar.....	100
5.2.6 Analisa Terhadap Pondasi Abutment D'.....	128
5.2.7 Analisa Terhadap Kaki Seribu.....	157
5.2.8 Hasil Evaluasi.....	165
<b>BAB VI KONTROL <i>IMPACT</i> DAN PENANGANAN</b> .....	168
6.1 Tinjauan Umum.....	168
6.2 Kontrol <i>Impact</i> .....	168
6.2.1 Konsolidasi.....	168

6.2.2	Gerak Peluru.....	173
6.2.3	Benturan / <i>Impact</i> .....	176
6.3	Penanganan.....	183
6.3.1	<i>Grouting</i> .....	183
6.3.2	Pile cap untuk konstruksi oprit.....	183
6.4	Rencana Anggaran Biaya.....	203
6.5	Kesimpulan.....	203
<b>BAB VII</b>	<b>PENUTUP</b> .....	<b>204</b>
7.1	Kesimpulan.....	204
7.2	Saran.....	205
<b>DAFTAR PUSTAKA</b>		
<b>LAMPIRAN</b>		

## DAFTAR GAMBAR

<b>Gambar 1.1</b>	Kondisi pelat lantai kaki seribu jembatan kali .....	3
<b>Gambar 1.2</b>	Sketsa lokasi keretakan yang terjadi pada struktur pelat lantai kaki seribu.....	5
<b>Gambar 1.3</b>	Detail keretakan yang terjadi pada tengah struktur pelat lantai kaki seribu sebelah timur.....	6
<b>Gambar 1.4</b>	Lokasi jembatan kali Tenggang arteri utara kota Semarang.....	6
<b>Gambar 2.1</b>	Beban “D” .....	10
<b>Gambar 2.2</b>	Gaya-gaya yang bekerja pada <i>abutment</i> .....	18
<b>Gambar 2.3</b>	Gaya-gaya dan tegangan yang terjadi pada pondasi.....	19
<b>Gambar 2.4</b>	<i>End Bearing</i> .....	21
<b>Gambar 2.5</b>	<i>Friction</i> .....	22
<b>Gambar 2.6</b>	<i>End Bearing &amp; Friction</i> .....	22
<b>Gambar 2.7</b>	Mekanisme deformasi tanah dasar.....	27
<b>Gambar 2.8</b>	Diagram fase.....	29
<b>Gambar 2.9</b>	Penurunan konsolidasi.....	31
<b>Gambar 2.10</b>	Defleksi batang yang ditumpu sederhana mendapat benturan ditengah-tengahnya.....	34
<b>Gambar 3.1</b>	Bagan alir analisa keretakan struktur pelat lantai kaki seribu jembatan kali Tenggang.....	40
<b>Gambar 5.1</b>	Beban mati pelat lantai tepi ada trotoir.....	51
<b>Gambar 5.2</b>	Beban hidup pelat lantai tepi ada trotoir.....	52
<b>Gambar 5.3</b>	Perspektif lendutan pelat lantai tepi dengan trotoir.....	55
<b>Gambar 5.4</b>	Tipe pelat lantai tepi dengan trotoir.....	55
<b>Gambar 5.5</b>	Beban mati pelat lantai tepi tanpa trotoir.....	60
<b>Gambar 5.6</b>	Beban hidup pelat lantai tepi tanpa trotoir.....	61
<b>Gambar 5.7</b>	Perspektif lendutan pelat lantai tepi tanpa trotoir.....	65
<b>Gambar 5.8</b>	Tipe pelat lantai tepi tanpa trotoir.....	65
<b>Gambar 5.9</b>	Denah pembebanan pelat lantai kendaraan.....	70
<b>Gambar 5.10</b>	Beban mati pelat lantai kendaraan.....	72

<b>Gambar 5.11</b>	Beban $T$ .....	74
<b>Gambar 5.12</b>	Penyebaran beban $T$ pada kondisi 1.....	75
<b>Gambar 5.13</b>	Penyebaran beban $T$ pada kondisi 2.....	76
<b>Gambar 5.14</b>	Perspektif lendutan pelat lantai kendaraan akibat beban merata.....	82
<b>Gambar 5.15</b>	Tipe pelat lantai kendaraan.....	82
<b>Gambar 5.16</b>	Perspektif lendutan pelat lantai kendaraan akibat beban hidup $P$ ditengah pelat.....	85
<b>Gambar 5.17</b>	Tipe pelat lantai kendaraan akibat beban hidup $P$ ditengah pelat.....	85
<b>Gambar 5.18</b>	Pembebanan beban mati gelagar .....	88
<b>Gambar 5.19</b>	Beban $q_1$ .....	89
<b>Gambar 5.20</b>	Beban $q_2$ .....	89
<b>Gambar 5.21</b>	Beban $q_3$ .....	90
<b>Gambar 5.22</b>	Beban $q_4$ .....	90
<b>Gambar 5.23</b>	Beban $q_5$ .....	90
<b>Gambar 5.24</b>	Beban $q_6$ .....	91
<b>Gambar 5.25</b>	Ketentuan penggunaan beban $D$ .....	91
<b>Gambar 5.26</b>	Gaya pegas pada tiang pancang.....	97
<b>Gambar 5.27</b>	Penampang gelagar memanjang tepi di daerah tumpuan.....	102
<b>Gambar 5.28</b>	Penampang gelagar memanjang tepi di daerah lapangan.....	104
<b>Gambar 5.29</b>	Penampang gelagar memanjang tengah di daerah tumpuan.....	106
<b>Gambar 5.30</b>	Penampang gelagar memanjang tengah di daerah lapangan.....	109
<b>Gambar 5.31</b>	Penampang gelagar melintang diatas pilar di daerah tumpuan.....	111
<b>Gambar 5.32</b>	Penampang gelagar melintang diatas pilar di daerah lapangan.....	114
<b>Gambar 5.33</b>	Penampang gelagar melintang diatas abutment di daerah tumpuan....	116
<b>Gambar 5.34</b>	Penampang gelagar melintang diatas abutment di daerah lapangan.....	119
<b>Gambar 5.35</b>	Penampang gelagar melintang anak di daerah tumpuan.....	121
<b>Gambar 5.36</b>	Penampang gelagar melintang anak di daerah lapangan.....	124
<b>Gambar 5.37</b>	Penampang abutment $D'$ .....	128
<b>Gambar 5.38</b>	Pembebanan abutment akibat beban mati bangunan atas .....	129
<b>Gambar 5.39</b>	Pembebanan abutment akibat beban vertikal tanah timbunan.....	130
<b>Gambar 5.40</b>	Tekanan tanah aktif.....	132
<b>Gambar 5.41</b>	Pelat injak.....	132



<b>Gambar 5.42</b>	Gaya gesek tumpuan bergerak.....	136
<b>Gambar 5.43</b>	Diagram spektrum respon gempa wilayah 2.....	137
<b>Gambar 5.44</b>	Denah pondasi.....	139
<b>Gambar 5.45</b>	Denah pondasi tiang pancang.....	150
<b>Gambar. 5.46</b>	Pengangkatan Tiang Pancang dengan 2 Titik.....	153
<b>Gambar. 5.47</b>	Pengangkatan Tiang Pancang dengan 1 Titik.....	154
<b>Gambar 5.48</b>	Tiang Pancang Kaki Seribu.....	157
<b>Gambar. 5.49</b>	Pengangkatan Tiang Pancang dengan 2 Titik.....	161
<b>Gambar. 5.50</b>	Pengangkatan Tiang Pancang dengan 1 Titik.....	162
<b>Gambar 6.1</b>	Struktur lapisan tanah untuk perhitungan konsolidasi permukaan...	169
<b>Gambar 6.2</b>	Trayektori sebuah benda yang ditembakkan dengan kecepatan awal $V_0$ dan sudut elvasi $\theta_0$ . Jarak $R$ disebut jangkauan horisontal tembakan.....	173
<b>Gambar 6.3</b>	Penamaan sudut dalam perhitungan gerak peluru.....	174
<b>Gambar 6.4</b>	Pelat tengah dengan beban roda 10 T .....	176
<b>Gambar 6.5</b>	Denah pile cap.....	188
<b>Gambar. 6.6</b>	Pengangkatan Tiang Pancang dengan 2 Titik.....	194
<b>Gambar. 6.7</b>	Pengangkatan Tiang Pancang dengan 1 Titik.....	195

## DAFTAR TABEL

<b>Tabel 2.1</b>	Kombinasi Pembebanan dan Gaya.....	15
<b>Tabel 2.2</b>	Nilai Modulus Elastisitas Tanah ( $E_s$ ).....	26
<b>Tabel 2.3</b>	Nilai Poisson's Ratio Tanah $\mu$ .....	26
<b>Tabel 2.4</b>	Nilai-nilai daya dukung <i>Terzaghi</i> .....	28
<b>Tabel 4.1</b>	Nilai $q_c$ (kg/cm <sup>2</sup> ) dari titik dibawah abutment D.....	46
<b>Tabel 4.1</b>	Hasil pekerjaan laboratorium pada jembatan kali Tenggang .....	49
<b>Tabel 4.1</b>	Hasil pekerjaan laboratorium pada jembatan kali Tenggang (lanjutan).....	49
<b>Tabel 5.1</b>	Perhitungan beban mati pelat lantai tepi ada trotoir.....	51
<b>Tabel 5.2</b>	Perhitungan beban hidup pelat lantai tepi ada trotoir.....	52
<b>Tabel 5.3</b>	Perhitungan gaya geser pelat lantai tepi ada trotoir.....	53
<b>Tabel 5.4</b>	Perhitungan beban $q$ .....	56
<b>Tabel 5.5</b>	Lendutan dari pelat persegi panjang yang dibebani secara merata, dimana ketiga tepinya terjepit dan tepi yang keempat bebas.....	58
<b>Tabel 5.6</b>	Perhitungan beban mati pelat lantai tepi tanpa trotoir.....	61
<b>Tabel 5.7</b>	Perhitungan beban hidup pelat lantai tepi tanpa trotoir.....	62
<b>Tabel 5.8</b>	Perhitungan gaya geser pelat lantai tepi tanpa trotoir.....	62
<b>Tabel 5.9</b>	Perhitungan beban $q$ .....	66
<b>Tabel 5.10</b>	Lendutan dari pelat persegi panjang yang dibebani secara merata, dimana ketiga tepinya terjepit dan tepi yang keempat bebas.....	68
<b>Tabel 5.11</b>	Perhitungan beban mati pelat lantai kendaraan.....	72
<b>Tabel 5.12</b>	Lendutan dari pelat persegi panjang yang dibebani secara merata, dimana tepi-tepinya terjepit.....	84
<b>Tabel 5.13</b>	Lendutan dari pelat persegi panjang yang dibebani terpusat di tengah pelat, dimana tepi-tepinya terjepit.....	86
<b>Tabel 5.14</b>	Momen dan geser gelagar pada daerah tumpuan.....	101
<b>Tabel 5.15</b>	Momen dan geser gelagar pada daerah lapangan.....	101
<b>Tabel 5.16</b>	Rekapitulasi kapasitas momen gelagar pada daerah tumpuan.....	126
<b>Tabel 5.17</b>	Rekapitulasi kapasitas geser gelagar pada daerah tumpuan.....	126

<b>Tabel 5.18</b>	Rekapitulasi kapasitas momen gelagar pada daerah lapangan.....	126
<b>Tabel 5.19</b>	Rekapitulasi kapasitas geser gelagar pada daerah lapangan.....	127
<b>Tabel 5.20</b>	Rekapitulasi lendutan gelagar akibat beban hidup.....	127
<b>Tabel 5.21</b>	Perhitungan berat sendiri abutment D' .....	129
<b>Tabel 5.22</b>	Perhitungan beban mati akibat timbunan tanah abutment D' .....	130
<b>Tabel 5.23</b>	Klasifikasi tanah.....	137
<b>Table 5.24</b>	Kombinasi Pembebanan.....	140
<b>Tabel 5.25</b>	Kombinasi 1.....	141
<b>Tabel 5.26</b>	Kombinasi 2.....	142
<b>Tabel 5.27</b>	Kombinasi 3.....	144
<b>Tabel 5.28</b>	Kombinasi 4.....	145
<b>Tabel 5.29</b>	Tabel kontrol stabilitas abutment terhadap kombinasi pembebanan.....	146
<b>Tabel 5.30</b>	Daya Dukung Tiang Berdasarkan Beberapa Metode .....	149
<b>Tabel 5.31</b>	Hasil Perhitungan $P_{max}$ .....	152
<b>Tabel 5.32</b>	Daya Dukung Tiang Berdasarkan Beberapa Metode .....	160
<b>Tabel 5.33</b>	Evaluasi momen pelat.....	165
<b>Tabel 5.34</b>	Evaluasi geser pelat.....	165
<b>Tabel 5.35</b>	Evaluasi lendutan pelat.....	165
<b>Tabel 5.36</b>	Evaluasi momen gelagar pada daerah tumpuan.....	165
<b>Tabel 5.37</b>	Evaluasi geser gelagar pada daerah tumpuan.....	166
<b>Tabel 5.38</b>	Evaluasi momen gelagar pada daerah lapangan.....	166
<b>Tabel 5.39</b>	Evaluasi geser gelagar pada daerah lapangan.....	166
<b>Tabel 5.40</b>	Evaluasi lendutan gelagar akibat beban hidup.....	166
<b>Tabel 6.1</b>	Penurunan total akibat konsolidasi.....	172
<b>Tabel 6.2</b>	Rekapitulasi kapasitas momen pelat tengah.....	181
<b>Tabel 6.3</b>	Rekapitulasi kapasitas momen dan geser gelagar pada daerah tumpuan.....	181
<b>Tabel 6.4</b>	Rekapitulasi kapasitas momen dan geser gelagar pada daerah lapangan.....	182
<b>Tabel 6.5</b>	Rekapitulasi Lendutan ditengah bentang.....	182
<b>Tabel 6.6</b>	Daya Dukung Tiang Berdasarkan Beberapa Metode .....	187
<b>Tabel 6.7</b>	Rencana Anggaran Biaya.....	203

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1. Tinjauan Umum**

Jembatan sebagai sarana transportasi mempunyai peranan yang sangat penting bagi kelancaran pergerakan lalu lintas. Dimana fungsi jembatan adalah menghubungkan rute/lintasan transportasi yang terpisah baik oleh sungai, rawa, danau, selat, saluran, jalan raya, jalan kereta api dan perlintasan lainnya.

Pada mulanya jembatan hanya dipakai untuk menghubungkan dua tempat terpisah dengan jarak yang relatif pendek. Seiring dengan perkembangannya, jembatan dapat dipakai untuk menghubungkan tempat terpisah pada jarak yang berjauhan bahkan sampai menyeberangi laut. Dengan semakin meningkatnya teknologi dan fasilitas pendukung seperti komputer, bentangan bukan merupakan kendala lagi.

Dari segi perkonomian, jembatan dapat mengurangi biaya transportasi. Dan dari segi efisiensi waktu, dengan adanya jembatan dapat mempersingkat waktu tempuh pada perjalanan darat yang saling terpisah. Jembatan juga dapat meningkatkan daerah tertinggal untuk dapat lebih berhubungan dengan daerah lain dengan mudah.

Mengingat pentingnya peranan jembatan bagi kehidupan manusia, maka harus ditinjau kelayakan konstruksi jembatan tersebut, dalam hubungannya dengan klasifikasi jembatan sesuai dengan tingkat pelayanan dan kemampuannya dalam menerima beban. Dalam kaitannya dengan keselamatan, maka perlu diperhatikan juga tingkat keamanan dan kenyamanan dalam pemakaian jembatan tersebut. Apakah masih layak untuk digunakan atau harus mengadakan perbaikan hingga penggantian.

### **1.2. Latar Belakang**

Semarang merupakan ibukota propinsi Jawa Tengah mempunyai kondisi topografi yang unik. Sebagian wilayahnya berupa dataran rendah yang disebut kota

bawah dan sebagian lagi merupakan daerah pegunungan yang dinamakan kota atas. Kota Semarang mempunyai batas-batas wilayah antara lain :

- Sebelah utara berbatasan dengan Laut Jawa
- Sebelah timur berbatasan dengan Kabupaten Demak, Kabupaten Purwodadi
- Sebelah selatan berbatasan dengan Kabupaten Semarang
- Sebelah barat berbatasan dengan Kabupaten Kendal.

Semarang termasuk salah satu kota besar di Indonesia maka masyarakatnya perlu sarana dan prasarana transportasi yang memadai untuk melakukan kegiatan sehari-hari. Jalan adalah bagian terpenting bagi masyarakat agar lancar dalam melakukan mobilitas. Sedang Semarang terdapat banyak sungai besar yang bermuara di Laut Jawa sehingga ada banyak pula jembatan besar yang mendukung lalu lintas.

Salah satu jembatan besar yang ada di Semarang adalah jembatan yang melintasi kali Tenggang. Jembatan kali Tenggang terletak pada jalan arteri utara kota Semarang yang menghubungkan Tanjung Mas dengan terminal Terboyo. Jalan arteri ini merupakan jalan antar propinsi yang banyak dilewati kendaraan berat dengan beban maksimum seperti truk kontainer.

Akibat hentakan kendaraan berat dan keadaan tanah berupa tambak, jembatan kali Tenggang mengalami kerusakan pada salah satu struktur kaki seribu (sebelah timur) berupa keretakan di bagian tengah pelat lantai dan tepi pelat lantai. Sedang pada struktur kaki seribu yang lain (sebelah barat), keretakan hanya terjadi di bagian tepi pelat lantai. Yang menjadi pertanyaan adalah kenapa keretakan di bagian tengah pelat lantai hanya terjadi pada salah satu struktur kaki seribu (sebelah timur), padahal dimensi dan letak kedua struktur kaki seribu sama dan simetris. Walaupun jembatan ini masih bisa dilalui tetapi harus segera dicari penyebab dan penanganan kerusakan jembatan ini agar lalu lintas tidak terganggu.

### **1.2.1. Data Jembatan Kali Tenggang**

#### **1. Data Umum Jembatan Kali Tenggang**

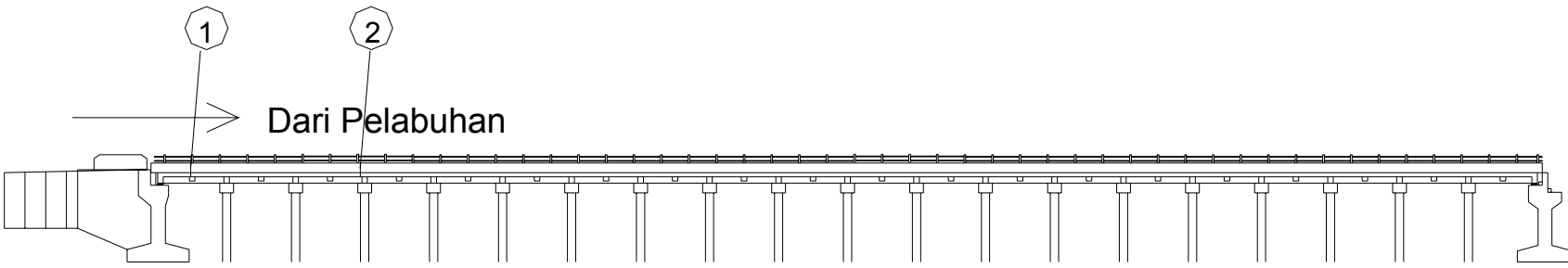
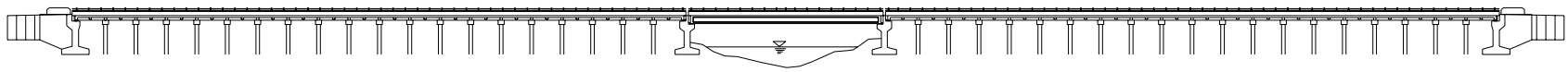
- a. Nama Jembatan : Jembatan Kali Tenggang
- b. Nama Sungai : Kali Tenggang
- c. Ruas Jalan : Arteri Utara Kota Semarang
- d. Lokasi Jembatan : Jalan Arteri Utara Kota Semarang
- e. Bagian Kerusakan : Struktur Pelat Lantai Kaki Seribu

## 2. Data Teknis Jembatan Kali Tenggang

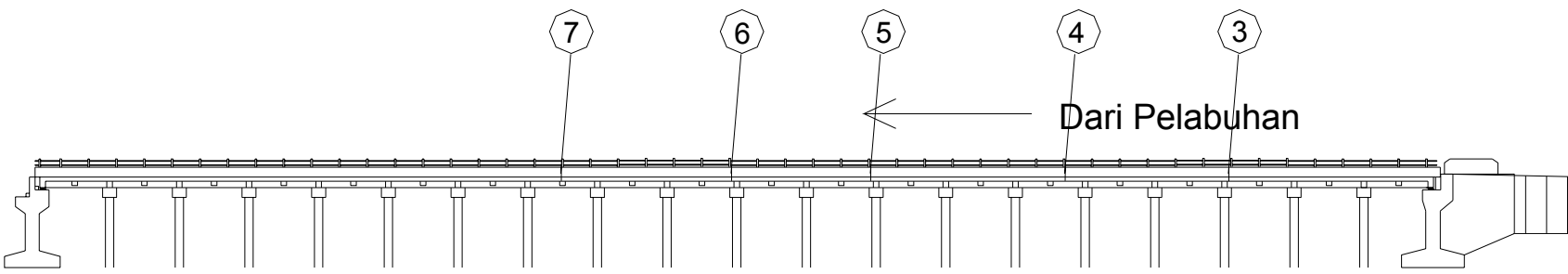
- a. Jumlah Abutmen : 4 (empat) buah
- b. Jumlah Bentang : 3 (tiga) bentang
- c. Panjang Jembatan : 31.6 meter
- d. Panjang Kaki Seribu : 2 x 100 meter
- e. Lebar Jembatan : 9.5 meter
- f. Lebar Jalur : 2 x 3.4 m
- g. Bangunan Atas Jembatan
  - Gelagar Memanjang: Gelagar beton prategang
  - Lantai Jembatan : Pelat beton bertulang
- h. Bangunan Atas Kaki Seribu
  - Gelagar Memanjang: Gelagar beton bertulang
  - Gelagar Melintang : Gelagar beton bertulang
  - Lantai Jembatan : Pelat beton bertulang.
- i. Bangunan Bawah
  - *Abutment*
    - Konstruksi : Dinding penuh pasangan batu
    - Lebar : 9.5 meter
  - Pondasi
    - Jenis Pondasi : Tiang pancang
    - Diameter : .0.6 meter
- j. Sketsa lokasi keretakan yang terjadi pada struktur pelat kaki seribu



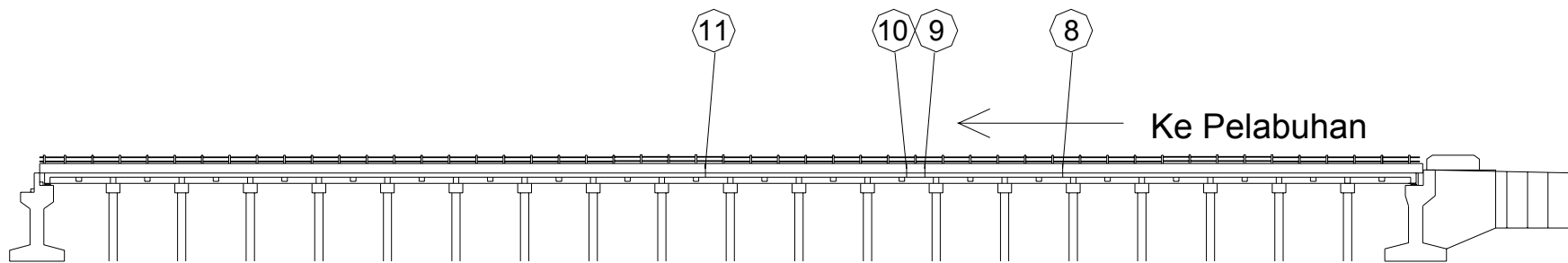
**Gambar 1.1.** Kondisi pelat lantai kaki seribu jembatan kali Tenggang



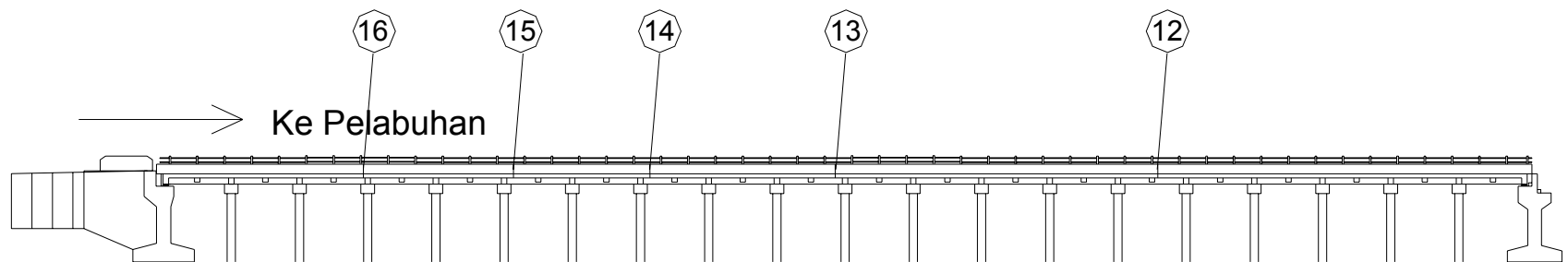
Tampak Samping  
Di Pandang Dari Sebelah Selatan



Tampak Samping  
Di Pandang Dari Sebelah Utara



Tampak Samping  
Di Pandang Dari Sebelah Selatan



Tampak Samping  
Di Pandang Dari Sebelah Utara

**Gambar 1.2.** Sketsa lokasi keretakan yang terjadi pada struktur pelat lantai kaki seribu

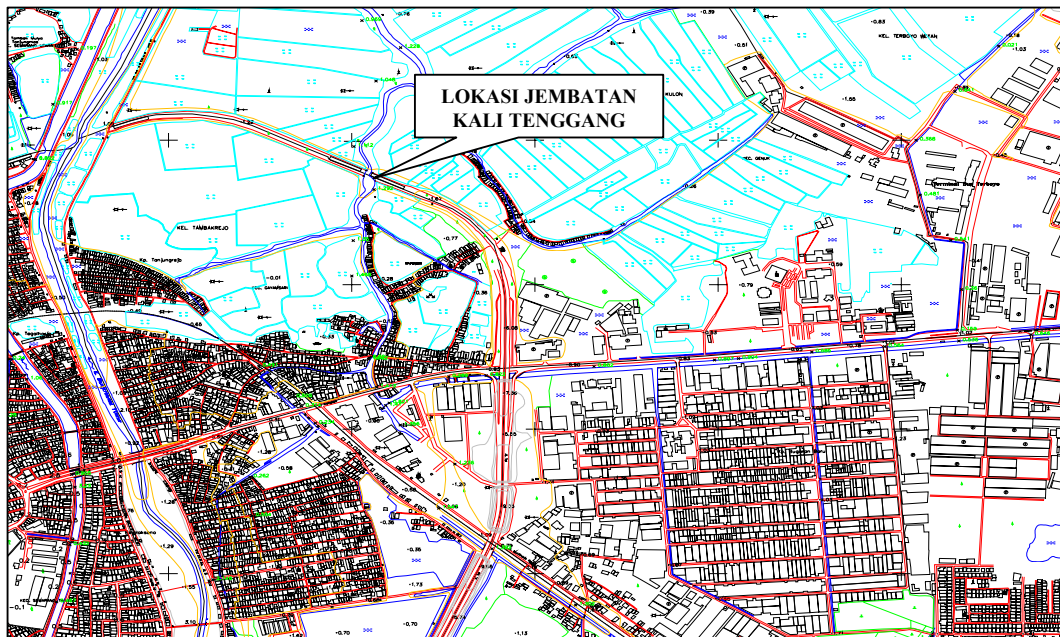




**Gambar 1.3.** Detail keretakan yang terjadi pada tengah struktur pelat lantai kaki seribu sebelah timur

### 1.2.2. Lokasi Jembatan Kali Tenggang

Jembatan kali Tenggang terletak pada titik pertemuan antara kali Tenggang dan jalan arteri utara kota Semarang. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada peta berikut ini :



**Gambar 1.4.** Lokasi jembatan kali Tenggang arteri utara kota Semarang

### **1.3. Maksud dan Tujuan**

Maksud penulisan Tugas Akhir dengan judul “Analisa Keretakan Struktur Pelat Lantai Kaki Seribu Jembatan Kali Tenggang Arteri Utara Kota Semarang” adalah :

1. Mengevaluasi kerusakan yang terjadi pada Jembatan Kali Tenggang dan menganalisa penyebab terjadinya kerusakan
2. Mengambil langkah-langkah penanganan terhadap kerusakan yang terjadi pada Jembatan Kali Tenggang.

Tujuan penulisan Tugas Akhir dengan judul “Analisa Keretakan Struktur Pelat Lantai Kaki Seribu Jembatan Kali Tenggang Arteri Utara Kota Semarang” adalah :

1. Tidak terjadinya kerusakan yang sama pada jembatan yang lain berupa keretakan pelat lantai.
2. Terciptanya pergerakan arus lalu lintas yang lancar, yang menghubungkan jalan Kaligawe dengan jalan Ronggowarsito kecamatan Semarang Timur, Kotamadya Semarang.
3. Memberikan tingkat pelayanan jalan dan jembatan yang lebih baik sesuai dengan keamanan dan kenyamanan perjalanan bagi pemakai jalan.

### **1.4. Ruang Lingkup**

Ruang lingkup penulisan Tugas Akhir dengan judul “Analisa Keretakan Struktur Pelat Lantai Kaki Seribu Jembatan Kali Tenggang Arteri Utara Kota Semarang” meliputi :

1. Evaluasi terhadap kerusakan yang terjadi pada Jembatan Kali Tenggang, yang meliputi evaluasi terhadap lantai dan pondasi
2. Perencanaan penanganan terhadap kerusakan yang terjadi pada Jembatan Kali Tenggang.

## 1.5. Sistematika Penulisan

Sistematika penulisan Tugas Akhir dengan judul “Analisa Keretakan Strukur Pelat Lantai Kaki Seribu Jembatan Kali Tenggang Arteri Utara Kota Semarang” ini dibagi menjadi beberapa bab dengan materi sebagai berikut :

### BAB I PENDAHULUAN

Bab ini menjelaskan tentang tinjauan umum, latar belakang, maksud dan tujuan, ruang lingkup penulisan dan sistematika penulisan tugas akhir.

### BAB II KAJIAN PUSTAKA

Bab ini menjelaskan acuan atau landasan teori yang menjadi dasar analisa dan evaluasi dalam penulisan tugas akhir.

### BAB III METODOLOGI

Bab ini menjelaskan tentang metodologi atau cara memperoleh data-data yang akan digunakan untuk analisa dan evaluasi dalam penulisan tugas akhir.

### BAB IV ANALISA DATA

Bab ini menjelaskan tentang pengolahan data-data yang terkumpul, baik data primer maupun data sekunder yang mendukung untuk analisa dan evaluasi dalam penulisan tugas akhir.

### BAB V KONTROL DESAIN

Bab ini menjelaskan tentang analisa kerusakan jembatan akibat beban primer dan beban sekunder.

### BAB VI KONTROL TERHADAP *IMPACT* DAN PENANGANAN

Bab ini menjelaskan tentang analisa kerusakan jembatan akibat gaya benturan.

### BAB VII PENUTUP

Bab ini menjelaskan tentang kesimpulan yang dapat diambil dan saran yang dapat diberikan dalam tugas akhir.

## **BAB II**

### **KAJIAN PUSTAKA**

#### **2.1. Tinjauan Umum**

Jembatan dapat didefinisikan sebagai suatu konstruksi yang menghubungkan rute/lintasan transportasi yang terpisah baik oleh sungai, rawa, danau, selat, saluran, jalan raya, rel kereta api dan perlintasan lainnya.

Secara garis besar konstruksi jembatan terdiri dari dua komponen utama yaitu bangunan atas (*super structure/upper structure*) dan bangunan bawah (*sub structure*). Bangunan atas merupakan bagian jembatan yang menerima langsung beban dari orang dan kendaraan yang melewatinya. Bangunan atas terdiri dari komponen utama yaitu lantai jembatan, rangka utama, gelagar melintang, gelagar memanjang, diafragma, pertambatan dan perletakan/andas. Selain itu juga terdapat komponen penunjang pada bangunan atas yaitu trotoir, perlengkapan sambungan, *ralling*, pagar jembatan, drainase, penerangan dan parapet. Bangunan bawah merupakan bagian jembatan yang menerima beban dari bangunan atas ditambah tekanan tanah dan gaya tumbukan dari perlintasan di bawah jembatan. Bangunan bawah meliputi pilar jembatan (*pier*), pangkal jembatan (*abutment*) dan pondasi.

#### **2.2. Aspek Konstruksi Jembatan**

##### **2.2.1. Pembebanan Jembatan**

Perhitungan pembebanan jembatan direncanakan dengan menggunakan aturan yang terdapat pada Pedoman Perencanaan Jembatan Jalan Raya SKBI - 1.3.28.1987, UDC : 624.042:624.21. Pedoman pembebanan untuk perencanaan jembatan jalan raya merupakan dasar dalam menentukan beban-beban dan gaya-gaya untuk perhitungan tegangan-tegangan yang terjadi pada setiap bagian jembatan jalan raya. Penggunaan pedoman ini dimaksudkan untuk mencapai perencanaan ekonomis sesuai kondisi setempat, tingkat keperluan, kemampuan pelaksanaan dan syarat teknis lainnya sehingga proses perencanaan menjadi efektif.

Beban-beban yang bekerja pada jembatan berdasarkan Pedoman Perencanaan Jembatan Jalan Raya SKBI - 1.3.28.1987, UDC : 624.042:624.21, meliputi :

1. Beban Primer

a. Beban Mati

Beban mati merupakan beban akibat berat sendiri elemen-elemen jembatan. Dalam menentukan besarnya beban mati harus digunakan nilai berat isi untuk bahan-bahan bangunan penyusun elemen-elemen jembatan.

b. Beban Hidup

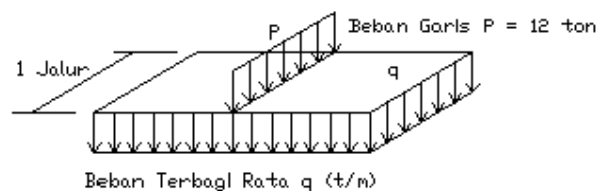
Beban hidup pada jembatan ditinjau dalam dua macam, yaitu beban “T” yang merupakan beban terpusat untuk lantai kendaraan dan beban “D” yang merupakan beban jalur untuk gelagar.

▪ Beban “T”

Untuk perhitungan kekuatan lantai kendaraan atau sistem lantai kendaraan jembatan harus digunakan beban “T”, yaitu beban yang merupakan kendaraan truk yang mempunyai beban roda ganda (*dual wheel load*) sebesar 10 ton.

▪ Beban “D”

Untuk perhitungan kekuatan gelagar-gelagar harus digunakan beban “D” atau beban jalur, yaitu susunan beban pada setiap jalur lalu lintas yang terdiri dari beban terbagi rata sebesar “q” ton per meter panjang per jalur dan beban garis “P” ton per jalur lalu lintas. Distribusi beban “D” yang bekerja pada jembatan :



**Gambar 2.1.** Beban “D”

Besar “q” ditentukan sebagai berikut :

- $q = 2,2 \text{ t/m}$ .....untuk  $L < 30 \text{ m}$

- $q = 2,2 \text{ t/m} - 1,1/\{60*(L - 30)\} \text{ t/m} \dots$  untuk  $30 \text{ m} < L < 60 \text{ m}$
- $q = 1,1 * \{1 + (30/L)\} \text{ t/m} \dots$  untuk  $L > 60 \text{ m}$

dimana :

$L$  : panjang (m), ditentukan oleh tipe konstruksi jembatan

$t/m$  : ton per meter panjang, per jalur.

Ketentuan penggunaan beban “D” dalam arah melintang jembatan adalah sebagai berikut :

- Untuk jembatan dengan lebar lantai kendaraan sama atau lebih kecil dari 5,50 meter, beban “D” sepenuhnya (100%) harus dibebankan pada seluruh lebar jembatan
- Untuk jembatan dengan lebar lantai kendaraan lebih besar dari 5,50 meter, beban “D” sepenuhnya (100%) dibebankan pada lebar jalur 5,50 meter sedang lebar selebihnya dibebani hanya separuh beban “D” (50%).

c. Beban Kejut

Untuk memperhitungkan pengaruh-pengaruh getaran-getaran dan pengaruh-pengaruh dinamis lainnya, tegangan-tegangan akibat beban garis “P” harus dikalikan dengan koefisien kejut yang akan memberikan hasil maksimum. Sedangkan beban merata “q” dan beban “T” tidak dikalikan dengan koefisien kejut. Koefisien kejut ditentukan dengan rumus :

$$k = 1 + \left( \frac{20}{(50 + L)} \right) \dots \text{ pers. 2.1}$$

dimana :

$K$  : koefisien kejut

$L$  : panjang bentang (meter).

d. Gaya Akibat Tekanan Tanah

Bagian bangunan jembatan yang menahan tanah harus direncanakan dapat menahan tekanan tanah sesuai dengan rumus-rumus yang ada.

## 2. Beban Sekunder

### a. Beban Angin

Pengaruh beban angin sebesar  $150 \text{ kg/m}^2$  pada jembatan ditinjau berdasarkan bekerjanya beban angin horisontal terbagi rata pada bidang vertikal jembatan, dalam arah tegak lurus sumbu memanjang jembatan. Jumlah luas bidang vertikal bangunan atas jembatan yang dianggap terkena oleh angin ditetapkan sebesar suatu prosentase tertentu terhadap luas bagian-bagian sisi jembatan dan luas bidang vertikal beban hidup. Bidang vertikal beban hidup ditetapkan sebagai suatu permukaan bidang vertikal yang mempunyai tinggi menerus sebesar 2 meter di atas lantai kendaraan.

### b. Gaya Akibat Perbedaan Suhu

Peninjauan diadakan terhadap timbulnya tegangan-tegangan struktural karena adanya perubahan bentuk akibat perbedaan suhu antara bagian-bagian jembatan baik yang menggunakan bahan yang sama maupun dengan bahan yang berbeda. Pada umumnya pengaruh perbedaan suhu tersebut dapat dihitung dengan mengambil perbedaan suhu untuk :

#### ▪ Bangunan Baja :

- Perbedaan suhu maksimum-minimum =  $30^\circ \text{ C}$
- Perbedaan suhu antara bagian-bagian jembatan =  $15^\circ \text{ C}$

#### ▪ Bangunan Beton :

- Perbedaan suhu maksimum-minimum =  $15^\circ \text{ C}$
- Perbedaan suhu antara bagian-bagian jembatan  $< 10^\circ \text{ C}$   
tergantung dimensi penampang.

### c. Gaya Rangkak dan Susut

Besarnya pengaruh rangkak dan susut bahan beton terhadap konstruksi apabila tidak ada ketentuan lain, dapat dianggap senilai dengan gaya yang timbul akibat turunnya suhu sebesar  $15^\circ \text{ C}$ .

### d. Gaya Rem

Pengaruh gaya-gaya dalam arah memanjang jembatan akibat rem, harus ditinjau. Pengaruh ini diperhitungkan senilai dengan pengaruh

gaya rem sebesar 5% dari beban “D” tanpa koefisien kejut yang memenuhi semua jalur lalu lintas yang ada dan dalam satu jurusan.

e. Gaya Akibat Gempa Bumi

Gaya akibat pengaruh gempa bumi perlu diperhitungkan pada jembatan-jembatan yang terletak pada daerah-daerah rawan gempa bumi.

f. Gaya Akibat Gesekan pada Tumpuan-tumpuan Bergerak

Jembatan harus pula ditinjau terhadap gaya yang timbul akibat gesekan pada tumpuan bergerak, karena adanya pemuaian dan penyusutan dari jembatan akibat perbedaan suhu atau akibat-akibat lain. Gaya gesek yang timbul hanya ditinjau akibat beban mati saja, sedang besarnya ditentukan berdasarkan koefisien gesek pada tumpuan yang bersangkutan dengan nilai sebagai berikut :

- Tumpuan rol baja
  - Dengan satu atau dua rol = 0,01
  - Dengan tiga atau lebih rol = 0,05
- Tumpuan gesekan
  - Antara baja dengan campuran tembaga keras dan baja = 0,15
  - Antara baja dengan baja atau besi tuang = 0,25
  - Antara karet dengan baja/beton = 0,15 – 0,18

3. Beban Khusus

a. Gaya Sentrifugal

Konstruksi jembatan yang ada pada tikungan harus diperhitungkan terhadap gaya horisontal radial yang dianggap bekerja pada tinggi 1,80 meter di atas lantai kendaraan. Gaya horisontal tersebut dinyatakan dalam prosen terhadap beban “D” yang dianggap ada pada semua jalur lalu lintas tanpa dikalikan koefisien kejut. Besarnya prosentase tersebut dapat ditentukan dengan rumus :

$$K_s = 0,79V^2 / R \dots\dots\dots \text{pers. 2.2}$$

dimana :

$K_s$  : koefisien gaya sentrifugal (prosen)

$V$  : kecepatan rencana (km/jam)



$R$  : jari-jari tikungan (meter).

- b. Gaya Tumbukan pada Jembatan Layang  
Gaya tumbukan antara kendaraan dan pilar dimaksudkan pada jembatan-jembatan layang dimana di bawah jembatan digunakan untuk lalu lintas.
  - c. Beban dan Gaya Selama Pelaksanaan  
Gaya-gaya khusus yang mungkin timbul dalam masa pelaksanaan pembangunan jembatan, harus ditinjau dan besarnya dihitung sesuai dengan cara pelaksanaan pekerjaan yang digunakan.
  - d. Gaya Akibat Aliran Air dan Tumbukan Benda-benda Hanyutan  
Semua pilar dan bagian-bagian lain dari bangunan jembatan yang mengalami gaya-gaya aliran air, harus diperhitungkan dapat menahan tegangan-tegangan maksimum akibat gaya-gaya tersebut.
  - e. Gaya Angkat  
Bagian-bagian dasar bangunan bawah pada rencana pondasi langsung atau pondasi terapung harus diperhitungkan terhadap gaya angkat yang mungkin terjadi.
4. Kombinasi Pembebanan
- Konstruksi jembatan beserta bagian-bagiannya harus ditinjau terhadap kombinasi pembebanan dan gaya yang mungkin bekerja.

**Tabel 2.1.** Kombinasi pembebanan dan gaya

Kombinasi Pembebanan dan Gaya	Tegangan Yang Digunakan Dalam Prosen Terhadap Tegangan Izin Keadaan Elastis
I. $M + (H + K) + Ta + Tu$	100%
II. $M + Ta + Ah + Gg + A + SR + Tm$	125%
III. Komb. (I) + $Rm + Gg + A + SR + Tm + S$	140%
IV. $M + Gh + Tag + Gg + Ahg + Tu$	150%
V. $M + Pl$	130%
VI. $M + (H + K) + Ta + S Tb$	150%

dimana :

$A$  : beban angin

$Ah$  : gaya akibat aliran dan hanyutan

$Ahg$  : gaya akibat aliran dan hanyutan pada waktu gempa

$Gg$  : gaya gesek pada tumpuan bergerak

$Gh$  : gaya horisontal ekivalen akibat gempa bumi

$(H+K)$  : beban hidup dengan kejutan

$M$  : beban mati

$Pl$  : gaya-gaya pada waktu pelaksanaan

$Rm$  : gaya rem

$S$  : gaya sentrifugal

$SR$  : gaya akibat susut dan rangkakan

$Tm$  : gaya akibat perubahan suhu

$Ta$  : gaya tekanan tanah

$Tag$  : gaya tekanan tanah akibat gempa bumi

$Tb$  : gaya tumbukan

$Tu$  : gaya angkat

### 2.2.2. Struktur Atas (*Upper Structure*)

Struktur atas merupakan bagian atas suatu jembatan yang berfungsi untuk menampung beban-beban yang ditimbulkan oleh lalu lintas, orang atau lainnya, yang kemudian menyalurkannya ke bangunan di bawahnya. Struktur atas jembatan terdiri dari :

#### 1. Sandaran (*Railling*)

Sandaran merupakan pembatas pada pinggiran jembatan, sehingga memberikan rasa aman bagi pengguna jembatan yang melewatinya. Konstruksi sandaran terdiri dari :

##### a. Tiang sandaran (*Raill post*)

Tiang sandaran biasanya terbuat dari beton bertulang untuk jembatan dengan girder beton atau profil baja. Sedangkan untuk jembatan rangka baja, tiang sandaran menyatu dengan struktur rangka tersebut

##### b. Sandaran (*Hand rail*)

Sandaran biasanya terbuat dari pipa besi, kayu, dan beton bertulang. Tiang-tiang sandaran pada setiap tepi trotoir harus diperhitungkan untuk dapat menahan beban horisontal sebesar 100 kg/m, yang bekerja pada tinggi 90 cm di atas lantai trotoar.

#### 2. Trotoar

Trotoar direncanakan sebagai pelat beton yang diletakkan pada pelat lantai jembatan bagian samping yang diasumsikan sebagai pelat yang tertumpu sederhana pada pelat lantai jembatan. Konstruksi trotoar direncanakan mampu mendukung :

- Beban mati berupa berat sendiri trotoar
- Beban hidup merata sebesar 500 kg/m<sup>2</sup>
- Beban mati akibat tiang sandaran
- Beban akibat kerb, yaitu satu beban horisontal ke arah melintang jembatan sebesar 500 kg/m yang bekerja pada puncak kerb atau 25 cm di atas lantai kendaraan apabila kerb yang bersangkutan lebih tinggi dari 25 cm

Dalam perhitungan kekuatan gelagar karena pengaruh beban hidup trotoar, diperhitungkan beban sebesar 60% beban hidup trotoar.

### 3. Pelat Lantai

Pelat lantai berfungsi sebagai penahan lapisan perkerasan yang diasumsikan tertumpu pada dua sisi. Pembebanan pelat lantai meliputi :

- Beban mati

Beban mati terdiri dari berat sendiri pelat, berat perkerasan dan berat air hujan

- Beban hidup

Beban hidup pada pelat lantai dinyatakan dengan beban “T”.

### 4. Gelagar Jembatan

Gelagar jembatan berfungsi untuk menerima beban-beban yang bekerja di atasnya dan menyalurkannya ke bangunan di bawahnya. Pembebanan gelagar meliputi :

- Beban mati

Beban mati terdiri dari berat sendiri gelagar dan beban-beban yang bekerja di atasnya (pelat lantai jembatan, perkerasan dan air hujan)

- Beban hidup

Beban hidup pada gelagar jembatan dinyatakan dengan beban “D” atau beban jalur.

#### 2.2.3. Struktur Bawah (*Sub Structure*)

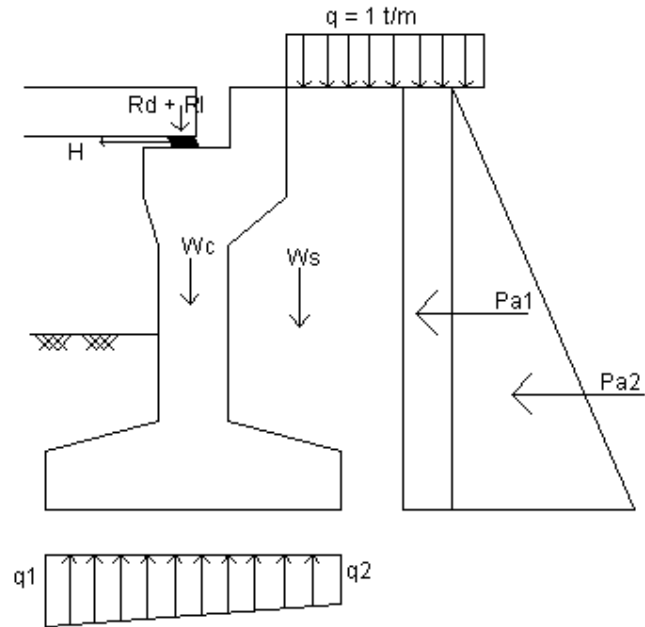
Bangunan bawah merupakan bagian jembatan yang menerima beban dari bangunan atas ditambah tekanan tanah dan gaya tumbukan dari perlintasan di bawah jembatan, yang kemudian menyalurkannya ke tanah dasar. Struktur bawah jembatan meliputi :

##### 1. Pangkal Jembatan (*Abutment*)

*Abutment* berfungsi untuk menyalurkan beban vertikal dan horizontal dari bangunan atas ke pondasi dengan fungsi tambahan untuk mengadakan peralihan tumpuan dari timbunan jalan pendekat ke bangunan atas jembatan. Konstruksi *abutment* harus mampu mendukung beban-beban yang bekerja, yang meliputi :

- Beban mati akibat bangunan atas (gelagar jembatan, pelat lantai jembatan, trotoir, sandaran, perkerasan dan air hujan)

- Beban mati akibat bangunan bawah (berat sendiri *abutment*, berat tanah timbunan dan gaya akibat tekanan tanah)
- Beban hidup akibat bangunan atas (beban “T”, beban “D” dan beban hidup pada trotoir)
- Beban sekunder (gaya rem, gaya gempa dan gaya gesekan akibat tumpuan yang bergerak).



**Gambar 2.2.** Gaya-gaya yang bekerja pada *abutment*

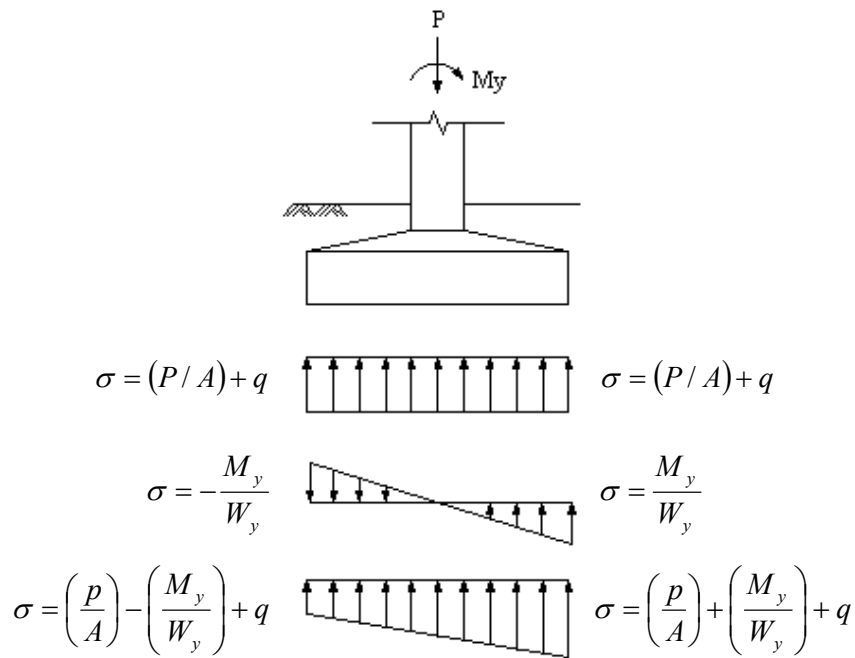
keterangan :

- $R_l$  : beban hidup akibat bangunan atas (t/m)  
 $R_d$  : beban mati akibat bangunan atas (t/m)  
 $H_s$  : gaya horisontal akibat beban sekunder (t/m)  
 $q$  : beban pembebanan ( $1 \text{ t/m}^2$ )  
 $P_a$  : gaya tekanan tanah (t/m)  
 $W_c$  : beban mati akibat berat sendiri *abutment* (t/m)  
 $W_s$  : beban mati akibat berat tanah timbunan (t/m)  
 $q_1, q_2$  : reaksi pada tanah dasar ( $\text{t/m}^2$ ).

## 2. Pondasi

Pondasi berfungsi untuk menyalurkan beban-beban terpusat dari bangunan bawah ke dalam tanah pendukung dengan cara sedemikian rupa, sehingga hasil tegangan dan gerakan tanah dapat dipikul oleh struktur secara keseluruhan. Pada Jembatan Kali Pelus, jenis pondasi yang digunakan adalah pondasi telapak. Evaluasi pondasi dilakukan dengan membandingkan beban-beban yang bekerja terhadap dimensi pondasi telapak dan daya dukung tanah dasar. Beban-beban yang bekerja pada pondasi meliputi :

- Beban terpusat yang disalurkan dari bangunan bawah
- Berat merata akibat berat sendiri pondasi
- Beban momen



**Gambar 2.3.** Gaya-gaya dan tegangan yang terjadi pada pondasi

Besarnya tegangan yang terjadi pada dasar pondasi dapat dihitung dengan rumus :

$$\sigma_{\text{terjadi}} = \left(\frac{P}{A}\right) \pm \left(\frac{M_y}{W_y}\right) \pm \left(\frac{M_x}{W_x}\right) + q \dots\dots\dots \text{pers. 2.3}$$

dimana :

$P$  : beban terpusat yang disalurkan dari bangunan bawah (ton)

$q$  : beban merata akibat berat sendiri pondasi (t/m)

$M_x$  : momen pada arah x (t.m)

$M_y$  : momen pada arah y (t.m)

$W_y$  :  $I_y / x$  ( $I_y$  = momen inersia terhadap sumbu y)

$W_x$  :  $I_x / y$  ( $I_x$  = momen inersia terhadap sumbu x)

$A$  : luas penampang ( $m^2$ )

Besarnya daya dukung ultimate tanah dasar untuk pondasi empat persegi panjang dapat dihitung dengan persamaan :

$$\sigma_{ult} = \left(1,0 + 0,3 \frac{B}{L}\right) c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \left(1,0 - 0,2 \frac{B}{L}\right)$$

.....pers. 2.4

dimana :

$\sigma_{ult}$  : daya dukung ultimate tanah dasar untuk pondasi empat persegi panjang ( $t/m^2$ )

$C$  : kohesi tanah dasar ( $t/m^2$ )

$\gamma$  : berat isi tanah dasar ( $t/m^3$ )

$B$  : lebar pondasi (meter)

$L$  : panjang pondasi (meter)

$D_f$  : kedalaman pondasi (meter)

$N_\gamma, N_q, N_c$  : faktor daya dukung *Terzaghi*

Besarnya daya dukung ijin tanah dasar :

$$\sigma_{ijin} = \frac{\sigma_{ult}}{3}$$

..... pers. 2.5

dimana :

$\sigma_{ijin}$  : daya dukung ijin tanah dasar ( $t/m^2$ )

$\sigma_{ult}$  : daya dukung ultimate tanah dasar ( $t/m^2$ )

3 : faktor keamanan

Untuk memenuhi kestabilan pondasi, maka syarat kestabilan pondasi harus dipenuhi, yaitu :

$$\sigma_{Terjadi} \leq 3 \sigma_{Ijin}$$

..... pers. 2.6

Hasil evaluasi terhadap kegagalan yang terjadi pada pondasi dijadikan dasar untuk menentukan langkah-langkah penanganan yang tepat, dengan memperhatikan faktor-faktor keamanan, kenyamanan, kemudahan pelaksanaan dan ekonomi.

➤ Metode Analitis Kapasitas Daya Dukung Pondasi Tiang

a. Daya Dukung Vertikal Yang Diijinkan

- Berdasarkan hasil sondir

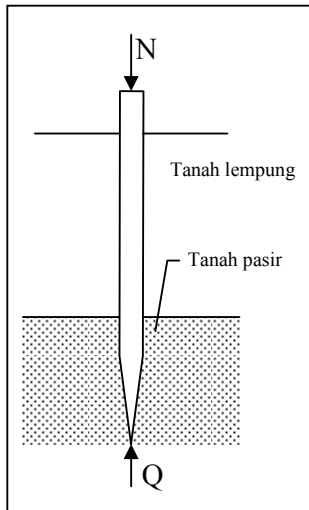
Test Sondir atau Cone Penetration Test (CPT) pada dasarnya adalah untuk memperoleh tahanan ujung ( $q$ ) dan tahanan selimut ( $c$ ) sepanjang tiang. Tes Sondir ini biasanya dilakukan pada tanah – tanah kohesif dan tidak dianjurkan pada tanah berkerikil dan lempung keras. Berdasarkan faktor pendukungnya, daya dukung tiang pancang dapat digolongkan sebagai berikut :

- End Bearing Pile

Tiang pancang yang dihitung berdasarkan tahanan ujung dan memindahkan beban yang diterima kelapisan tanah keras dibawahnya. Persamaan yang digunakan untuk menentukan daya dukung tanah terhadap tiang adalah :

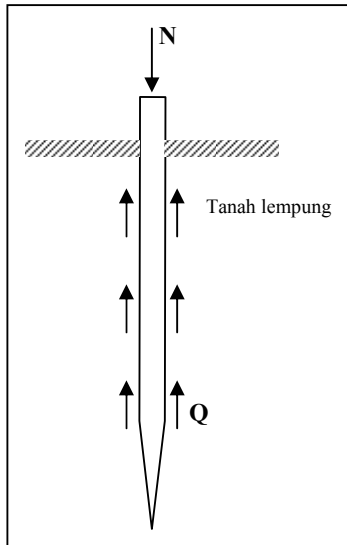
$$Q_{tiang} = \frac{A_{tiang} * P}{3} \dots\dots\dots \text{pers. 2.7}$$

- dimana :
- $Q_{tiang}$  : Daya dukung keseimbangan tiang (kN)
  - $A_{tiang}$  : Luas permukaan tiang ( $m^2$ )
  - $P$  : Nilai conus hasil sondir ( $kN/m^2$ )
  - $3$  : Faktor keamanan



**Gambar. 2.4.** End Bearing





**Gambar 2.5.** Friction

◦ Friction Pile

Jika pemancangan tiang sampai lapisan tanah keras sulit dilaksanakan karena letaknya sangat dalam, dapat dipergunakan tiang pancang yang daya dukung nya berdasarkan perletakan antara tiang dengan tanah (*cleef*). Persamaan daya dukung yang diijinkan terhadap tiang adalah :

$$Q_{tiang} = \frac{O * L * C}{5} \dots\dots\dots \text{pers. 2.8}$$

dimana :

- Q<sub>tiang</sub> : Daya dukung tiang (kN)
- O : Keliling tiang pancang (m)
- L : Panjang tiang yang masuk dalam tanah (m)
- C : Harga cleef rata – rata (kN/m<sup>2</sup>)
- 5 : Faktor keamanan

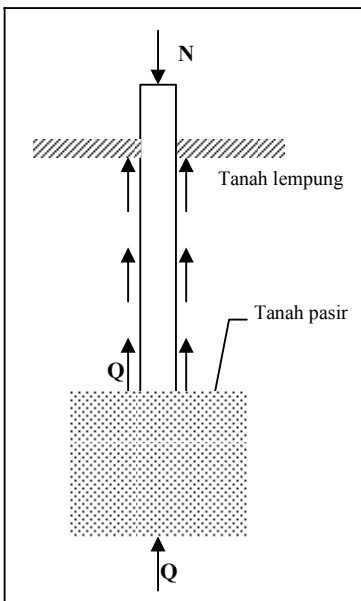
◦ End Bearing and Friction Pile

Jika perhitungan tiang pancang berdasarkan terhadap tahanan ujung dan hambatan pekat, persamaan daya dukung yang diijinkan adalah:

$$Q_{tiang} = \frac{A_{tiang} * P}{3} + \frac{O * L * C}{5} \dots\dots\dots \text{pers. 2.9}$$

dimana :

- Q<sub>tiang</sub> : Daya dukung keseimbangan tiang (kN)
- A<sub>tiang</sub> : Luas permukaan tiang (m<sup>2</sup>)
- P : Nilai conus hasil sondir (kN/m<sup>2</sup>)
- 3 : Faktor keamanan
- O : Keliling tiang pancang (m)
- L : Panjang tiang yang masuk dalam tanah (m)
- C : Harga cleef rata – rata (kN/m<sup>2</sup>)
- 5 : Faktor keamanan



**Gambar 2.6.** End Bearing & Friction

b. Tiang Pancang Kelompok ( *Pile Group* )

Dalam pelaksanaan jarang dijumpai pondasi yang hanya terdiri dari satu tiang saja, tetapi terdiri dari kelompok tiang.

Teori membuktikan dalam daya dukung kelompok tiang geser tidak sama dengan daya dukung tiang secara individu dikalikan jumlah tiang dalam kelompok, melainkan akan lebih kecil karena adanya faktor efisiensi.

- Kelompok Tiang End Bearing Piles

Perhitungan daya dukung tiang berdasarkan pada tekanan ujung, sehingga kemampuan tiang dalam kelompok sama dengan kemampuan tiang tunggal dikalikan banyaknya tiang.

$$Q_{pq} = n * Q_s \dots\dots\dots \text{pers. 2.10}$$

dimana :

$Q_{pq}$  : Daya dukung kelompok tiang

$N$  : Banyaknya tiang pancang

$Q_s$  : Daya dukung tiang tunggal

- Kelompok Tiang Friction Pile

Daya dukung kelompok tiang dihitung berdasarkan *cleef* dan *conus*. Persamaan – persamaan yang digunakan dirumuskan berdasarkan efisiensi kelompok tiang pancang (*Pile Group*).

$$Q_f = \text{Eff} * Q \text{ tiang (daya dukung tiang tunggal)}$$

$$\text{Eff} = 1 - \frac{\theta}{90} \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{(m+n)} \right] \dots\dots\dots \text{pers. 2.11}$$

dimana :

$m$  : Jumlah baris

$n$  : Jumlah tiang 1 baris

$\theta$  :  $\text{Tan}^{-1}(d/s)$

$d$  : diameter tiang (cm)

$s$  : Jarak antar tiang (cm)

$$Q_{sp} = \frac{q_c * A_b}{F_b} + \frac{c * U}{F_s} \dots\dots\dots \text{pers. 2.12}$$

dimana :

$Q_{sp}$  : daya dukung vertikal yang diijinkan untuk sebuah tiang tunggal (kN)

$q_c$  : tahanan konus pada ujung tiang (kN/m<sup>2</sup>)

- $A_b$  : luas penampang ujung tiang ( $m^2$ )
- $U$  : Keliling tiang (m)
- $C$  : tahanan geser (cleef) total sepanjang tiang (kN/m)
- $F_b$  : Faktor keamanan = 3,0
- $F_s$  : Faktor keamanan = 5,0

c. Tekanan Tanah Lateral pada Tiang Pancang

Untuk menganalisis gaya-gaya dalam (M, D dan N), penurunan arah vertikal (*settlement*), serta pergeseran pada arah horisontal dari pondasi tiang pancang dilakukan dengan menggunakan model tumpuan pegas elastis. Kekakuan dari pegas mempresentasikan sifat-sifat dari tanah yang terletak di bawah pondasi. Pemodelan tanah dasar sebagai pegas-pegas elastis sering disebut sebagai “pondasi Winkler”.

Besarnya reaksi yang dapat didukung oleh tanah yang dimodelkan sebagai tumpuan pegas elastis, tergantung dari besarnya gaya pegas dari tumpuan yang bersangkutan. Untuk tanah yang dimodelkan sebagai tumpuan elastis, kemampuan untuk mendukung beban, tergantung dari besarnya *modulus of subgrade reaction* ( $k_s$ ) dari tanah, yaitu perbandingan antara tekanan tanah dengan penurunan (*settlement*) yang terjadi akibat tekanan tersebut, yang secara matematis dapat dinyatakan dalam suatu persamaan sbb :

$$k_s = \frac{q}{\delta} \dots\dots\dots \text{pers. 2.13}$$

dimana :

- $k_s$  : modulus reaksi subgrade (satuan gaya  $\times L^{-3}$ )
- $q$  : intensitas tekanan tanah ( $FL^{-3}$ )
- $\delta$  : penurunan rata-rata akibat penambahan tekanan (L)

Besarnya  $k_s$  berlainan untuk setiap jenis tanah.

Menurut Bowles (1974), besarnya modulus of subgrade reaction kearah vertikal ( $k_{sv}$ ) dapat ditentukan dari besarnya daya dukung tanah yang diijinkan (*allowable bearing capacity*)  $q_a$  sbb :

$$k_{sv} = 36 q_a \text{ ( kcf )} \dots\dots\dots \text{ pers. 2.14}$$

Jika digunakan satuan metrik dan dilakukan pembulatan harga, maka nilai  $k_{sv}$  yang diusulkan Bowles menjadi :

$$k_{sv} = 120 q_a \text{ ( kN / m}^3 \text{ )}$$

dimana  $q_a$  dalam satuan kPa.

Pada 1961, Vesic mengusulkan bahwa modulus reaksi subgrade dapat ditentukan dari modulus tegangan-regangan yang didapat dari pengujian triaxial sbb :

$$k'_s = 0,65 \times \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_f I_f}} \times \frac{E_s}{1 - \mu^2} \dots\dots\dots \text{ pers. 2.15}$$

dimana.....

$E_s$  : modulus elastisitas tanah

$I_f$  : momen inersia pondasi

$E_f$  : modulus elastisitas pondasi

$M$  : angka poisson tanah

$B$  : lebar pondasi

Pada persamaan diatas,  $E_f I_f$  adalah kekakuan lentur ( flexural rigidity ) dari pondasi, yang besarnya tergantung dari ketebalan pondasi. Nilai modulus reaksi subgrade selanjutnya dihitung dari persamaan :

$$k_s = \frac{k'_s}{B} \dots\dots\dots \text{ pers. 2.16}$$

dimana  $k_s = k_{sv}$

Besarnya modulus of subgrade reaction kearah horisontal (  $k_{sh}$  ) pada umumnya lebih besar dibandingkan dengan harga  $k_{sv}$  . Untuk perhitungan praktis, besarnya  $k_{sh}$  dapat diambil dua kali dari harga  $k_{sv}$  (  $k_{sh} = 2 k_{sv}$  ). Bila pada lapisan tanah ada muka air maka diadakan penyesuaian angka keamanan menjadi  $1,2 \times k_s$ . Besarnya

kisaran nilai modulus elastisitas tanah ( $E_s$ ) dan *poisson ratio* ( $\mu$ ) tanah untuk beberapa jenis tanah, dapat dilihat pada tabel di bawah ( diambil dari Tabel 2-7 hal 94 dan Tabel 2-8 hal 95, buku : *Analisis Dan Desain Pondasi Jilid 1* – J.E. Bowles ) :

**Tabel 2.2** Nilai Modulus Elastisitas Tanah ( $E_s$ )

Jenis Tanah	Kisaran nilai $E_s$ ( Ksf )	Kisaran nilai $E_s$ ( MPa )
Lempung		
Sangat lunak	50 – 250	2 – 15
Lunak	100 – 500	5 – 25
Sedang	300 – 1000	15 – 50
Keras	1000 – 2000	50 – 100
Berpasir	500 – 5000	25 – 250
Laci es		
Lepas	200 – 3200	10 – 153
Padat	3000 – 15000	144 – 720
Sangat padat	10000 – 30000	478 – 1440
Tanah lus	300 – 1200	15 – 60
Pasir		
Berlanau	150 – 450	5 – 20
Lepas	200 – 500	10 – 25
Padat	1000 – 1700	50 – 81
Pasir dan kerikil		
Lepas	1000 – 3000	50 – 150
Padat	2000 – 4000	100 – 200
Serpih	3000 – 300000	150 – 5000
lanau	40 – 400	2 – 20

**Tabel 2.3** Nilai Poisson's Ratio Tanah  $\mu$

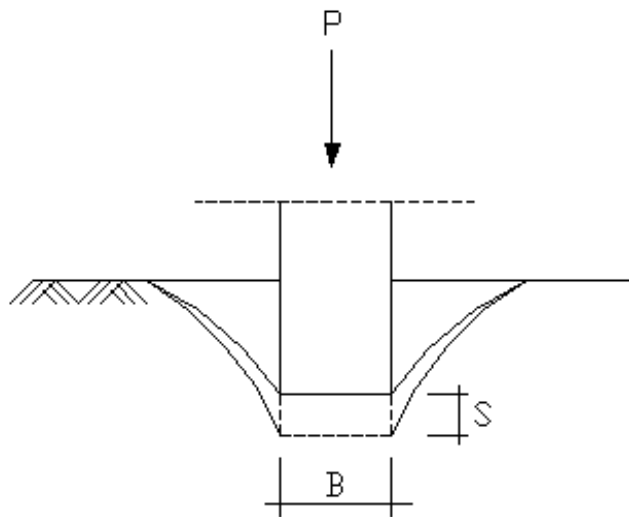
Jenis tanah	$\mu$
Lempung jenuh	0,4 – 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
lanau	0,3 – 0,35
Pasir padat pasir berkerikil	0,1 – 1,00
biasa dipakai	0,3 – 0,4
batuan	0,1 – 0,4 ( tergantung jenis batuan )
Tanah lus	0,1 – 0,3
Es	0,36
Beton	0,15

### 2.3. Aspek Kondisi Tanah Dasar

Kemampuan tanah dasar dalam mendukung beban pondasi dipengaruhi oleh dua aspek penting, yaitu :

#### 2.3.1. Perubahan Bentuk Tanah Dasar

Beban pondasi pada tanah dasar dapat mengakibatkan perubahan bentuk (deformasi) tanah pada segala arah (tiga dimensi), namun untuk menyederhanakan permasalahan ini hanya ditinjau deformasi satu dimensi pada arah vertikal, yaitu penurunan (*settlement*). Penurunan tanah yang cukup besar dan tidak merata dapat menyebabkan terjadinya kegagalan struktur.



**Gambar 2.7.** Mekanisme deformasi tanah dasar

keterangan :

$P$  : beban terpusat dari bangunan bawah (ton)

$B$  : lebar pondasi (meter)

$S$  : *settlement* (meter)

#### 2.3.2. Kapasitas Dukung Tanah Dasar

Kapasitas dukung tanah dasar (*bearing capacity*) dipengaruhi oleh parameter  $\phi, c, dan \gamma$ . Besarnya kapasitas dukung tanah dasar untuk pondasi empat persegi panjang dapat dihitung dengan metode *Terzaghi*, yaitu :

$$q_{ult} = 1,3 c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

dimana :

$q_{ult}$  : daya dukung ultimate tanah dasar ( $t/m^2$ )

$c$  : kohesi tanah dasar ( $t/m^2$ )

$\gamma$  : berat isi tanah dasar ( $t/m^3$ )

$B$  : lebar pondasi (meter)

$L$  : panjang pondasi (meter)

$D_f$  : kedalaman pondasi (meter)

$N_\gamma, N_q, N_c$  : faktor daya dukung *Terzaghi*

**Tabel 2.4.** Nilai-nilai daya dukung *Terzaghi*

$\phi$	Keruntuhan Geser Umum			Keruntuhan Geser Lokal		
	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N'_c$	$N'_q$	$N'_\gamma$
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35,0	23,7	11,7	9,0
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
50	347,6	415,3	1153,2	81,3	65,6	87,1

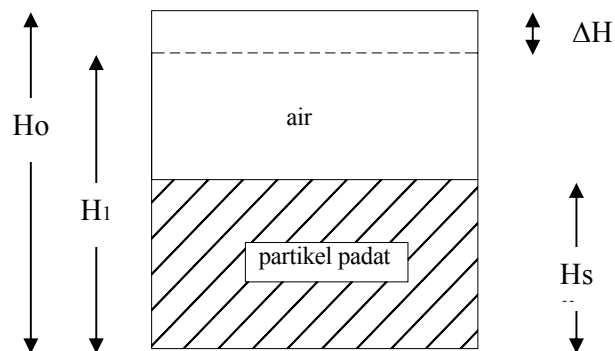
## 2.4. Konsolidasi

Konsolidasi adalah proses pengecilan volume secara perlahan-lahan pada tanah jenuh sempurna dengan permeabilitas rendah akibat pengaliran sebagian air pori; proses tersebut berlangsung terus sampai kelebihan tekanan air pori yang disebabkan oleh kenaikan tegangan total telah benar-benar hilang. Kasus yang paling

seederhanan adalah konsolidasi satu dimensi, dimana kondisi regangan lateral nol mutlak ada. Proses pemuaian (swelling), kebalikan dari konsolidasi, adalah bertambahnya volume tanah secara perlahan-lahan akibat tekanan air pori berlebihan negative.

Penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*) adalah perpindahan vertikal permukaan tanah sehubungan dengan perubahan volume pada dua tingkat dalam proses konsolidasi. Sebagai contoh, penurunan konsolidasi akan terjadi bila suatu struktur dibangun di atas suatu lapisan lempung atau bila muka air tanah turun secara permanen pada lapisan di atas lapisan lempung tersebut sebaliknya, bila dilakukan penggalian pada suatu lempung jenuh, pengangkatan (*heaving*), kebalikan dari penurunan, akan terjadi pada dasar galian akibat adanya pemuaian lempung tersebut. Pada kasus dimana terjadi regangan lateral, akan terdapat penurunan segera (*immediate settlement*) akibat deformasi tanah pada kondisi tak terdrainasi, disamping penurunan konsolidasi.

Perkembangan konsolidasi di lapangan dapat dipantau dengan memasang pizometer untuk mencatat perubahan tekanan air pori terhadap waktu. Besarnya penurunan dapat diukur dengan mencatat ketinggian suatu titik acuan yang sesuai pada suatu struktur pada permukaan tanah. Disini diperlukan pengukuran beda tinggi yang teliti, yang dilakukan dari patok acuan (*benchmark*) dimana penurunan sangat kecil. Dalam mencari data penurunan, setiap kesempatan harus diambil, sebab hanya dalam pengukuran tersebut ketepatan metode teoritis dapat diwujudkan.



**Gambar 2.8.** Diagram fase



- Kadar air yang diukur pada akhir pengujian =  $w_t$   
 Angka pori pada akhir pengujian =  $e_t = w_t G_s$  (diasumsikan  $S_r = 100\%$ )  
 Tebal contoh tanah pada awal pengujian =  $H_0$   
 Perubahan tebal selama pengujian =  $\Delta H$   
 Angka pori pada awal pengujian =  $e_0 = e_t + \Delta e$

Dimana:

$$\frac{\Delta e}{\Delta H} = \frac{1 + e_0}{H_0} \dots\dots\dots \text{pers. 2.17}$$

Dengan cara yang sama  $\Delta e$  dapat dihitung sampai akhir periode penambahan tekanan.

- Berat kering yang diukur pada akhir pengujian =  $M_s$  (yaitu massa partikel padat tanah)  
 Tebal pada akhir setiap periode penambahan tekanan =  $H_1$   
 Luas contoh tanah =  $A$   
 Tebal ekuivalen partikel padat tanah =  $H_s = M_s / AG_s \rho_w$

Angka pori:

$$e_1 = \frac{H_1 - H_s}{H_s} = \frac{H_1}{H_s} - 1 \dots\dots\dots \text{pers. 2.18}$$

- Koefisien kompresibilitas volume ( $m_v$ ), didefinisikan sebagai perubahan volume persatuan kenaikan tegangan efektif. Satuan  $m_v$  adalah kebalikan dari tekanan ( $\text{m}^2/\text{MN}$ ). Perubahan volume dapat dinyatakan dalam angka pori maupun angka contoh. Bila, untuk kenaikan tegangan efektif dari  $\sigma'_0$  ke  $\sigma'_1$  angka pori menurun dari  $e_0$  ke  $e_1$ , maka:

$$m_v = \frac{1}{1 + e_0} \left( \frac{e_0 - e_1}{\sigma'_1 - \sigma'_0} \right)$$

$$m_v = \frac{1}{H_0} \left( \frac{H_0 - H_1}{\sigma'_1 - \sigma'_0} \right) \dots\dots\dots \text{pers. 2.19}$$

Nilai  $m_v$  untuk tanah tertentu tidak konstan tetapi tergantung pada rentang tegangan yang dihitung. British Standard 1377 menetapkan penggunaan koefisien  $m_v$  yang dihitung untuk kenaikan tegangan sebesar  $100 \text{ kN/m}^2$  pada kelebihan tekanan efektif akibat berat tanah di atasnya dari tanah di lapangan pada

kedalaman yang diinginkan, walaupun demikian, bila diperlukan koefisien-koefisien tersebut dapat dihitung untuk rentang tegangan lainnya.

- Indeks kompresi ( $C_c$ ) adalah kemiringan pada bagian linear dari plot  $e - \log \sigma'$  dari indeks tersebut tidak terdimensi. Untuk dua buah titik sembarang pada bagian linear dari plot tersebut:

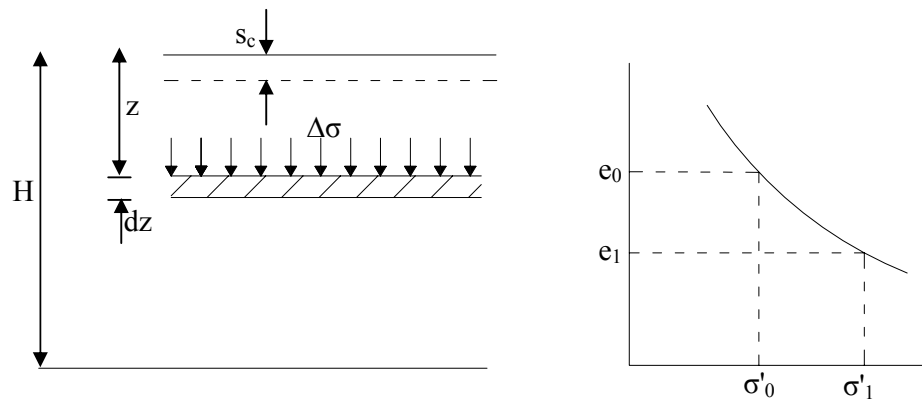
$$C_c = \frac{e_0 - e_1}{\log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_0}} \dots\dots\dots \text{pers. 2.20}$$

Bagian pengembangan pada plot  $e - \log \sigma'$  dapat dianggap sebagai garis lurus, dimana kemiringannya disebut indeks pengembangan ( $C_e$ )

**2.4.1. Penurunan Konsolidasi Metode Satu Dimensi**

Untuk menghitung penurunan konsolidasi (consolidation settlement), diperlukan nilai koefisien komperibilitas volume dan indeks kompresi. Diambil suatu lapisan lempung jenuh dengan tebal  $H$ . Akibat pembangunan, pembangunan vertikal total pada suatu elemen dengan tebal  $dz$  pada kedalaman  $z$  naik sebesar  $\Delta\sigma$ . Diasumsikan bahwa kondisi regangan lateral nol digunakan pada lapisan lempung tersebut. Setelah konsolidasi selesai, akan terjadi kenaikan yang sama sebesar  $\Delta\sigma'$  pada tegangan vertikal efektif, sesuai dengan kenaikan tegangan dari  $\sigma'_0$  ke  $\sigma'_1$  dan penurunan angka pori dari  $e_0$  ke  $e_1$  pada kurva  $e - \sigma'$ . Penurunan volume per satuan volume lempung dapat dinyatakan dalam angka pori sebagai berikut:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \dots\dots\dots \text{pers. 2.21}$$



**Gambar 2.9.** Penurunan konsolidasi

Karena regangan lateral adalah nol, penurunan volume per satuan volume sama dengan berkurangnya ketebalan per satuan tebal, yaitu penurunan per satuan kedalaman. Sehingga dengan perbandingan, penurunan lapisan tebal  $dz$  dapat diberikan oleh:

$$ds_c = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} dz$$

$$ds_c = \left( \frac{e_0 - e_1}{\sigma'_1 - \sigma'_0} \right) \left( \frac{\sigma'_1 - \sigma'_0}{1 + e_0} \right) dz$$

$$ds_c = m_v \Delta \sigma' dz \dots\dots\dots \text{pers. 2.22}$$

Dimana  $s_c$  = penurunan konsolidasi

Penurunan lapisan dengan tebal H adalah:

$$s_c = \int_0^H m_v \Delta \sigma' dz$$

Jika  $m_v$  dan  $\Delta \sigma'$  diasumsikan konstan terhadap kedalaman, maka:

$$s_c = m_v \Delta \sigma' H \text{ atau}$$

$$s_c = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} H \text{ atau}$$

Untuk kasus lempung terkonsolidasi normal:

$$s_c = \frac{C_c \log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_0}}{1 + e_0} H \dots\dots\dots \text{pers. 2.23}$$

#### 2.4.2. Penurunan Konsolidasi Metode Skempton Bjerrum

Perkiraan mengenai penurunan konsolidasi dengan metode satu dimensi didasarkan pada hasil uji oedometer yang menggunakan contoh tanah lempung. Berhubung adanya cincin penahan (*confining ring*), regangan lateral neto pada contoh tanah adalah nol dan dalam kondisi ini, secara teoritis besarnya tekanan air pori berlebihan sama dengan kenaikan tegangan vertikal total, yaitu koefisien tekanan pori A adalah sama dengan satu satuan.

Skempton dan Bjerrum mengusulkan bahwa pengaruh regangan lateral diabaikan dalam perhitungan penurunan konsolidasi ( $s_c$ ), sehingga memungkinkan uji oedometer tetap sebagai dasar dari metode tersebut. Akan

tetapi, diakui pula bahwa penyederhanaan ini dapat menimbulkan kesalahan sampai 20 % untuk penurunan vertikal. Akan tetapi nilai tekanan air pori berlebihan yang diberikan pada persamaan di bawah ini:

$$u_i = \Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

$$u_i = \Delta\sigma_1 \left[ A + \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1} (1 - A) \right] \dots\dots\dots \text{pers. 2.24}$$

Dimana  $\Delta\sigma_1$  dan  $\Delta\sigma_3$  adalah kenaikan tegangan utaman total akibat pembebanan permukaan.

Dengan metode Skempton Bjerrum, penurunan konsolidasi dinyatakan dalam bentuk:

$$s_c = \int_0^H m_v u_i dz$$

$$s_c = \int_0^H m_v \Delta\sigma_1 \left[ A + \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1} (1 - A) \right] dz \dots\dots\dots \text{pers. 2.25}$$

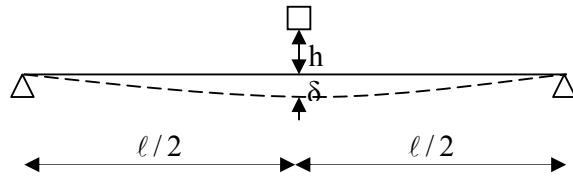
Koefisien penurunan  $\mu$  diperkenalkan sebagai

$$s_c = \mu s_{oed}, \text{ dimana}$$

$$\mu = \frac{\int_0^H m_v \Delta\sigma_1 \left[ A + \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1} (1 - A) \right] dz}{\int_0^H m_v \Delta\sigma_1 dz} \dots\dots\dots \text{pers. 2.26}$$

## 2.5. Benturan/Impact

Defleksi dinamik sebuah batang yang dibentur oleh sebuah benda jatuh W dapat kita tentukan dengan metode yang kita gunakan untuk mencari defleksi yang ditimbulkan oleh benturan yang menyebabkan terjadinya tarikan. Kita misalkan sebuah batang yang ditumpu sederhana mendapat benturan di tengah-tengahnya dan massa batang kita abaikan serta batang tersebut tidak mengalami tegangan yang melampui titik lumer. Dengan demikian tidak ada kehilangan energi selama benturan berlangsung dan usaha yang dilakukan oleh benda W selama berada dalam gerak jatuh sepenuhnya diubah ke dalam energi regangan dari lenturan batang. Kita misalkan  $\delta$  adalah defleksi maksimum batang selama benturan terjadi.



**Gambar 2.10.** Defleksi batang yang ditumpu sederhana mendapat benturan di tengah-tengahnya

Jika kurva defleksi selama berlangsungnya benturan kita anggap mempunyai bentuk yang sama seperti kurva yang terjadi selama defleksi statik, maka dari persamaan di bawah ini:

$$\delta = \frac{P\ell^3}{48EI} \dots\dots\dots \text{pers. 2.27}$$

Kita dapat mencari besarnya gaya yang akan menyebabkan defleksi tersebut

$$P = \delta \frac{48EI}{\ell^3} \dots\dots\dots \text{pers. 2.28}$$

Energi total yang tersimpan dalam batang sama dengan usaha yang dilakukan oleh gaya P

$$U = \frac{P\delta}{2} = \delta^2 \frac{24EI}{\ell^3} \dots\dots\dots \text{pers. 2.29}$$

Jika h merupakan jarak jatuh sebelum benturan, persamaan untuk menghitung  $\delta$  adalah

$$W(h + \delta) = \delta^2 \frac{24EI}{\ell^3} \dots\dots\dots \text{pers. 2.30}$$

Darimana kita peroleh

$$\delta = \delta_{st} + \sqrt{\delta_{st} + \frac{1}{g} \delta_{st} v^2}, \text{ dimana:}$$

$$\delta_{st} = \frac{W\ell^3}{48EI} \text{ dan } v = \sqrt{2gh}.$$

Perlu diketahui bahwa di dalam hal ini kita menggunakan bentuk persamaan yang tetap sama untuk jenis-jenis benturan lainnya, karena defleksi pada titik benturan proporsional dengan gaya P. Jika faktor proporsionalitas yang tergantung pada struktur kita namakan  $\alpha$ , maka:

$$\alpha P = \delta \text{ dan } U = \frac{P\delta}{2} = \frac{\delta^2}{2\alpha}$$

Selanjutnya

$$W(h + \delta) = \frac{\delta^2}{2\alpha}$$

Dan karena  $\delta_{st} = W\alpha$ , maka persamaan ini dapat disederhanakan menjadi persamaan

$$\delta = \delta_{st} + \sqrt{\delta_{st} + \frac{1}{g} \delta_{st} v^2} \dots\dots\dots \text{pers. 2.31}$$

Perlu juga diketahui bahwa deflksi  $\delta$  yang dihitung dari rumus di atas merupakan batas paling atas yang didekati defleksi dinamik maksimum apabila tidak terdapat kehilangan energi selama benturan. Kehilangan energi akan mengurangi defleksi dinamik. Apabila defleksi dinamik kita dapat dari persamaan di atas, maka tegangan-tegangan yang gsehubungan dapat dicari dengan mengalikan tegangan yang dihasilkan oleh aplikasi beban  $W$  dengan  $\delta/\delta_{st}$ .

Apabila  $h$  cukup besar dibandingkan  $\delta_{st}$  atau jika benturan terjadi dalam arah horisontal, persamaan di atas mengambil bentuk yang lebih sederhana

$$\delta = \sqrt{\frac{1}{g} \delta_{st} v^2} \dots\dots\dots \text{pers. 2.32}$$

Untuk keadaan sebuah batang yang ditumpu pada ujung-ujungnya dan mendapat benturan di tengah-tengah, persamaan ini menghasilkan

$$\delta = \sqrt{\frac{Wv^2}{2g} \frac{\ell^3}{24EI}} \dots\dots\dots \text{pers. 2.33}$$

Momen lentur maksimum dalam keadaan ini adalah

$$M_{\max} = \frac{P\ell}{4} = \frac{\delta \cdot 48EI}{\ell^3} \frac{\ell}{4} \dots\dots\dots \text{pers. 2.34}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{\delta \cdot 48EI}{\ell^3} \frac{\ell}{4Z} \dots\dots\dots \text{pers. 2.35}$$

Untuk suatu penampang segi empat, dengan menggunakan persamaan di atas akan menghasilkan

$$\sigma_{\max} = \sqrt{\frac{Wv^2}{2g} \frac{18E}{\ell A}} \dots\dots\dots \text{pers. 2.36}$$

Dengan begini terlihat bahwa tegangan maksimum tergantung kepada energi kinetik benda yang jatuh dan volume batang  $A \ell$ .

Untuk mengetahui pengaruh massa batang terhadap defleksi maksimum, kita misalkan kurva defleksi selama benturan mempunyai bentuk yang sama seperti bentuk selama defleksi statik. Dengan demikian dapat diperlihatkan bahwa massa yang dikurangi dari batang yang ditumpu pada ujung-ujungnya adalah  $(17/35) (q \ell / q)$ , dan kecepatan bersama yang akan terjadi pada saat pertama kali benturan terjadi adalah

$$v_a = \frac{W}{W + (17/35)q\ell} v \dots\dots\dots \text{pers. 2.37}$$

Energi total setelah tercapainya kecepatan bersama  $v_a$  adalah

$$\frac{v_a^2}{2g} [W + (17/35)q\ell] = \frac{Wv^2}{2g} \frac{1}{1 + \frac{17}{35} \frac{q\ell}{W}} \dots\dots\dots \text{pers. 2.38}$$

Bila hasil kita gunakan untuk menggantikan

$$\frac{Wv^2}{2g} = Wh \text{ dalam persamaan } W(h + \delta) = \delta^2 \frac{24EI}{\ell^3}, \text{ maka}$$

$$\delta = \delta_{st} + \sqrt{\delta_{st}^2 + \frac{\delta_{st} v^2}{g} \frac{1}{1 + \frac{17}{35} \frac{q\ell}{W}}} \dots\dots\dots \text{pers. 2.39}$$

Untuk suatu batang jepit, jika berat  $W$  membentur batang ini pada ujungnya, besarnya massa batang yang dikurangi adalah  $33/140 (q \ell / g)$ . Bila sebuah batang ditumpu sederhana pada ujung-ujungnya mengalami benturan di dua titik yang masing-masing berjarak  $a$  dan  $b$  dari kedua tumpuan, massa yang dikurangi adalah

$$\frac{1}{5} \left[ 1 + 2 \left( 1 + \frac{\ell^2}{ab} \right)^2 \right] \frac{q\ell}{g}$$

## **BAB III**

### **METODOLOGI**

#### **3.1. Persiapan**

Tahapan persiapan merupakan rangkaian kegiatan sebelum memulai pengumpulan dan pengolahan data, yang harus segera dilakukan dengan tujuan untuk mengefektifkan waktu dan pekerjaan.

Tahap persiapan meliputi kegiatan-kegiatan berikut :

1. Studi pustaka terhadap materi desain untuk menentukan garis besarnya
2. Menentukan kebutuhan data
3. Mendata instansi-instansi terkait yang dapat dijadikan narasumber
4. Pengadaan persyaratan administrasi untuk permohonan data
5. Survey lokasi untuk mendapatkan gambaran umum kondisi sebenarnya
6. Pembuatan proposal penyusunan tugas akhir
7. Perencanaan jadwal pembuatan desain.

Persiapan diatas harus dilakukan secara cermat untuk menghindari pekerjaan yang berulang-ulang sehingga tahap pengumpulan data optimal.

#### **3.2. Metode Penyusunan**

Metodologi dalam penyusunan Tugas Akhir “Analisa Keretakan Strukur Pelat Lantai Kaki Seribu Jembatan Kali Tenggang Arteri Utara Kota Semarang” , meliputi :

1. Pengumpulan data untuk keperluan evaluasi
2. Evaluasi terhadap kerusakan jembatan
3. Perencanaan penanganan terhadap kerusakan jembatan.

#### **3.3. Metode Pengumpulan Data**

Secara umum untuk merencanakan suatu pekerjaan maka diperlukan suatu acuan . Acuan tersebut dapat berupa data, baik data teknis maupun non teknis. Data tersebut digunakan sebagai dasar evaluasi dan perencanaan sehingga hasil yang dicapai setelah pelaksanaannya diharapkan sesuai dengan maksud dan tujuan diadakannya pekerjaan tersebut. Untuk menganalisa keretakan jembatan,



berdasarkan fungsinya data data yang diperoleh dapat dibedakan menjadi dua, yaitu :

- Data teknis

Data teknis adalah data-data yang berhubungan langsung dengan analisa keretakan jembatan seperti : as build drawing dari jembatan, peta perlintasan jembatan, kondisi tanah dan lain sebagainya.

- Data non teknis

Data non teknis adalah data yang bersifat sebagai penunjang untuk mempertimbangkan perkembangan lalu lintas di daerah tersebut, seperti arah perkembangan daerah, kondisi sosial ekonomi, tingkat kepemilikan kendaraan dan sebagainya.

Menurut sifat data maka dapat dibagi menjadi dua yaitu :

- Data Primer

Data primer adalah data yang didapatkan dengan cara mengadakan survei lapangan. Untuk metode pengumpulan data tersebut dapat dilakukan dengan metode observasi, yaitu melakukan survey langsung ke lokasi. Hal ini mutlak diperlukan untuk mengetahui kondisi sebenarnya lokasi proyek. Untuk menganalisa keretakan jembatan, diperlukan pengamatan terhadap bentuk dan panjang retak, arah retak dan lokasi retak. Sehingga dapat melakukan hipotesa awal penyebab keretakan jembatan tersebut.

- Data Sekunder

Data sekunder adalah data yang didapatkan dari beberapa instansi terkait. Data yang diperlukan untuk menganalisa keretakan jembatan adalah as build drawing dari jembatan, peta perlintasan jembatan, kondisi tanah dan lain sebagainya.

Secara umum metode pengumpulan data dilakukan dengan cara :

1. Metode Literatur

Yaitu dengan mengumpulkan, mengidentifikasi, mengolah data tertulis, dan metode kerja yang digunakan sebagai input proses perencanaan

2. Metode Observasi

Yaitu dengan melakukan pengamatan langsung ke lokasi untuk mengetahui kondisi sebenarnya dilapangan

### 3. Metode Wawancara

Yaitu cara memperoleh data dengan menanyakan langsung pada narasumber atau instansi yang terkait.

### 3.4. Identifikasi Masalah

Identifikasi masalah adalah peninjauan pada pokok permasalahan untuk menentukan sejauh mana pembahasan masalah tersebut dilakukan. Pokok permasalahan dalam jembatan kali Tenggang adalah terjadinya keretakan pada struktur pelat salah satu kaki seribu (sebelah timur) yang sangat rawan roboh apabila terkena beban berat secara terus menerus. Padahal jembatan kali Tenggang sering dilewati kendaraan berat, seperti: truk 3 as, truk kontainer dan truk gandeng. Untuk itu, harus segera dicari tahu penyebab dari keretakan tersebut dan alternatif penanganannya.

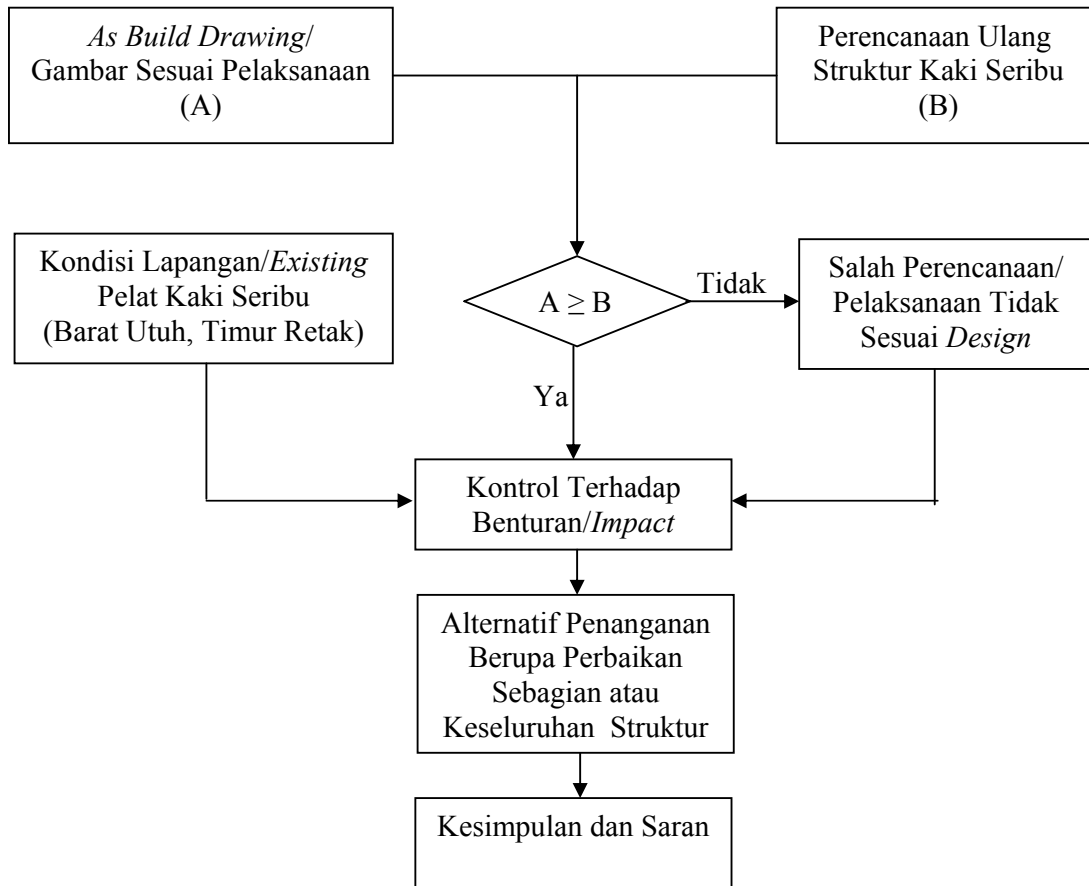
### 3.5. Analisa Pengolahan Data

Pada tahap ini dilakukan proses pengolahan data, baik data primer maupun data sekunder. Analisa meliputi pengakumulasian data yang kemudian dilanjutkan dengan pengolahan data dalam perhitungan teknik secara lengkap untuk menghasilkan output yang akan digunakan sebagai input pada proses selanjutnya. Analisa yang diperlukan untuk mengetahui penyebab keretakan jembatan kali Tenggang adalah analisa spesifikasi jembatan dan analisa data tanah.

### 3.6. Pemecahan Masalah

Pemecahan masalah meliputi aspek-aspek yang dapat menjadi alternatif solusi penanganan terhadap permasalahan yang ada.

Pemecahan permasalahan pada Tugas Akhir “Analisa Keretakan Struktur Pelat Lantai Kaki Seribu Jembatan Kali Tenggang Arteri Utara Kota Semarang” ini dapat diuraikan seperti pada *flowchart* sebagai berikut :



**Gambar 3.1.** Bagan alir analisa keretakan struktur pelat lantai kaki seribu jembatan kali Tenggang

## **BAB IV**

### **ANALISA DATA**

#### **4.1. Tinjauan Umum**

Analisa data merupakan langkah awal untuk menuju tahap perencanaan. Dalam menganalisa keretakan jembatan, analisa data dilakukan untuk mendapat parameter-parameter yang dibutuhkan. Parameter-parameter yang digunakan untuk menganalisa keretakan jembatan didapat dari menganalisa spesifikasi jembatan yang telah ada, menganalisa data tanah dan data pendukung lainnya.

#### **4.2. Analisa Spesifikasi Jembatan**

Panjang Jembatan	: 31,6 meter
Panjang Kaki Seribu	: 2 x 100 meter
Lebar Jembatan	: 9,5 meter
Lebar Jalur	: 2 x 3,4 m
Klas jalan I	: BM-100%

##### **4.2.1. Bangunan Atas**

1. Tiang sandaran

Tinggi sandaran	: 1238 mm
Lebar bawah sandaran	: 500 mm
Lebar atas sandaran	: 170 mm
Jarak antar ting sandaran	: 2000 mm
Pipa pegangan	: SGO Ø 76,3 mm
Mutu beton	: K 300
Selimut beton	: 25 mm
  
2. Monumen

Tinggi monumen	: 1238 mm
Panjang monumen	: 2600 mm
Lebar monumen	: 400 mm
Pasangan	: batu kali
  
3. Trotoar

- |               |                |
|---------------|----------------|
| Tebal trotoar | : 250 mm       |
| Lebar trotoar | : 850 mm       |
| Pasangan      | : paving block |
4. Lapis Perkerasan
 

Tebal perkerasan	: 50 mm
------------------	---------
  5. Pelat lantai jembatan
 

Tebal pelat lantai	: 400 mm
Mutu beton	: K 300
Selimut beton	: 50 mm
  6. Pelat lantai kaki seribu
 

Tebal pelat lantai	: 300 mm
Mutu beton	: K 300
Selimut beton	: 50 mm
  7. Gelangar memanjang jembatan
 

Tipe gelangar	: beton prategang ( <i>girder</i> ) profil I
Panjang gelangar	: 31600 mm
Tinggi profil I	: 1600 mm
Lebar bawah profil I	: 550 mm
Lebar atas profil I	: 410 mm
Jarak gelangar ke tepi	: 875 mm
Jarak antar gelangar	: 1550 mm
Mutu beton	: K 300
  8. Gelangar memanjang kaki seribu
    - Gelangar memanjang induk
 

Lebar gelangar induk	: 450 mm
Tinggi gelangar induk	: 750 mm
Jarak antar gelangar induk	: 6800 mm
Jarak gelangar induk ke gelangar anak	: 3400 mm
Jarak gelangar induk ke tepi	: 1350 mm
Mutu beton	: K 300
Selimut beton	: 50 mm
    - Gelangar memanjang anak

Lebar gelagar anak	: 400 mm
Tinggi gelagar anak	: 600 mm
Jarak gelagar anak ke gelagar induk	: 3400 mm
Mutu beton	: K 300
Selimut beton	: 50 mm

9. Gelagar melintang kaki seribu

▪ Gelagar melintang induk

Lebar gelagar induk	: 450 mm
Tinggi gelagar induk	: 750 mm
Jarak antar gelagar induk	: 5000 mm
Jarak gelagar induk ke gelagar anak	: 2500 mm
Mutu beton	: K 300
Selimut beton	: 50 mm

▪ Gelagar melintang anak

Lebar gelagar anak	: 400 mm
Tinggi gelagar anak	: 600 mm
Jarak gelagar anak ke gelagar induk	: 2500 mm
Mutu beton	: K 300
Selimut beton	: 50 mm

**4.2.2. Bangunan Bawah**

1. Abutmen C'

Lebar telapak abutmen	: 2700 mm
Panjang telapak abutmen	: 10500 mm
Elevasi dasar abutmen	: +6,500 m
Elevasi puncak abutmen	: +12,490 m
Mutu beton	: K 225
Selimut beton	: 50 mm

2. Abutmen C

Lebar telapak abutmen	: 5400 mm
Panjang telapak abutmen	: 10500 mm
Elevasi dasar abutmen	: +6,500 m
Elevasi puncak abutmen	: +13,450 m

- |               |         |
|---------------|---------|
| Mutu beton    | : K 225 |
| Selimut beton | : 50 mm |
3. Abutmen D
- |                         |             |
|-------------------------|-------------|
| Lebar telapak abutmen   | : 5400 mm   |
| Panjang telapak abutmen | : 10500 mm  |
| Elevasi dasar abutmen   | : +6,500 m  |
| Elevasi puncak abutmen  | : +13,450 m |
| Mutu beton              | : K 225     |
| Selimut beton           | : 50 mm     |
4. Abutmen D'
- |                         |             |
|-------------------------|-------------|
| Lebar telapak abutmen   | : 2700 mm   |
| Panjang telapak abutmen | : 10500 mm  |
| Elevasi dasar abutmen   | : +6,500 m  |
| Elevasi puncak abutmen  | : +12,490 m |
| Mutu beton              | : K 225     |
| Selimut beton           | : 50 mm     |
5. Pondasi abutmen C'
- |                                    |   |
|------------------------------------|---|
| Jenis pondasi                      | : tiang pancang                                       |
| Jumlah pondasi                     | : 10 tiang pancang rencana + 2 tiang pancang tambahan |
| Diameter pondasi                   | : 450 mm  |
| Panjang pondasi                    | : 32000 mm  |
| Tebal <i>pile cap</i>              | : 200 mm  |
| Jarak antar pondasi arah sumbu x   | : 1350 mm   |
| Jarak pondasi ke tepi arah sumbu x | : 675 mm  |
| Jarak antar pondasi arah sumbu y   | : 2100 mm   |
| Jarak pondasi ke tepi arah sumbu y | : 1050 mm   |
6. Pondasi abutmen C
- |                  |   |
|------------------|---|
| Jenis pondasi    | : tiang pancang                                       |
| Jumlah pondasi   | : 21 tiang pancang rencana + 6 tiang pancang tambahan |
| Diameter pondasi | : 450 mm  |

Panjang pondasi : 32000 mm  
Tebal *pile cap* : 200 mm  
Jarak antar pondasi arah sumbu x : 1350 mm  
Jarak pondasi ke tepi arah sumbu x : 1350 mm  
Jarak antar pondasi arah sumbu y : 1500 mm  
Jarak pondasi ke tepi arah sumbu y : 750 mm

7. Pondasi abutmen D

Jenis pondasi : tiang pancang  
Jumlah pondasi : 21 tiang pancang rencana + 6 tiang pancang  
tambahan  
Diameter pondasi : 450 mm  
Panjang pondasi : 32000 mm  
Tebal *pile cap* : 200 mm  
Jarak antar pondasi arah sumbu x : 1350 mm  
Jarak pondasi ke tepi arah sumbu x : 675 mm  
Jarak antar pondasi arah sumbu y : 1500 mm  
Jarak pondasi ke tepi arah sumbu y : 750 mm

8. Pondasi abutmen D'

Jenis pondasi : tiang pancang  
Jumlah pondasi : 12 tiang pancang rencana  
Diameter pondasi : 450 mm  
Panjang pondasi : 32000 mm  
Tebal *pile cap* : 200 mm  
Jarak antar pondasi arah sumbu x : 1350 mm  
Jarak pondasi ke tepi arah sumbu x : 675 mm  
Jarak antar pondasi arah sumbu y : 1350 mm  
Jarak pondasi ke tepi arah sumbu y : 675 mm

9. Pondasi kaki seribu

Jenis pondasi : tiang pancang  
Jumlah pondasi : 2 x 38 tiang pancang rencana  
Diameter pondasi : 600 mm  
Panjang pondasi : 37000 mm



Dimensi <i>pile cap</i> tiap tiang pancang	: 800 mm x 800 mm x 250 mm
Jarak antar pondasi arah memanjang	: 5000 mm
Jarak pondasi ke abutmen	: 5000 mm
Jarak antar pondasi arah melintang	: 6800 mm
Jarak pondasi ke tepi arah sumbu y	: 1350 mm

### 4.3. Analisa Data Tanah

#### 4.3.1. Penyelidikan Sondir

Sondir adalah alat yang digunakan untuk mengetahui dan menentukan kedalaman lapisan tanah serta jenis tanah yang berbeda dengan cara menekan ujungnya ke dalam tanah dengan kecepatan tertentu. Pada pekerjaan sondir, alat yang digunakan adalah sondir ringan manual *type Gouda/Dutch Cone Penetration* dengan kapasitas 2.50 ton dan tahanan konus (*conus resistance*)  $q_c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$ .

**Tabel 4.1.** Nilai  $q_c$  ( $\text{kg/cm}^2$ ) dari titik dibawah abutment D

Depth m	$q_c$		$q_c + f$	F	TF	Friction Ratio Fr ( % )	Depth m	$q_c$		$q_c + f$	F	TF	Friction Ratio Fr ( % )
	Perhitungan kg/cm <sup>2</sup>	Pembacaan kg/cm <sup>2</sup>						kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>				
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	5,40	0,50	0,25	0,50	0,03	54,00	13,33
0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	5,60	0,50	0,25	0,50	0,03	54,67	13,33
0,40	10,00	5,00	10,00	0,27	5,33	5,33	5,80	0,50	0,25	0,50	0,03	55,33	13,33
0,60	10,00	5,00	10,00	0,27	10,67	5,33	6,00	1,00	0,50	1,00	0,70	56,67	13,33
0,80	10,00	5,00	10,00	0,27	16,00	5,33	6,20	0,50	0,25	0,50	0,03	57,33	13,33
1,00	4,00	2,00	4,00	0,13	18,67	6,67	6,40	0,50	0,25	0,50	0,03	58,00	13,33
1,20	2,00	1,00	2,00	0,13	21,33	13,33	6,60	0,50	0,25	0,50	0,03	58,67	13,33
1,40	2,00	1,00	2,00	0,13	24,00	13,33	6,80	0,50	0,25	0,50	0,03	59,33	13,33
1,60	2,00	1,00	2,00	0,13	26,67	13,33	7,00	0,50	0,25	0,50	0,03	60,00	13,33
1,80	2,00	1,00	2,00	0,13	29,33	13,33	7,20	0,50	0,25	0,50	0,03	60,67	13,33
2,00	1,00	0,50	1,00	0,07	30,67	13,33	7,40	0,50	0,25	0,50	0,03	61,33	13,33
2,20	1,00	0,50	1,00	0,07	32,00	13,33	7,60	0,50	0,25	0,50	0,03	62,00	13,33
2,40	1,00	0,50	1,00	0,07	33,33	13,33	7,80	0,50	0,25	0,50	0,03	62,67	13,33
2,60	1,00	0,50	1,00	0,07	34,67	13,33	8,00	0,50	0,25	0,50	0,03	63,33	13,33
2,80	1,00	0,50	1,00	0,07	36,00	13,33	8,20	0,50	0,25	0,50	0,03	64,00	13,33
3,00	1,00	0,50	1,00	0,07	37,33	13,33	8,40	0,50	0,25	0,50	0,03	64,67	13,33
3,20	1,00	0,50	1,00	0,07	38,67	13,33	8,60	0,50	0,25	0,50	0,03	65,33	13,33
3,40	1,00	0,50	1,00	0,07	40,00	13,33	8,80	0,50	0,25	0,50	0,03	66,00	13,33
3,60	1,00	0,50	1,00	0,07	41,33	13,33	9,00	0,50	0,25	0,50	0,03	66,67	13,33
3,80	1,00	0,50	1,00	0,07	42,67	13,33	9,20	0,50	0,25	0,50	0,03	67,33	13,33
4,00	1,00	0,50	1,00	0,07	44,00	13,33	9,40	0,50	0,25	0,50	0,03	68,00	13,33
4,20	1,00	0,50	1,00	0,07	45,33	13,33	9,60	0,50	0,25	0,50	0,03	68,67	13,33
4,40	1,00	0,50	1,00	0,07	46,67	13,33	9,80	0,50	0,25	0,50	0,03	69,33	13,33
4,60	1,00	0,50	1,00	0,07	48,00	13,33	10,00	0,50	0,25	0,50	0,03	70,00	13,33
4,80	1,00	0,50	1,00	0,07	49,33	13,33	10,20	0,50	0,25	0,50	0,03	70,67	13,33
5,00	2,00	1,00	2,00	0,13	52,00	13,33	10,40	0,50	0,25	0,50	0,03	71,33	13,33
5,20	1,00	0,50	1,00	0,07	53,33	13,33	10,60	1,00	0,50	1,00	0,07	72,67	13,33

Depth	qc		qc + f	F	TF	Friction		Depth	qc		qc + f	F	TF	Friction	
	Perhitungan	Pembacaan				Ratio	Fr ( % )		Perhitungan	Pembacaan				Ratio	Fr ( % )
m	kg/cm2	kg/cm2	kg/cm2	kg/cm2	kg/cm	Fr ( % )		m	kg/cm2	kg/cm2	kg/cm2	kg/cm2	kg/cm	Fr ( % )	
10,80	1,00	0,50	1,00	0,07	74,00	13,33		23,20	8,00	4,00	6,00	0,27	255,33	6,67	
11,00	1,00	0,50	1,00	0,07	75,33	13,33		23,40	8,00	4,00	6,00	0,27	260,67	6,67	
11,20	1,00	0,50	1,00	0,07	76,67	13,33		23,60	8,00	4,00	6,00	0,27	266,00	6,67	
11,40	1,00	0,50	1,00	0,07	78,00	13,33		23,80	8,00	4,00	6,00	0,27	271,33	6,67	
11,60	1,00	0,50	1,00	0,07	79,33	13,33		24,00	8,00	4,00	6,00	0,27	276,67	6,67	
11,80	1,00	0,50	1,00	0,07	80,67	13,33		24,20	8,00	4,00	6,00	0,27	282,00	6,67	
12,00	1,00	0,50	1,00	0,07	82,00	13,33		24,40	8,00	4,00	6,00	0,27	287,33	6,67	
12,20	1,00	0,50	1,00	0,07	83,33	13,33		24,60	8,00	4,00	6,00	0,27	292,67	6,67	
12,40	1,00	0,50	1,00	0,07	84,67	13,33		24,80	8,00	4,00	6,00	0,27	298,00	6,67	
12,60	1,00	0,50	1,00	0,07	86,00	13,33		25,00	8,00	4,00	6,00	0,27	303,33	6,67	
12,80	1,00	0,50	1,00	0,07	87,33	13,33		25,20	10,00	5,00	7,00	0,27	308,67	5,33	
13,00	1,00	0,50	1,00	0,07	88,67	13,33		25,40	10,00	5,00	7,00	0,27	314,00	5,33	
13,20	1,00	0,50	1,00	0,07	90,00	13,33		25,60	10,00	5,00	8,00	0,40	322,00	8,00	
13,40	1,00	0,50	1,00	0,07	91,33	13,33		25,80	10,00	5,00	8,00	0,40	330,00	8,00	
13,60	1,00	0,50	1,00	0,07	92,67	13,33		26,00	10,00	5,00	8,00	0,40	338,00	8,00	
13,80	1,00	0,50	1,00	0,07	94,00	13,33		26,20	10,00	5,00	8,00	0,40	346,00	8,00	
14,00	1,00	0,50	1,00	0,07	95,33	13,33		26,40	10,00	5,00	8,00	0,40	354,00	8,00	
14,20	2,00	1,00	2,00	0,13	98,00	13,33		26,60	10,00	5,00	8,00	0,40	362,00	8,00	
14,40	2,00	1,00	2,00	0,13	100,67	13,33		26,80	10,00	5,00	8,00	0,40	370,00	8,00	
14,60	2,00	1,00	2,00	0,13	103,33	13,33		27,00	12,00	6,00	10,00	0,53	380,67	8,89	
14,80	2,00	1,00	2,00	0,13	106,00	13,33		27,20	12,00	6,00	10,00	0,53	391,33	8,89	
15,00	2,00	1,00	2,00	0,13	108,67	13,33		27,40	12,00	6,00	10,00	0,53	402,00	8,89	
15,20	2,00	1,00	2,00	0,13	111,33	13,33		27,60	12,00	6,00	10,00	0,53	412,67	8,89	
15,40	2,00	1,00	2,00	0,13	114,00	13,33		27,80	12,00	6,00	10,00	0,53	0,00	8,89	
15,60	2,00	1,00	2,00	0,13	116,67	13,33		28,00	12,00	6,00	10,00	0,53	434,00	8,89	
15,80	2,00	1,00	2,00	0,13	119,33	13,33		28,20	12,00	6,00	10,00	0,53	444,67	8,89	
16,00	2,00	1,00	2,00	0,13	122,00	13,33		28,40	10,00	5,00	9,00	0,53	455,33	10,67	
16,20	2,00	1,00	2,00	0,13	124,67	13,33		28,60	10,00	5,00	9,00	0,53	466,00	10,67	
16,40	2,00	1,00	2,00	0,13	127,33	13,33		28,80	10,00	5,00	9,00	0,53	476,67	10,67	
16,60	2,00	1,00	2,00	0,13	130,00	13,33		29,00	10,00	5,00	9,00	0,53	487,33	10,67	
16,80	2,00	1,00	2,00	0,13	132,67	13,33		29,20	12,00	6,00	10,00	0,53	498,00	8,89	
17,00	2,00	1,00	2,00	0,13	135,33	13,33		29,40	12,00	6,00	10,00	0,53	508,67	8,89	
17,20	2,00	1,00	2,00	0,13	138,00	13,33		29,60	14,00	7,00	12,00	0,67	522,00	9,52	
17,40	2,00	1,00	2,00	0,13	140,67	13,33		29,80	14,00	7,00	12,00	0,67	535,33	9,52	
17,60	2,00	1,00	2,00	0,13	143,33	13,33		30,00	14,00	7,00	12,00	0,67	548,67	9,52	
17,80	2,00	1,00	2,00	0,13	146,00	13,33		30,20	14,00	7,00	12,00	0,67	562,00	9,52	
18,00	4,00	2,00	3,00	0,13	148,67	6,67		30,40	26,00	13,00	20,00	0,93	580,67	7,18	
18,20	4,00	2,00	3,00	0,13	151,33	6,67		30,60	28,00	14,00	20,00	0,80	596,67	5,71	
18,40	4,00	2,00	3,00	0,13	154,00	6,67		30,80	28,00	14,00	20,00	0,80	612,67	5,71	
18,60	4,00	2,00	3,00	0,13	156,67	6,67		31,00	28,00	14,00	20,00	0,80	628,67	5,71	
18,80	4,00	2,00	3,00	0,13	159,33	6,67		31,20	28,00	14,00	20,00	0,80	644,67	5,71	
19,00	4,00	2,00	3,00	0,13	162,00	6,67		31,40	28,00	14,00	20,00	0,80	660,67	5,71	
19,20	4,00	2,00	3,00	0,13	164,67	6,67		31,60	28,00	14,00	20,00	0,80	676,67	5,71	
19,40	4,00	2,00	3,00	0,13	167,33	6,67		31,80	26,00	13,00	20,00	1,20	700,67	9,23	
19,60	4,00	2,00	3,00	0,13	170,00	6,67		32,00	26,00	13,00	22,00	1,20	724,67	9,23	
19,80	4,00	2,00	3,00	0,13	172,67	6,67		32,20	26,00	13,00	22,00	1,20	748,67	9,23	
20,00	4,00	2,00	3,00	0,13	175,33	6,67		32,40	26,00	13,00	22,00	1,20	772,67	9,23	
20,20	6,00	3,00	4,00	0,13	178,00	4,44		32,60	26,00	13,00	22,00	1,20	796,67	9,23	
20,40	6,00	3,00	4,00	0,13	180,67	4,44		32,80	26,00	13,00	22,00	1,20	820,67	9,23	
20,60	6,00	3,00	5,00	0,27	186,00	8,89		33,00	26,00	13,00	22,00	1,20	844,67	9,23	
20,80	6,00	3,00	5,00	0,27	191,33	8,89		33,20	26,00	13,00	22,00	1,20	868,67	9,23	
21,00	6,00	3,00	5,00	0,27	196,67	8,89		33,40	26,00	13,00	22,00	1,20	892,67	9,23	
21,20	6,00	3,00	5,00	0,27	202,00	8,89		33,60	26,00	13,00	22,00	1,20	916,67	9,23	
21,40	8,00	4,00	6,00	0,27	207,33	6,67		33,80	26,00	13,00	22,00	1,20	940,67	9,23	
21,60	8,00	4,00	6,00	0,27	212,67	6,67		34,00	26,00	13,00	22,00	1,20	964,67	9,23	
21,80	8,00	4,00	6,00	0,27	218,00	6,67		34,20	26,00	13,00	22,00	1,20	988,67	9,23	
22,00	8,00	4,00	6,00	0,27	223,33	6,67		34,40	36,00	18,00	24,00	0,80	1004,67	4,44	
22,20	8,00	4,00	6,00	0,27	228,67	6,67		34,60	36,00	18,00	24,00	0,80	1020,67	4,44	
22,40	8,00	4,00	6,00	0,27	234,00	6,67		34,80	36,00	18,00	24,00	0,80	1036,67	4,44	
22,60	8,00	4,00	6,00	0,27	239,33	6,67		35,00	36,00	18,00	24,00	0,80	1052,67	4,44	
22,80	8,00	4,00	6,00	0,27	244,67	6,67		35,20	38,00	19,00	26,00	0,93	1071,33	4,91	
23,00	8,00	4,00	6,00	0,27	250,00	6,67		35,40	40,00	20,00	30,00	1,33	1098,00	6,67	

#### 4.3.2. Pekerjaan bor

Pekerjaan bor dilakukan untuk mendapatkan struktur lapisan tanah dengan menggunakan mata bor. Dalam pengeboran tersebut harus diperhatikan jenis tanah, warna tanah dan kedalaman masing-masing tanah. Pada perencanaan jembatan kali Tenggang, kedalaman pengeboran yang dilakukan mencapai -70,00 meter dari permukaan tanah setempat. Muka air tanah (MAT) pada titik bor BH I terdapat pada kedalaman -0.45 meter dari permukaan tanah.

- Pada kedalaman  $\pm$  0,00 meter sampai -0.50 meter merupakan tanah permukaan
- Kedalaman -0.50 meter sampai -6.50 meter merupakan tanah lempung kelanauan bercampur sedikit pasir halus dan pecahan kulit kerang, warna tanah abu-abu, plastisitas tanah sedang sampai tinggi dan tanah sangat lunak
- Kedalaman -6.50 meter sampai -9.50 meter merupakan tanah lempung kelanauan bercampur pecahan kulit kerang, warna tanah abu-abu, plastisitas tanah tinggi dan tanah sangat lunak
- Kedalaman -9.50 meter sampai -18.50 meter merupakan tanah lempung kelanauan bercampur pasir halus, warna tanah abu-abu, plastisitas tanah tinggi dan tanah lunak
- Kedalaman -18.50 meter sampai -27.5 meter merupakan tanah lempung kelanauan bercampur pecahan kulit kerang, warna tanah abu-abu, plastisitas tanah tinggi dan tanah agak keras
- Kedalaman -27.50 meter sampai -30.00 meter merupakan tanah bercampur pasir hitam halus dan tanah keras
- Kedalaman -30.00 meter sampai -39.00 meter merupakan tanah lempung kelanauan, warna tanah abu-abu, plastisitas tanah tinggi dan agak keras sampai keras
- Kedalaman -39.00 meter sampai -45.50 meter merupakan tanah lempung kelanauan, warna tanah abu-abu, plastisitas tanah tinggi dan tanah keras
- Kedalam -45.50 meter sampai -51.50 meter merupakan tanah abu-abu kekuningan

- Kedalaman -51.50 meter sampai -54.00 meter merupakan tanah lempung kelanauan bercampur sedikit pasir halus, warna tanah abu-abu, plastisitas tanah sedang dan tanah sangat keras
- Kedalaman -54.00 meter sampai -60.00 meter merupakan tanah lanau kepasiran bercampur sedikit lempung, warna tanah abu-abu, plastisitas tanah sedana dan tanah sangat keras
- Kedalaman -60.00 meter sampai -70.00 meter merupakan tanah lempung kelanauan, warna tanah abu-abu terang bercorak kuning, plastisitas tanah tinggi dan tanah keras.

#### 4.3.3. Pekerjaan laboratorium

Pekerjaan laboratorium yang dilakukan meliputi penyelidikan mengenai sifat-sifat fisik (*physical properties*) dan sifat-sifat mekanik (*mechanical properties*) dan juga penggambaran grafik *cone resistance*, *local friction*, dan *total friction* (JHP), serta *friction ratio* (FR).

**Tabel 4.2.** Hasil pekerjaan laboratorium pada jembatan kali Tenggara

No.	Sample Code	Depth m		Water Content (w) %	Specific Gravity of Soil (Gs)	Unit Weight (γ) gr/cm <sup>3</sup>	Dry Unit Weight (γ <sub>d</sub> ) gr/cm <sup>3</sup>	Sub Unit Weight (γ <sub>sub</sub> ) gr/cm <sup>3</sup>	Porosity (n)	Void Ratio (e)
		From	To							
1	-1	0	-6,5	50,6533	2,6122	1,6351	1,1007	0,6351	57,9067	1,4130
2	-2	-6,5	-9,5	65,1600	2,5291	1,5576	0,9552	0,5775	62,2300	1,6470
3	-3	-9,5	-18,5	58,6000	2,5491	1,6212	1,0222	0,6212	59,9000	1,4930
4	-4	-18,5	-27,5	75,6600	2,5860	1,5365	0,8747	0,5365	66,1800	1,9560
5	-5	-27,5	-30	105,0000	2,5953	1,4282	0,6967	0,4282	73,1600	2,7250
6	-6	-30	-39	49,5800	2,5878	1,6958	1,1337	0,6956	56,1900	1,2820

**Tabel 4.3.** Hasil pekerjaan laboratorium pada jembatan kali Tenggara (lanjutan)

No.	Sample Code	Depth m		c kg/cm <sup>2</sup>	Ø (°)
		From	To		
1	-1	0	-6,5	0,05	3
2	-2	-6,5	-9,5	0,05	4
3	-3	-9,5	-18,5	0,06	4
4	-4	-18,5	-27,5	0,10	6
5	-5	-27,5	-30	0,17	12
6	-6	-30	-39	0,17	15

## **BAB V**

### **KONTROL DESAIN**

#### **5.1. Tinjauan Umum**

Kerusakan yang terjadi pada Jembatan Kali Tenggang adalah retaknya pelat lantai. Oleh karena itu, analisa penyebab kerusakan jembatan ditinjau terhadap kekuatan atau kapasitas dari :

1. Plat lantai
2. Gelagar
3. Pondasi
4. Penurunan konstruksi

#### **5.2. Evaluasi Kerusakan Jembatan**

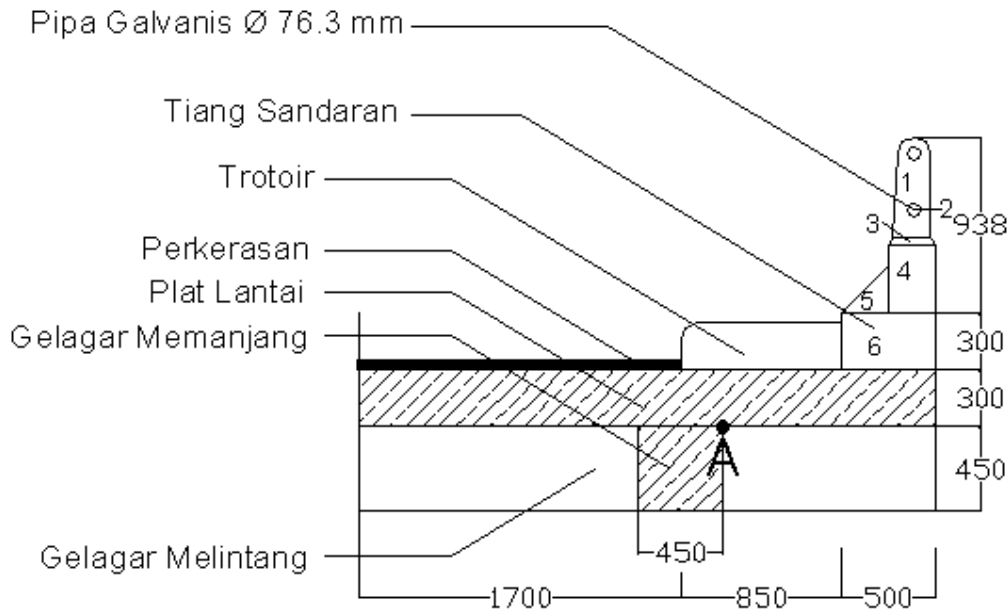
##### **5.2.1. Analisa Terhadap Pelat Lantai Tepi ( Ada Trotoir )**

Fungsi utama trotoar adalah untuk memberikan pelayanan yang optimal bagi pejalan kaki baik dari segi keamanan maupun kenyamanan. Berdasarkan PPJJR 1987 :

1. Konstruksi trotoar harus diperhitungkan terhadap beban hidup ( $q$ ) =  $500 \text{ kg/m}^2$
2. Kerb yang terdapat pada tepi-tepi lantai kendaraan harus diperhitungkan untuk dapat menahan satu beban horizontal ke arah melintang jembatan sebesar ( $P$ ) =  $500 \text{ kg/m}$  yang bekerja pada puncak kerb yang bersangkutan atau pada tinggi  $25 \text{ cm}$  di atas permukaan lantai kendaraan apabila kerb yang bersangkutan lebih tinggi dari  $25 \text{ cm}$

## 1. Perhitungan Momen Lentur Pada Pelat Lantai Tepi ( Ada Trotoir )

### a. Akibat beban mati

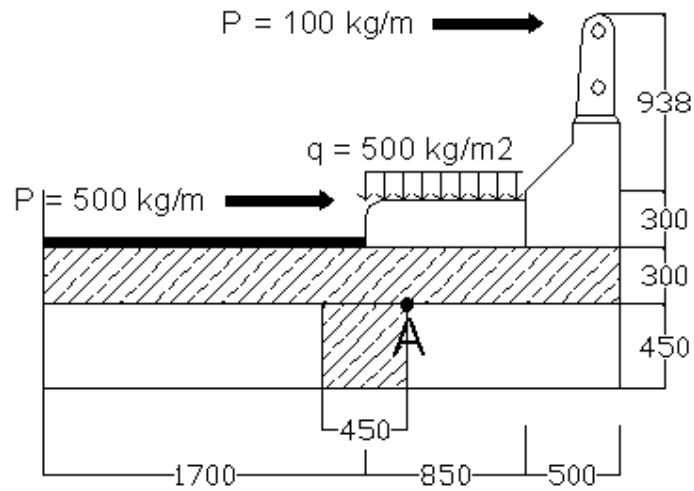


**Gambar 5.1** Beban mati pelat lantai tepi (ada trotoir)

**Tabel 5.1** Perhitungan beban mati pelat lantai tepi (ada trotoir)

No	Beban Volume (m <sup>3</sup> )	Berat Jenis Kg/m <sup>3</sup>	W Kg	Lengan Terhadap A	Momen Kg.m
1	$(0,25+0,17) \times 0,5 \times 0,538 \times 0,12 = 0,0136$	2400	32,54	0,9950	32,376
2	$1 \times 2 \times 0,25 \times 3,14 \times (0,0763^2 - 0,0693^2) = 0,0016$	7850	12,56	1,0119	12,711
3	$1 \times 0,5 \times (0,25+0,3) \times 0,04 = 0,0110$	2400	26,40	0,9750	25,740
4	$1 \times 0,3 \times 0,36 = 0,1080$	2400	259,20	0,9750	252,720
5	$1 \times (0,25 \times 0,2)/2 = 0,0250$	2400	60,00	0,7583	45,498
6	$1 \times 0,3 \times 0,5 = 0,1500$	2400	360,00	0,8750	315,000
	Trotoir = $1 \times 0,85 \times 0,25 = 0,2125$	2200	467,50	0,2000	93,500
	Pelat lantai = $1 \times 0,3 \times 1,35 = 0,4050$	2400	972,00	0,4500	437,400
	Air hujan = $1 \times 0,05 \times 1,35 = 0,0675$	1000	67,50	0,2000	13,500
	Jumlah		2257,70		1228,444

**b. Akibat beban hidup**



**Gambar 5.2** Beban hidup pelat lantai tepi (ada trotoir)

**Tabel 5.2** Perhitungan beban hidup pelat lantai tepi (ada trotoir)

No	Beban	W Kg	Lengan Terhadap A	Momen Kgm
1	P (Beban horizontal pada tiang sandaran) = 100 x 1	100	1,538	153,80
2	q (Beban hidup pada trotoar) = 500 x 0,85 x 1	425	0,2	85,00
3	P (Beban horizontal pada kerb) = 500 x 1	500	0,55	275,00
	Jumlah			513,80

Momen total yang terjadi pada pelat tepi (ada trotoir) akibat beban mati dan beban hidup adalah :

$$\begin{aligned}
 M_{\text{Tot}} &= M_{\text{DL}} + M_{\text{LL}} \\
 &= 1228,444 + 513,8 \\
 &= 1742,244 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Geser total yang terjadi pada pelat tepi (ada trotoir) akibat beban mati dan beban hidup adalah :

**Tabel 5.3** Perhitungan gaya geser pelat lantai tepi (ada trotoir)

No	Volume m <sup>3</sup>	W Kg
	Berat Sandaran (1+3+4+5+6)	738,14
	Berat Railing ( 2 )	12,56
	Berat Trotoir	467,50
	Berat Pelat	972,00
	Air Hujan	67,50
	Jumlah	2257,70

## 2. Perhitungan Kapasitas Pelat Lantai Tepi ( Ada Trotoir )

Data teknis perencanaan pelat lantai trotoar :

- Mutu beton ( $f'_c$ ) = K-300 = 24,8 Mpa  $\approx$  25 Mpa
- Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 Mpa
- $\phi$  tulangan = 16 mm
- Tebal selimut beton ( $p$ ) = 25 mm (untuk konstruksi lantai yang langsung berhubungan dengan cuaca)  
( SNI 03-2847-2002, hal 42 )

### Kapasitas Momen Penampang

- $M_{Tot} = 1742,244 \text{ kgm} = 17422440 \text{ Nmm}$
- $d = h - p - \frac{1}{2} \phi \text{ tulangan}$   
 $= 300 - 25 - 8 = 267 \text{ mm}$
- $b = 1000 \text{ mm}$
- $A_s = 1340 \text{ mm}^2$
- $a = \frac{A_s x f_y}{0,85 x f'_c x b}$   
 $= \frac{1340 x 400}{0,85 x 25 x 1000}$   
 $= 25,223 \text{ mm}$



- $$M_N = A_s x f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 1340 x 400 \left( 267 - \frac{25,223}{2} \right)$$

$$= 136352236 \text{ Nmm}$$

$$= 13,6352236 \text{ Tm}$$

$M_{Tot} = 1,742244 \text{ Tm} < M_N = 13,6352 \text{ Tm}$ , sehingga pelat tepi **aman** terhadap momen lentur

### Kapasitas Geser Penampang

- $$V_{Tot} = 2257,70 \text{ kg} = 22577 \text{ N}$$
- $$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b d$$

$$= \frac{1}{3} \sqrt{25} x 1000 x 267$$

$$= 445000 \text{ N}$$
- $$V_s = A_v x f_y x \left( \frac{d}{s} \right)$$

$$= \frac{1}{4} x \pi x 16^2 x 400 x \left( \frac{267}{150} \right)$$

$$= 143156,09 \text{ N}$$
- $$V_N = V_c + V_s$$

$$= 445000 + 143156,09$$

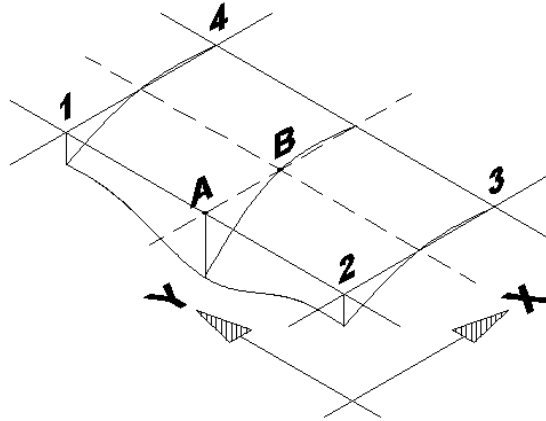
$$= 588156,09 \text{ N}$$

$$= 58,8156,09 \text{ T}$$

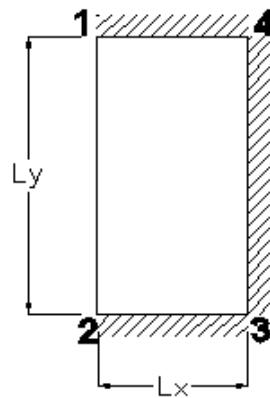
$V_{Tot} = 2,2577 \text{ T} < V_N = 58,8156 \text{ T}$ , sehingga pelat tepi **aman** terhadap geser lentur

### 3. Kontrol Terhadap Lendutan

#### a. Akibat beban merata



Gambar 5.3 Perspektif lendutan pelat lantai tepi dengan trotoir



Gambar 5.4 Tipe pelat lantai tepi dengan trotoir

- Menurut S. Timoshenko

$$\delta_{\max} = \frac{K q a^4}{D}$$

$$D = \frac{E_c h^3}{12(1-\mu^2)}$$

$$\mu = \frac{\sqrt{f'_c}}{350} \dots\dots\dots(\text{dalam psi})$$

dimana :

K = Koefisien

q = Beban merata

a = Panjang pelat terpendek ( Lx )

$E_C$  = Modulus elastisitas beton

$$= 4700\sqrt{f'_c}$$

h = Tebal pelat

$\mu$  = Possion ratio ( 0,15 – 0,25 )

- Perhitungan beban q

**Tabel 5. 4** Perhitungan beban q

No	Beban Luas (m2)	Berat Jenis Kg/m3	W Kg/m
2	$2 \times 0,25 \times 3,14 \times (0,0763^2 - 0,0693^2) = 0,0016$	7850	12,56
3	$0,5 \times (0,25+0,3) \times 0,04 = 0,0110$	2400	26,40
4	$0,3 \times 0,36 = 0,1080$	2400	259,20
5	$(0,25 \times 0,2)/2 = 0,0250$	2400	60,00
6	$0,3 \times 0,5 = 0,1500$	2400	360,00
	Jumlah		718,16

$$\begin{aligned} \text{Beban equivalent} &= \frac{\sum \text{Beban}}{L} \\ &= \frac{718,16}{1,35} \\ &= 513,97 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Beban trotoir

$$\begin{aligned} \text{Beban equivalent} &= \frac{0,25 \times 0,85 \times 2200}{1,35} \\ &= 346,296 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Beban No. 1

$$\begin{aligned} \text{Tinggi equivalent} &= \frac{0,538 \times 0,24}{2,5} \\ &= 0,0516 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Beban equivalent} &= \frac{0,0516 \times \frac{1}{2} \times (0,17 + 0,25) \times 2400}{1,35} \\
&= 19,264 \text{ kg/m}^2 \\
\text{Beban pelat} &= 0,3 \times 2400 \\
&= 720 \text{ kg/m}^2 \\
\sum \text{ beban } q &= 513,97 + 346,296 + 19,264 + 720 \\
&= 1599,53 \text{ kg/m}^2
\end{aligned}$$

- Perhitungan lendutan pelat lantai tepi dengan trotoir

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
q &= 1599,53 + 500 \\
&= 2099,53 \text{ kg/m}^2
\end{aligned}$$

$$L_x = 1,35 \text{ m}$$

$$L_y = 2,5 \text{ m}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = 1,852$$

$$\begin{aligned}
E_c &= 4700 \sqrt{f'_c} \\
&= 23500 \text{ Mpa} \\
&= 235 \times 10^8 \text{ N/m}^2 = 235 \times 10^7 \text{ Kg/m}^2
\end{aligned}$$

$$h = 0,3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
\mu &= \frac{\sqrt{f'_c}}{350} \\
&= \frac{\sqrt{25 \times 10^6}}{6895} = 0,172 \approx 0,2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
D &= \frac{E_c h^3}{12(1 - \mu^2)} \\
&= \frac{235 \times 10^7 \times 0,3^3}{12(1 - 0,2^2)} \\
&= 5507812,5 \text{ Kgm}
\end{aligned}$$

**Tabel 5.5** Lendutan dari pelat persegi panjang yang dibebani secara merata, dimana ketiga tepinya terjepit dan tepi yang keempat bebas.

S. Timoshenko, Teori Pelat dan Cangkang

$\frac{b}{a}$	Titik A	Titik B
	$x = 0, y = b/2$	$x = a/2, y = b/2$
	$w = \alpha_1 \frac{q a^4}{D}$	$w = \alpha_2 \frac{q a^4}{D}$
	$\alpha_1$	$\alpha_2$
0,6	0,00271	0,00129
0,7	0,00292	0,00159
0,8	0,00308	0,00185
0,9	0,00323	0,00209
1,0	0,00333	0,00230
1,25	0,00345	0,00269
1,5	0,00335	0,00290

o Titik A

$K = 0,00335 \longrightarrow$  Tabel 5.5 Lendutan dari pelat persegi panjang yang dibebani secara merata, dimana ketiga tepinya terjepit dan tepi yang keempat bebas.

S. Timoshenko, Teori Pelat dan Cangkang

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= \frac{K q a^4}{D} \\ &= \frac{0,00335 \times 2099,53 \times 2,5^4}{5507812,5} \\ &= 0,000049882 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{\text{ijin}} &= \frac{L}{480} \longrightarrow \text{Tabel lendutan ijin maksimum} \\ &= \frac{2,5}{480} \\ &= 0,0028 \text{ m} \end{aligned}$$

Lendutan yang terjadi :

$$\delta_{\max} < \delta_{\text{ijin}}$$

$$0,000049882 < 0,0028 \dots\dots\dots(\text{aman})$$

◦ Titik B

$$K = 0,00290 \longrightarrow$$

Tabel 5. 5 Lendutan dari pelat persegi panjang yang dibebani secara merata, dimana ketiga tepinya terjepit dan tepi yang keempat bebas.

S. Timoshenko, Teori Pelat dan Cangkang

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= \frac{K q a^4}{D} \\ &= \frac{0,00290 \times 2099,53 \times 2,5^4}{5507812,5} \\ &= 0,00004318 \quad \text{m} \end{aligned}$$

$$\delta_{\text{ijin}} = \frac{L}{480} \longrightarrow \text{Tabel lendutan ijin maksimum}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{2,5}{480} \\ &= 0,0052 \quad \text{m} \end{aligned}$$

Lendutan yang terjadi :

$$\delta_{\max} < \delta_{\text{ijin}}$$

$$0,00004318 < 0,0052 \dots\dots\dots(\text{aman})$$

### 5.2.2. Analisa Terhadap Pelat Lantai Tepi ( Tanpa Trotoir )

Plat lantai tepi tanpa trotoir diperhitungkan terhadap beban

#### a. Akibat beban mati

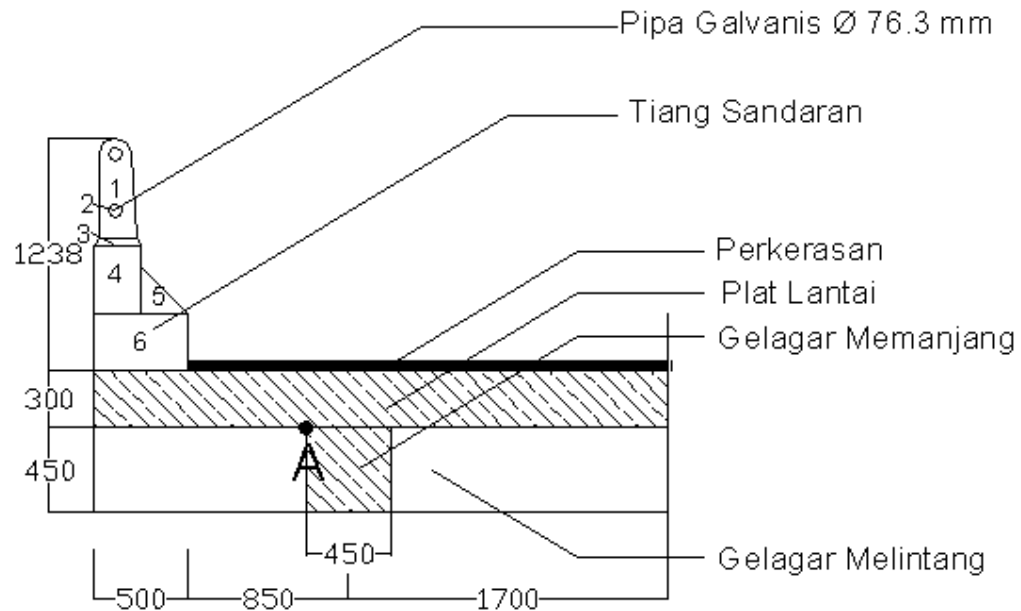
Beban sendiri pelat dan beban yang berada diatas pelat

#### b. Akibat beban hidup

- Beban horisontal ke arah melintang jembatan sebesar  $(P) = 100 \text{ kg/m}$  yang bekerja pada puncak sandaran.
- Beban truck sebesar  $(P) = 10 \text{ T}$ , dianggap beban terpusat

### 1. Perhitungan Momen Lentur Pada Pelat Lantai Tepi ( Tanpa Trotoir )

#### a. Akibat beban mati

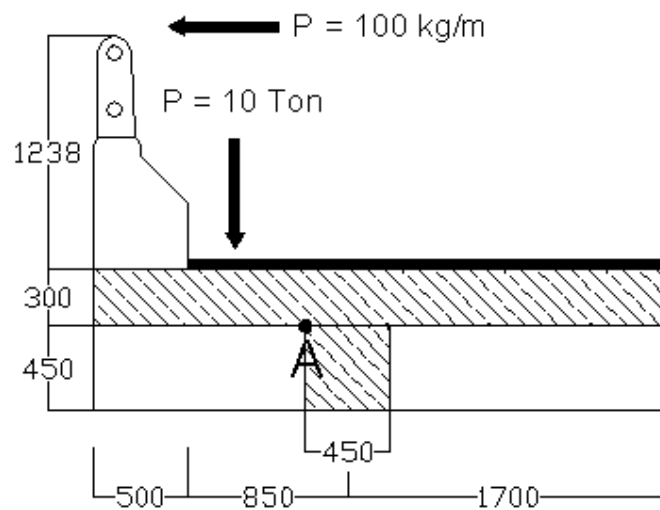


**Gambar 5.5** Beban mati pelat lantai tepi (tanpa trotoir)

**Tabel 5.6** Perhitungan beban mati pelat lantai tepi (tanpa trotoir)

No	Beban	Berat Jenis	W	Lengan	Momen
	Volume (m3)	Kg/m3	Kg	Terhadap A	Kg.m
1	$(0,25+0,17) \times 0,5 \times 0,538 \times 0,12 = 0,0136$	2400	32,54	0,9950	32,376
2	$1 \times 2 \times 0,25 \times 3,14 \times (0,0763^2 - 0,0693^2) = 0,0016$	7850	12,56	1,0119	12,711
3	$1 \times 0,5 \times (0,25+0,3) \times 0,04 = 0,0110$	2400	26,40	0,9750	25,740
4	$1 \times 0,3 \times 0,36 = 0,1080$	2400	259,20	0,9750	252,720
5	$1 \times (0,25 \times 0,2)/2 = 0,0250$	2400	60,00	0,7583	45,498
6	$1 \times 0,3 \times 0,5 = 0,1500$	2400	360,00	0,8750	315,000
	Perkerasan = $1 \times 0,85 \times 0,05 = 0,0425$	2300	97,75	0,3125	30,547
	Pelat lantai = $1 \times 0,3 \times 1,35 = 0,4050$	2400	972,00	0,4500	437,400
	Air hujan = $1 \times 0,05 \times 1,35 = 0,0675$	1000	67,50	0,2000	13,500
	Jumlah		1887,95		1165,491

**b. Akibat beban hidup**



**Gambar 5.6** Beban hidup pelat lantai tepi (tanpa trotoir)

Koefisien kejut (K) :

$$L = 5 \text{ m}$$

$$K = 1 + \left( \frac{20}{(50+5)} \right)$$

$$= 1,3636$$



**Tabel 5.7** Perhitungan beban hidup pelat lantai tepi (tanpa trotoir)

No	Beban	W kg	Lengan Terhadap A	Momen Kgm
1	P (Beban horizontal pada tiang sandaran) = 100 x 1	100	1,538	153,80
2	P (Beban hidup Roda) = 10000 x k	13636	0,375	5113,50
	Jumlah			5267,30

Momen total yang terjadi pada pelat tepi (tanpa trotoir) akibat beban mati dan beban hidup adalah :

$$\begin{aligned}
 M_{Tot} &= M_{DL} + M_{LL} \\
 &= 1165,491 + 5267,3 \\
 &= 6432,791 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Geser total yang terjadi pada pelat tepi (tanpa trotoir) akibat beban mati dan beban hidup adalah :

**Tabel 5.8** Perhitungan gaya geser pelat lantai tepi (tanpa trotoir)

No	Beban	W Kg
1	Berat Sandaran (1+3+4+5+6)	738,14
2	Berat Railing ( 2 )	12,56
3	Berat Pelat	972,00
4	Berat Perkerasan	97,75
5	Air Hujan	42,50
6	Beban Roda	13636,00
	Jumlah	15498,95

## 2. Perhitungan Kapasitas Pelat Lantai Tepi ( Tanpa Trotoir )

Data teknis perencanaan pelat lantai trotoar :

- Mutu beton ( $f^c$ ) = 25 Mpa
- Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 Mpa
- $\phi$  tulangan = 16 mm
- Tebal selimut beton ( $p$ ) = 25 cm (untuk konstruksi lantai yang langsung berhubungan dengan cuaca)  
( SNI 03-2847-2002, hal 42 )

### Kapasitas Momen Penampang

- $M_{Tot} = 6432,791 \text{ kgm} = 64327910 \text{ Nmm}$
- $d = h - p - \frac{1}{2} \phi \text{ tulangan}$   
 $= 300 - 25 - 8 = 267 \text{ mm}$
- $b = 1000 \text{ mm}$
- $A_s = 1340 \text{ mm}^2$
- $a = \frac{A_s x f_y}{0,85 x f'_c x b}$   
 $= \frac{1340 x 400}{0,85 x 25 x 1000}$   
 $= 25,223 \text{ mm}$
- $M_N = A_s x f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$   
 $= 1340 x 400 \left( 267 - \frac{25,223}{2} \right)$   
 $= 136352236 \text{ Nmm}$   
 $= 13,6352236 \text{ Tm}$

$M_{Tot} = 6,43279 \text{ Tm} < M_N = 13,6352 \text{ Tm}$ , sehingga pelat tepi **aman** terhadap momen lentur

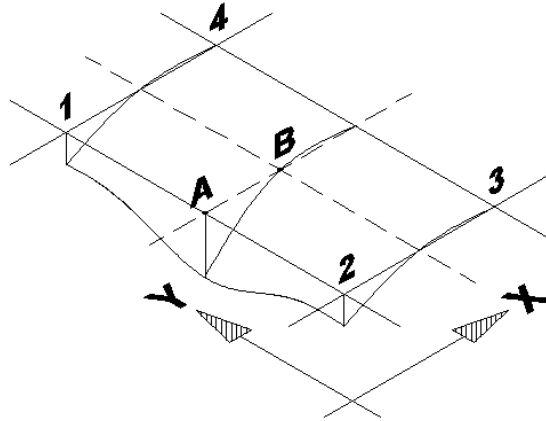
### Kapasitas Geser Penampang

- $V_{\text{Tot}} = 15498,95 \text{ kg} = 154989,5 \text{ N}$
- $V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b d$   
 $= \frac{1}{3} \sqrt{25} \times 1000 \times 267$   
 $= 445000 \text{ N}$
- $V_s = A_v \times f_y \times \left(\frac{d}{s}\right)$   
 $= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \times 400 \times \left(\frac{267}{150}\right)$   
 $= 143156,09 \text{ N}$
- $V_N = V_c + V_s$   
 $= 445000 + 143156,09$   
 $= 588156,09 \text{ N}$   
 $= 58,815609 \text{ T}$

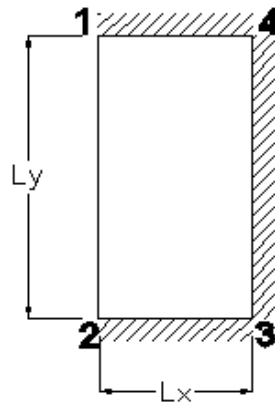
$V_{\text{Tot}} = 15,49895 \text{ T} < V_N = 58,8156 \text{ T}$  , sehingga pelat tepi **aman** terhadap geser lentur

### 3. Kontrol Terhadap Lendutan

#### a. Akibat beban merata



**Gambar 5.7** Perspektif lendutan pelat lantai tepi tanpa trotoir



**Gambar 5.8** Tipe pelat lantai tepi tanpa trotoir

- Menurut S. Timoshenko

$$\delta_{\max} = \frac{K q a^4}{D}$$

$$D = \frac{E_c h^3}{12(1-\mu^2)}$$

$$\mu = \frac{\sqrt{f'_c}}{350} \dots\dots\dots(\text{dalam psi})$$

dimana :

K = Koefisien

q = Beban merata

a = Panjang pelat terpendek ( Lx )

$E_C$  = Modulus elastisitas beton

$$= 4700\sqrt{f'_c}$$

h = Tebal pelat

$\mu$  = Possion ratio ( 0,15 – 0,25 )

- Perhitungan beban q

**Tabel 5. 9** Perhitungan beban q

No	Beban Luas (m2)	Berat Jenis Kg/m3	W Kg/m
2	$2 \times 0,25 \times 3,14 \times (0,0763^2 - 0,0693^2) = 0,0016$	7850	12,56
3	$0,5 \times (0,25+0,3) \times 0,04 = 0,0110$	2400	26,40
4	$0,3 \times 0,36 = 0,1080$	2400	259,20
5	$(0,25 \times 0,2)/2 = 0,0250$	2400	60,00
6	$0,3 \times 0,5 = 0,1500$	2400	360,00
	Jumlah		718,16

$$\begin{aligned} \text{Beban equivqlent} &= \frac{\sum \text{Beban}}{L} \\ &= \frac{718,16}{1,35} \\ &= 513,97 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Beban aspal

$$\begin{aligned} \text{Beban equivalent} &= \frac{0,05 \times 0,85 \times 2300}{1,35} \\ &= 72,407 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Beban No. 1

$$\begin{aligned} \text{Tinggi equivalent} &= \frac{0,538 \times 0,24}{2,5} \\ &= 0,0516 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Beban equivalent} &= \frac{0,0516 \times \frac{1}{2} \times (0,17 + 0,25) \times 2400}{1,35} \\
&= 19,264 \text{ kg/m}^2 \\
\text{Beban pelat} &= 0,3 \times 2400 \\
&= 720 \text{ kg/m}^2 \\
\sum \text{ beban } q &= 513,97 + 72,407 + 19,264 + 720 \\
&= 1325,641 \text{ kg/m}^2
\end{aligned}$$

- Perhitungan lendutan pelat lantai tepi tanpa trotoir

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
q &= 1325,641 + 18518,185 \\
&= 19843,826 \text{ kg/m}^2
\end{aligned}$$

$$L_x = 1,35 \text{ m}$$

$$L_y = 2,5 \text{ m}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = 1,852$$

$$\begin{aligned}
E_c &= 4700 \sqrt{f'_c} \\
&= 23500 \text{ Mpa} \\
&= 235 \times 10^8 \text{ N/m}^2 = 235 \times 10^7 \text{ Kg/m}^2
\end{aligned}$$

$$h = 0,3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
\mu &= \frac{\sqrt{f'_c}}{350} \\
&= \frac{\sqrt{25 \times 10^6}}{350} = 0,172 \approx 0,2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
D &= \frac{E_c h^3}{12(1 - \mu^2)} \\
&= \frac{235 \times 10^7 \times 0,3^3}{12(1 - 0,2^2)} \\
&= 5507812,5 \text{ Kgm}
\end{aligned}$$

**Tabel 5. 10** Lendutan dari pelat persegi panjang yang dibebani secara merata, dimana ketiga tepinya terjepit dan tepi yang keempat bebas.

S. Timoshenko, Teori Pelat dan Cangkang

$\frac{b}{a}$	Titik A	Titik B
	$x = 0, y = b/2$	$x = a/2, y = b/2$
	$w = \alpha_1 \frac{q a^4}{D}$	$w = \alpha_2 \frac{q a^4}{D}$
	$\alpha_1$	$\alpha_2$
0,6	0,00271	0,00129
0,7	0,00292	0,00159
0,8	0,00308	0,00185
0,9	0,00323	0,00209
1,0	0,00333	0,00230
1,25	0,00345	0,00269
1,5	0,00335	0,00290

o Titik A

$K = 0,00335 \longrightarrow$  Tabel 5. 10 Lendutan dari pelat persegi panjang yang dibebani secara merata, dimana ketiga tepinya terjepit dan tepi yang keempat bebas.

S. Timoshenko, Teori Pelat dan Cangkang

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= \frac{K q a^4}{D} \\ &= \frac{0,00335 \times 19843,826 \times 2,5^4}{5507812,5} \\ &= 0,0004715 \quad \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{\text{ijin}} &= \frac{L}{480} \longrightarrow \text{Tabel lendutan ijin maksimum} \\ &= \frac{2,5}{480} \\ &= 0,0052 \quad \text{m} \end{aligned}$$

Lendutan yang terjadi :

$$\delta_{\max} < \delta_{\text{ijin}}$$

$$0,0004715 < 0,0052 \dots\dots\dots(\text{aman})$$

◦ Titik B

$K = 0,00290 \longrightarrow$  Tabel 5. 10 Lendutan dari pelat persegi panjang yang dibebani secara merata, dimana ketiga tepinya terjepit dan tepi yang keempat bebas.

S. Timoshenko, Teori Pelat dan Cangkang

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= \frac{K q a^4}{D} \\ &= \frac{0,00290 \times 19843,826 \times 2,5^4}{5507812,5} \\ &= 0,00040813 \quad \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{\text{ijin}} &= \frac{L}{480} \longrightarrow \text{Tabel lendutan ijin maksimum} \\ &= \frac{2,5}{480} \\ &= 0,0052 \quad \text{m} \end{aligned}$$

Lendutan yang terjadi :

$$\delta_{\max} < \delta_{\text{ijin}}$$

$$0,00040813 > 0,0052 \dots\dots\dots(\text{aman})$$



### 5.2.3. Analisa Terhadap Pelat Lantai Tengah ( Pelat Lantai Kendaraan )

Pelat lantai kendaraan berfungsi sebagai penahan lapisan perkerasan. Pelat lantai kendaraan diasumsikan sebagai pelat yang ditumpu pada keempat sisinya (oleh gelagar memanjang dan gelagar melintang).

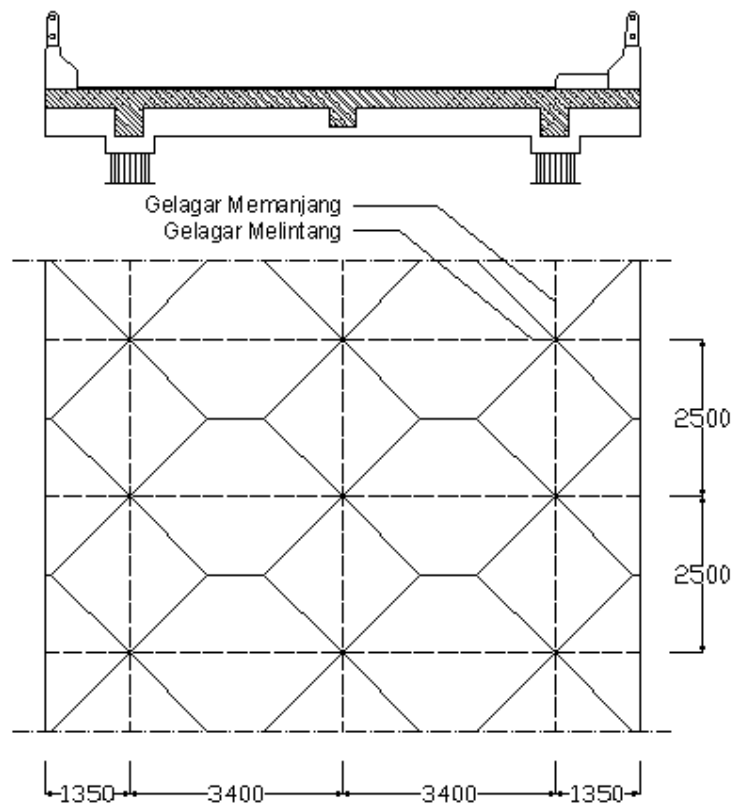
Pembebanan pada pelat lantai kendaraan meliputi :

- Beban mati

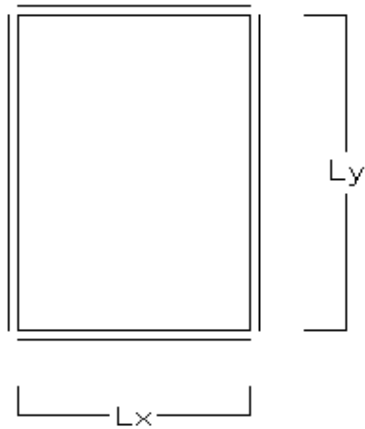
Beban mati terdiri dari berat sendiri pelat, berat perkerasan, dan berat air hujan.

- Beban hidup

Beban hidup pada pelat lantai kendaraan dinyatakan dengan beban  $T$ .



**Gambar 5.9** Denah pembebanan pelat lantai kendaraan



- $L_x = 2500$
- $L_y = 3400$
- $\frac{L_y}{L_x} = \frac{3400}{2500} = 1,36$

Karena  $\frac{l_y}{l_x} < 3$ , maka pelat lantai kendaraan

termasuk pelat dua arah.

(*Dasar-dasar Perencanaan Beton Bertulang, hal 90*)

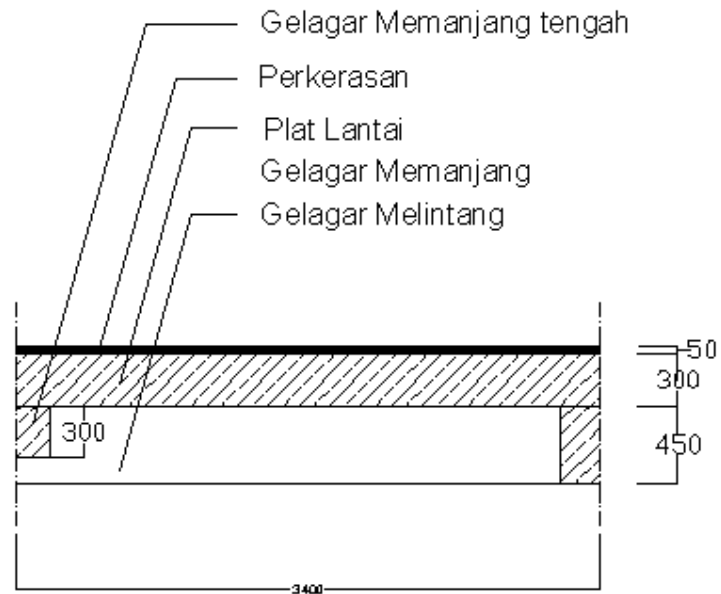
Data teknis pelat lantai kendaraan :

- Mutu beton ( $f^c$ ) = 25 Mpa
- Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 Mpa
- Berat isi beton bertulang =  $2400 \text{ kg/m}^3$
- Berat isi aspal =  $2300 \text{ kg/m}^3$
- Tebal pelat lantai = 30 cm
- Tebal lapis perkerasan = 5 cm
- $\phi$  tulangan = 16 mm
- Tebal selimut beton ( $p$ ) = 25 cm (untuk konstruksi lantai yang langsung berhubungan dengan cuaca)

(*SNI 03-2847-2002, hal 42*)

1. **Perhitungan Momen Lentur Pada Pelat Lantai Tengah ( Pelat Lantai Kendaraan )**

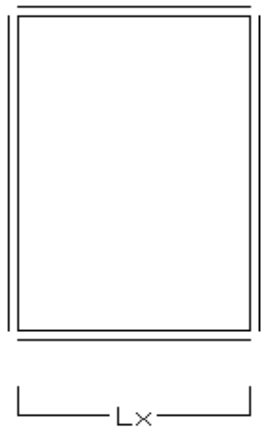
a. **Akibat beban mati**



**Gambar 5.10** Beban mati pelat lantai kendaraan

**Tabel 5.11** Perhitungan beban mati pelat lantai kendaraan

No	Beban	Berat Jenis Kg/m <sup>3</sup>	W Kg/m <sup>2</sup>
1	Perkerasan = 0,05	2300	115
2	Pelat lantai = 0,30	2400	720
3	Air hujan = 0,05	1000	50
	Jumlah		885



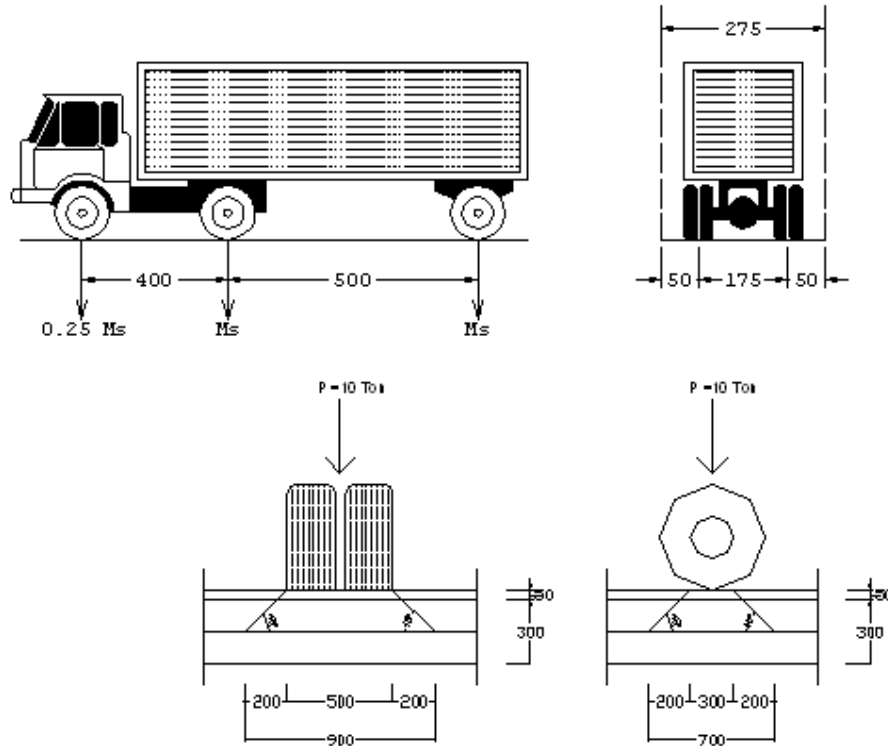
- $M_{ix} = 0,001 \times Wu \times lx^2 \times x$
- $M_{iy} = 0,001 \times Wu \times lx^2 \times x$
- $M_{tx} = -0,001 \times Wu \times lx^2 \times x$
- $M_{ty} = -0,001 \times Wu \times lx^2 \times x$

*(Dasar-dasar Perencanaan Beton Bertulang, hal 90)*

- $M_{ix} = 0,001 \times Wu \times lx^2 \times x$   
 $= 0,001 \times 885 \times 2,5^2 \times 40,4$   
 $= 223,4625 \text{ kgm}$
- $M_{iy} = 0,001 \times Wu \times lx^2 \times x$   
 $= 0,001 \times 885 \times 2,5^2 \times 18,8$   
 $= 103,9875 \text{ kgm}$
- $M_{tx} = -0,001 \times Wu \times lx^2 \times x$   
 $= -0,001 \times 885 \times 2,5^2 \times 70,2$   
 $= -388,29375 \text{ kgm}$
- $M_{ty} = -0,001 \times Wu \times lx^2 \times x$   
 $= -0,001 \times 885 \times 2,5^2 \times 54,8$   
 $= -303,1125 \text{ kgm}$

**b. Akibat beban hidup**

Untuk perhitungan kekuatan lantai kendaraan atau sistem lantai kendaraan jembatan harus digunakan beban  $T$ , yaitu beban yang merupakan kendaraan truk yang mempunyai beban roda ganda (*dual wheel load*) sebesar 10 ton.



**Gambar 5.11** Beban  $T$

- Beban hidup  $T = 10 \text{ Ton} = 10000 \text{ kg}$
- Bidang kontak pada sumbu pelat

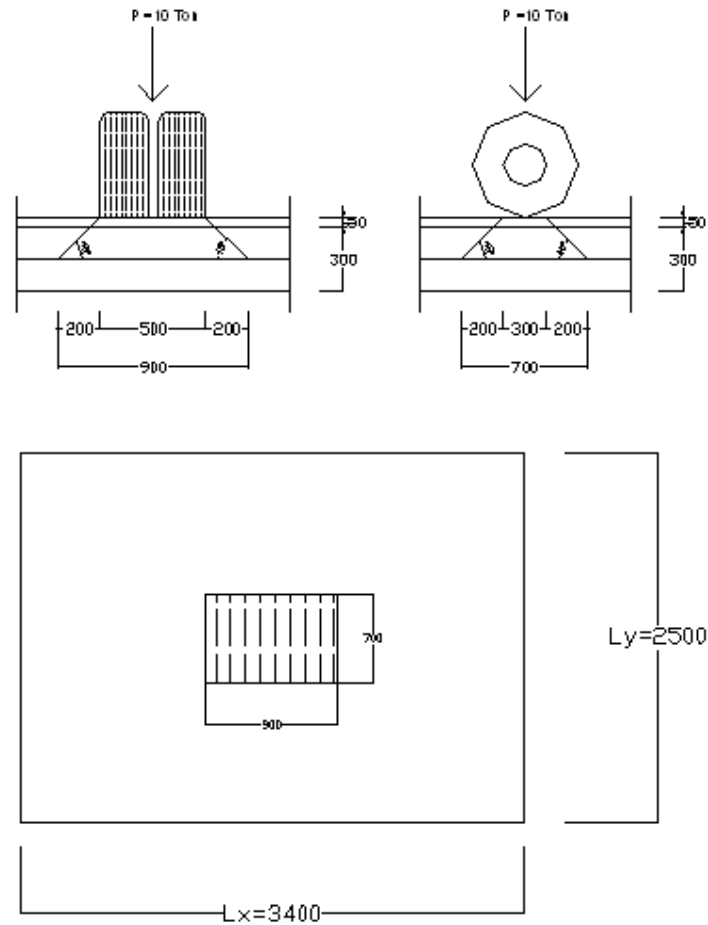
$$t_x = (50 + (2 \times 20)) = 90 \text{ cm} = 0,9 \text{ m}$$

$$t_y = (30 + (2 \times 20)) = 70 \text{ cm} = 0,7 \text{ m}$$

- Penyebaran beban  $T'$

$$T' = \frac{10000}{0,9 \times 0,7} = 15873,0158 \text{ kg/m}^2$$

1. Kondisi I (satu roda ditengah pelat)



Gambar 5.12 Penyebaran beban T pada kondisi I

- $t_x = 0,9 \text{ m}$                        $\frac{t_x}{l_x} = \frac{0,9}{3,4} = 0,265$
- $t_y = 0,7 \text{ m}$                        $\Rightarrow$
- $l_x = 3,4 \text{ m}$                        $\frac{t_y}{l_x} = \frac{0,7}{3,4} = 0,206$
- $l_y = 2,5 \text{ m}$

Dari tabel Bittner diperoleh :

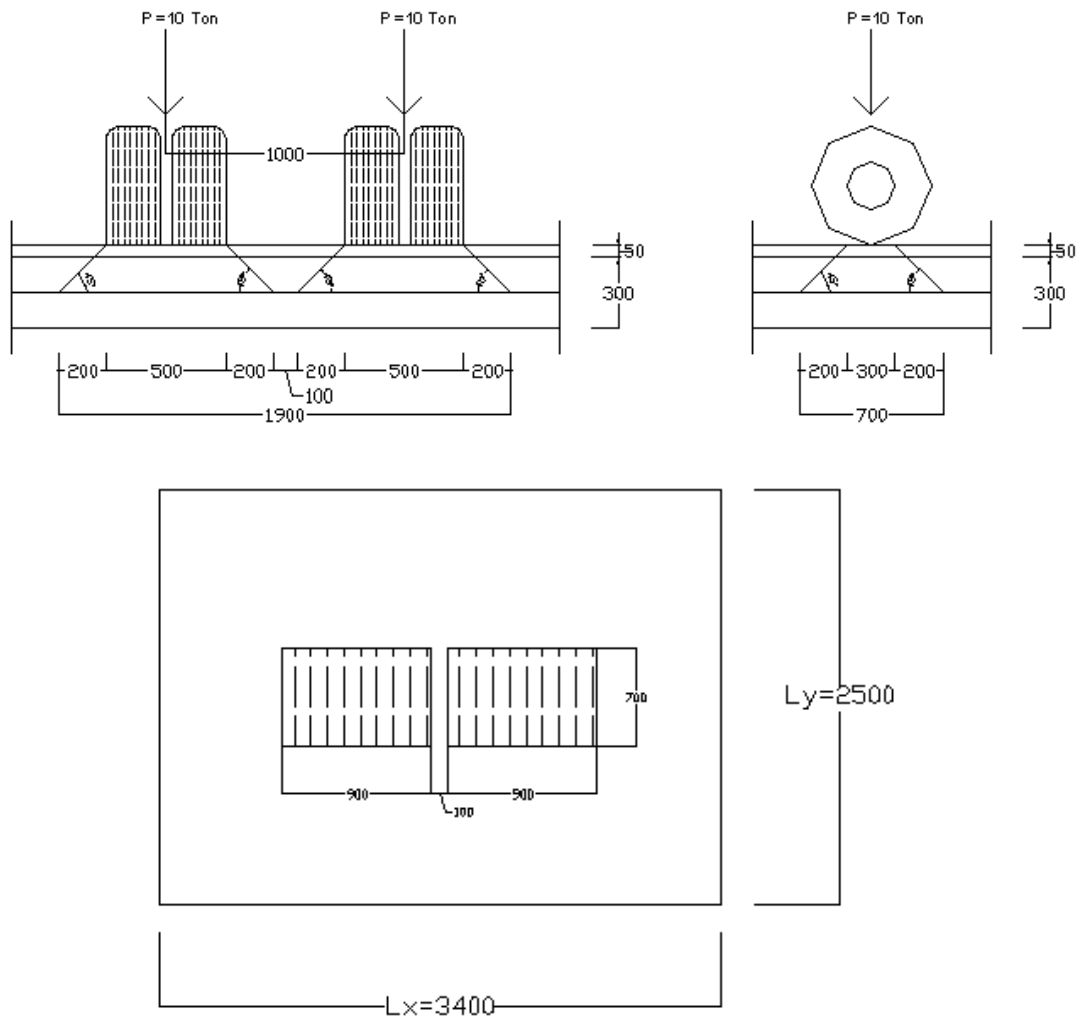
$$f_{xm} = 0,2103$$

$$f_{ym} = 0,1198$$

Momen maksimum pada kondisi 1 (satu roda ditengah pelat) :

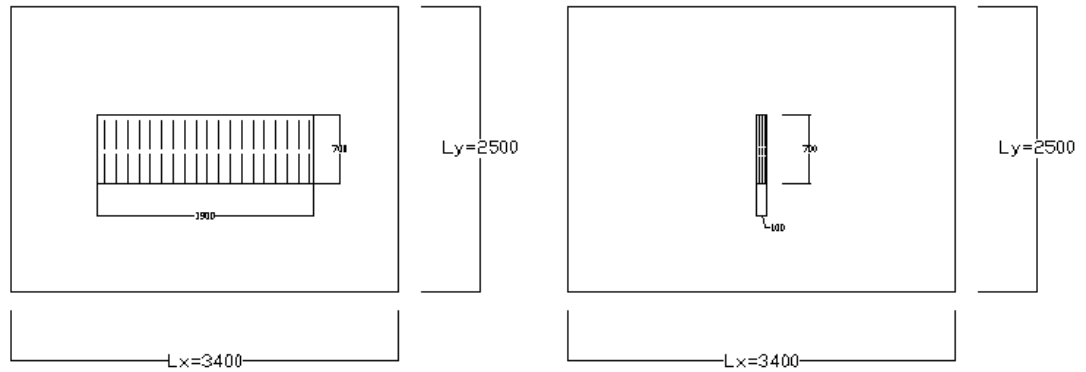
$$\begin{aligned}
 M_{xm} &= f_{xm} \times T' \times tx \times ty \times 1 \text{ m} \\
 &= 0,2103 \times 15873,0158 \times 0,9 \times 0,7 \\
 &= 2102,9999 \text{ kgm} \\
 M_{ym} &= f_{ym} \times T' \times tx \times ty \times 1 \text{ m} \\
 &= 0,1198 \times 15873,0158 \times 0,9 \times 0,7 \\
 &= 1197,9999 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

**2. Kondisi II (dua roda berdekatan)**

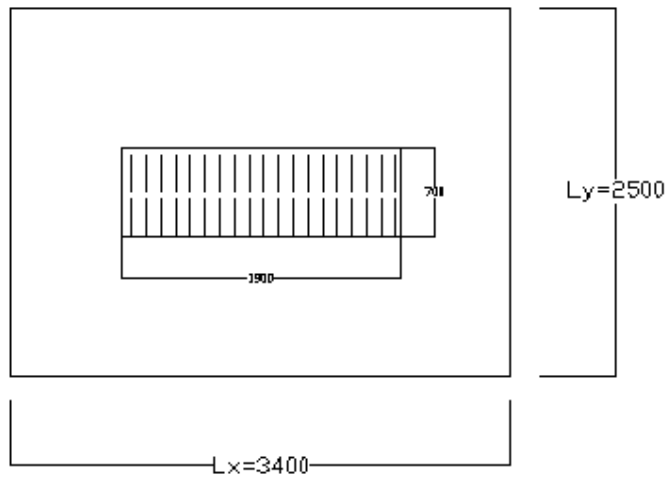


**Gambar 5.13** Penyebaran beban T pada kondisi 2

Luas bidang kontak diatas dapat dihitung menjadi 2 bagian, yaitu :



▪ **Bagian 1**



- $t_x = 1,90 \text{ m}$        $\frac{t_x}{l_x} = \frac{1,9}{3,4} = 0,558$
- $t_y = 0,7 \text{ m}$        $\Rightarrow$
- $l_x = 3,4 \text{ m}$        $\frac{t_y}{l_x} = \frac{0,7}{3,4} = 0,206$
- $l_y = 2,5 \text{ m}$

Dari tabel Bittner diperoleh :

$$f_{xm} = 0,1803$$

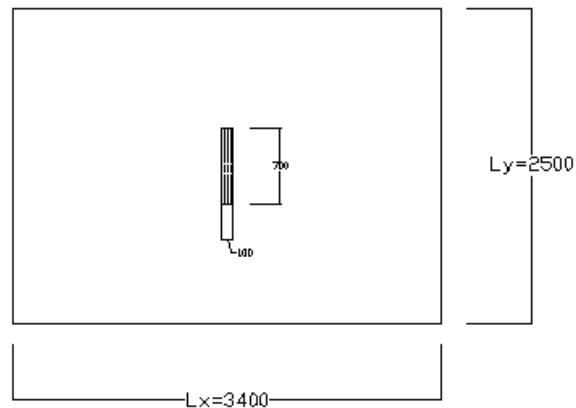
$$f_{ym} = 0,0619$$



Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned}M_{x_{m1}} &= f_{x_{m1}} \times T' \times t_x \times t_y \times 1 \text{ m} \\ &= 0,1803 \times 15873,0158 \times 1,9 \times 0,7 \\ &= 3806,3333 \text{ kgm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{y_{m1}} &= f_{y_{m1}} \times T' \times t_x \times t_y \times 1 \text{ m} \\ &= 0,0619 \times 15873,0158 \times 1,9 \times 0,7 \\ &= 1306,7777 \text{ kgm}\end{aligned}$$



▪ **Bagian 2**

- $t_x = 0,1 \text{ m}$        $\frac{t_x}{l_x} = \frac{0,1}{3,4} = 0,029 \approx 0,05$
- $t_y = 0,7 \text{ m}$        $\Rightarrow$
- $l_x = 3,4 \text{ m}$        $\frac{t_y}{l_x} = \frac{0,7}{3,4} = 0,206$
- $l_y = 2,5 \text{ m}$

Dari tabel Bittner diperoleh :

$$f_{x_{m1}} = 0,2326$$

$$f_{y_{m1}} = 0,1965$$

Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned}M_{xm2} &= f_{xm} \times T' \times tx \times ty \times 1 \text{ m} \\ &= 0,2326 \times 15873,0158 \times 0,1 \times 0,7 \\ &= 258,4444 \text{ kgm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{ym2} &= f_{ym} \times T' \times tx \times ty \times 1 \text{ m} \\ &= 0,1965 \times 15873,0158 \times 0,1 \times 0,7 \\ &= 218,3333 \text{ kgm}\end{aligned}$$

Momen maksimum pada kondisi 2 :

$$\begin{aligned}M_{xm} &= M_{xm1} - M_{xm2} \\ &= 3806,3333 - 258,4444 \\ &= 3547,8889 \text{ kgm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{ym} &= M_{ym1} - M_{ym2} \\ &= 1306,7777 - 218,3333 \\ &= 1088,4444 \text{ kgm}\end{aligned}$$

Momen maksimum pada kondisi 1 (satu roda ditengah pelat) :

$$M_{xm} = 2102,9999 \text{ kgm}$$

$$M_{ym} = 1197,9999 \text{ kgm}$$

Momen maksimum pada kondisi 2 (dua roda berdekatan) :

$$M_{xm} = 3547,8889 \text{ kgm}$$

$$M_{ym} = 1088,4444 \text{ kgm}$$

Momen maksimum akibat beban hidup T diambil dari momen terbesar pada kondisi 1 dan kondisi 2. Momen total yang terjadi pada pelat tengah akibat beban mati dan beban hidup adalah :

$$\begin{aligned}M_X &= M_{xDL} + M_{xLL} \\ &= 223,4625 + 3547,8889 \\ &= 3771,3514 \text{ kgm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_Y &= M_{yDL} + M_{yLL} \\ &= 103,9875 + 1197,9999 \\ &= 1301,9874 \text{ kgm}\end{aligned}$$

## 2. Perhitungan Kapasitas Pelat Lantai Kendaraan

Data teknis perencanaan pelat lantai kendaraan :

- Mutu beton ( $f'_c$ ) = 25 Mpa
- Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 Mpa
- $\phi$  tulangan = 16 mm
- Tebal selimut beton ( $p$ ) = 25 cm (untuk konstruksi lantai yang langsung berhubungan dengan cuaca)  
(SNI 03-2847-2002, hal 42)

### Kapasitas Momen Penampang

#### 1. Tulangan Pada Arah Lx

- $M_x = 2908,4025 \text{ kgm} = 29084025 \text{ Nmm}$

- $d = h - p - \frac{1}{2} \phi \text{ tulangan}$   
 $= 300 - 25 - 8 = 267 \text{ mm}$

- $b = 1000 \text{ mm}$

- $A_s = 1340 \text{ mm}^2$

- $a = \frac{A_s x f_y}{0,85 x f'_c x b}$   
 $= \frac{1340 x 400}{0,85 x 25 x 1000}$   
 $= 25,223 \text{ mm}$

- $M_U = A_s x f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$   
 $= 1340 x 400 \left( 267 - \frac{25,223}{2} \right)$   
 $= 136352236 \text{ Nmm}$   
 $= 13,6352236 \text{ Tm}$

$M_{Tot} = 3,7713514 \text{ Tm} < M_U = 13,6352 \text{ Tm}$ , sehingga pelat tengah **aman** terhadap momen lentur

## 2. Tulangan Pada Arah Ly

- $M_Y = 2116,5225 \text{ kgm} = 21165225 \text{ Nmm}$

- $d = h - p - \phi_{tul} - \left(\frac{1}{2}\phi\right)$   
 $= 300 - 25 - 16 - 8 = 251 \text{ mm}$

- $b = 1000 \text{ mm}$

- $A_s = 1340 \text{ mm}^2$

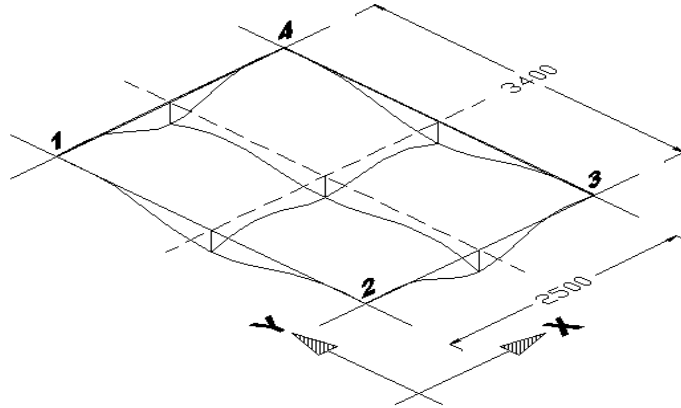
- $a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b}$   
 $= \frac{1340 \times 400}{0,85 \times 25 \times 1000}$   
 $= 25,223 \text{ mm}$

- $M_U = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$   
 $= 1340 \times 400 \left(251 - \frac{25,223}{2}\right)$   
 $= 127776236 \text{ Nmm}$   
 $= 12,7776236 \text{ Tm}$

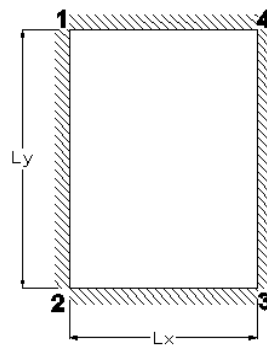
$M_{Tot} = 1,3019874 \text{ Tm} < M_U = 12,7776 \text{ Tm}$ , sehingga pelat tengah **aman** terhadap momen lentur

### 3. Kontrol Terhadap Lendutan

#### a. Akibat beban merata



Gambar 5.14 Perspektif lendutan pelat lantai kendaraan akibat beban merata



Gambar 5.15 Tipe pelat lantai kendaraan

- Menurut S. Timoshenko

$$\delta_{\max} = \frac{K q a^4}{D}$$

$$D = \frac{E_c h^3}{12(1-\mu^2)}$$

$$\mu = \frac{\sqrt{f'_c}}{350} \dots\dots\dots(\text{dalam psi})$$

dimana :

K = Koefisien

D = Ketegaran pelat

q = Beban merata

a = Panjang pelat terpendek ( Lx )

$E_C = \text{Modulus elastisitas beton} = 4700\sqrt{f'_c}$

h = Tebal pelat

$\mu = \text{Poison ratio} ( 0,15 - 0,25 )$

◦ Perhitungan lendutan pelat lantai kendaraan

$f'_c = 25 \text{ Mpa}$

$q = 885 \text{ kg/m}^2$

$L_x = 2,5 \text{ m}$

$L_y = 3,4 \text{ m}$

$\frac{L_y}{L_x} = 1,36$

$E_C = 4700\sqrt{f'_c}$   
 $= 23500 \text{ N/mm}^2$   
 $= 235 \times 10^8 \text{ N/m}^2 = 235 \times 10^7 \text{ Kg/m}^2$

$h = 0,3 \text{ m}$

$\mu = \frac{\sqrt{f'_c}}{350} \dots\dots\dots(\text{dalam psi})$

$= \frac{\sqrt{\frac{25 \times 10^6}{6895}}}{350} = 0,172 \approx 0,2$

$D = \frac{E_C h^3}{12(1 - \mu^2)}$   
 $= \frac{235 \times 10^7 \times 0,3^3}{12(1 - 0,2^2)}$   
 $= 5507812,5 \text{ Kgm}$

**Tabel 5. 12** Lendutan dari pelat persegi panjang yang dibebani secara merata, dimana tepi-tepinya terjepit.

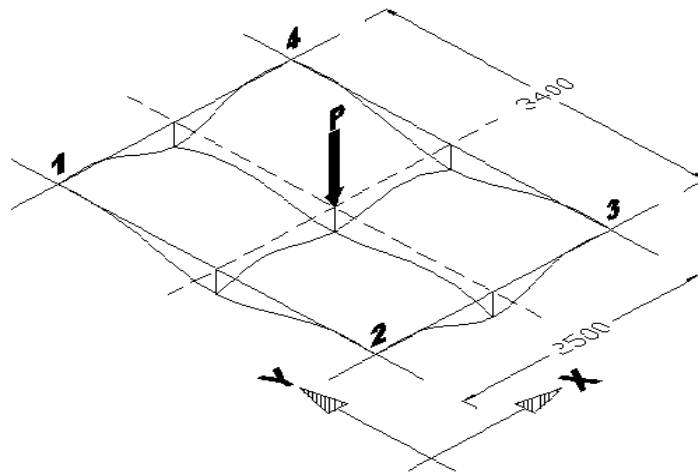
S. Timoshenko, Teori Pelat dan Cangkang

$\frac{b}{a}$	$w$
1,0	0,00126 q a <sup>4</sup> / D
1,1	0,00150 q a <sup>4</sup> / D
1,2	0,00172 q a <sup>4</sup> / D
1,3	0,00191 q a <sup>4</sup> / D
1,4	0,00207 q a <sup>4</sup> / D
1,5	0,00220 q a <sup>4</sup> / D
1,6	0,00230 q a <sup>4</sup> / D
1,7	0,00238 q a <sup>4</sup> / D
1,8	0,00245 q a <sup>4</sup> / D
1,9	0,00249 q a <sup>4</sup> / D
2,0	0,00254 q a <sup>4</sup> / D
∞	0,00260 q a <sup>4</sup> / D

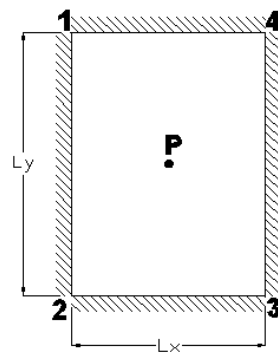
K = 0,002006 → Tabel 5. 12 Lendutan dari pelat persegi panjang yang dibebani secara merata dimana tepi-tepinya terjepit  
S. Timoshenko, Teori Pelat dan Cangkang

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= \frac{K q a^4}{D} \\ &= \frac{0,002006 \times 885 \times 2,5^4}{5507812,5} \\ &= 0,00001259 \text{ m} \end{aligned}$$

b. Akibat beban hidup P ditengah pelat



Gambar 5.16 Perspektif lendutan pelat lantai kendaraan akibat beban hidup P ditengah pelat



Gambar 5.17 Tipe pelat lantai kendaraan akibat beban hidup P ditengah pelat

◦ Menurut S. Timoshenko

$$\delta_{\max} = \frac{K x P x a^2}{D}$$

$$D = \frac{E_c h^3}{12(1 - \mu^2)}$$

$$\mu = \frac{\sqrt{f'_c}}{350} \dots\dots\dots(\text{dalam psi})$$



- Perhitungan lendutan pelat lantai kendaraan akibat beban hidup  $P$  ditengah pelat

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$P = 10 \text{ Ton}$$

$$L_x = 2,5 \text{ mm}$$

$$L_y = 3,4 \text{ mm}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = 1,36$$

$$\begin{aligned} E_c &= 4700\sqrt{f'_c} \\ &= 23500 \text{ N/mm}^2 \\ &= 235 \times 10^8 \text{ N/m}^2 = 235 \times 10^7 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$h = 0,3 \text{ m}$$

$$\mu = 0,2$$

$$\begin{aligned} D &= \frac{E_c h^3}{12(1-\mu^2)} \\ &= \frac{235 \times 10^7 \times 0,3^3}{12(1-0,2^2)} \\ &= 5507812,5 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

**Tabel 5. 13** Lendutan dari pelat persegi panjang yang dibebani terpusat di tengah pelat, dimana tepi-tepinya terjepit.

S. Timoshenko, Teori Pelat dan Cangkang

$\frac{b}{a}$	$w$
1,0	0,00560 $P a^2 / D$
1,2	0,00674 $P a^2 / D$
1,4	0,00691 $P a^2 / D$
1,6	0,00712 $P a^2 / D$
1,8	0,00720 $P a^2 / D$
2,0	0,00722 $P a^2 / D$
$\infty$	0,00725 $P a^2 / D$

$K = 0,00682 \longrightarrow$  Tabel 5. 13 Lendutan dari pelat persegi panjang yang dibebani terpusat ditengah pelat dimana tepi-tepinya terjepit  
 S. Timoshenko, Teori Pelat dan Cangkang

$$\begin{aligned}
 \delta_{\max} &= \frac{K x P x a^2}{D} \\
 &= \frac{0,00682 x 10000 x 2,5^2}{5507812,5} \\
 &= 0,0000774 \quad \text{m}
 \end{aligned}$$

Lendutan total yang terjadi :

$$\begin{aligned}
 \delta &= 0,00001259 + 0,0000774 \\
 &= 0,00008999 \quad \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \delta_{\text{ijin}} &= \frac{L}{480} \longrightarrow \text{Tabel lendutan ijin maksimum} \\
 &= \frac{2,5}{480} \\
 &= 0,005 \quad \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\delta_{\max} < \delta_{\text{ijin}} \dots \dots \dots (\text{aman})$$

#### 5.2.4. Analisa Terhadap Struktur Jembatan

Struktur jembatan harus ditinjau terhadap pembebanan dan gaya yang mungkin bekerja. Pada jembatan Kali Tenggang, beban dan gaya yang ditinjau antara lain :

1. Beban mati
2. Beban hidup
3. Beban kejut
4. gaya akibat tekanan tanah lateral

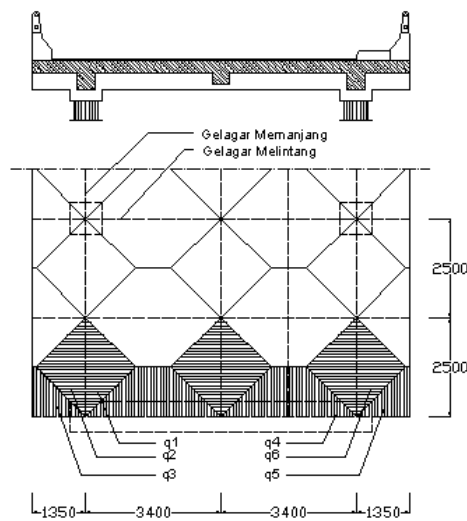
##### a. Perhitungan Beban

##### 1. Perhitungan Beban Mati

Beban-beban yang bekerja pada gelagar adalah :

Beban mati, meliputi :

1. Berat sendiri gelagar
2. Beban beton sandaran
3. Beban pipa sandaran
4. Beban trotoir
5. Beban plat lantai
6. Beban lapis perkerasan
7. Beban air hujan



**Gambar 5.18** Pembebanan beban mati merata gelagar

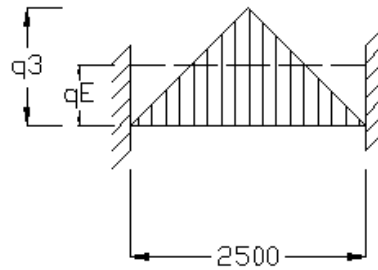
a. Beban  $q_1$

$q_d$  = Beban merata pada pelat lantai kendaraan

Beban  $q_1$  =  $q_d \times$  tinggi

$$= 885 \times 1,25$$

$$= 1106,25 \text{ kg/m}$$



**Gambar 5.19** Beban  $q_1$

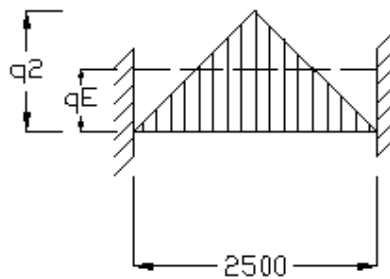
b. Beban  $q_2$

$q_d$  = Beban merata pada pelat lantai ( tanpa trotoir )

Beban  $q_2$  =  $q_d \times$  tinggi

$$= 1325,641 \times 1,25$$

$$= 1657,051 \text{ kg/m}$$



**Gambar 5.20** Beban  $q_2$

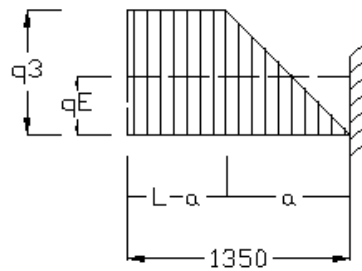
c. Beban  $q_3$

$q_d$  = Beban merata pada pelat lantai ( tanpa trotoir )

Beban  $q_3$  =  $q_d \times$  tinggi

$$= 1325,641 \times 1,25$$

$$= 1657,051 \text{ kg/m}$$



**Gambar 5.21** Beban  $q_3$

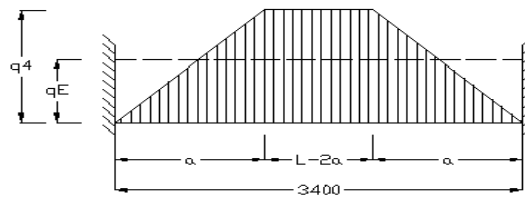
d. Beban  $q_4$

$q_d$  = Beban merata pada pelat lantai kendaraan

Beban  $q_4$  =  $q_d \times$  tinggi

=  $885 \times 1,25$

=  $1106,25 \text{ kg/m}$



**Gambar 5.22** Beban  $q_4$

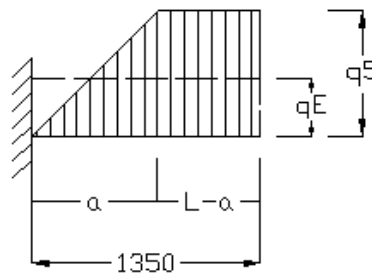
e. Beban  $q_5$

$q_d$  = Beban merata pada pelat lantai ( tanpa trotoir )

Beban  $q_5$  =  $q_d \times$  tinggi

=  $1599,53 \times 1,25$

=  $1999,413 \text{ kg/m}$



**Gambar 5.23** Beban  $q_5$

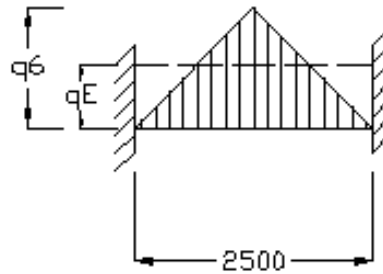
f. Beban  $q_6$

$q_d$  = Beban merata pada pelat lantai ( ada trotoir )

Beban  $q_6$  =  $q_d \times$  tinggi

$$= 1599,53 \times 1,25$$

$$= 1999,413 \text{ kg/m}$$



**Gambar 5.24** Beban  $q_6$

## 2. Perhitungan Beban Hidup

Beban hidup meliputi :

a. Beban D (Beban  $q$  dan  $P$ )

b. Beban hidup pada trotoir

### a. Beban D

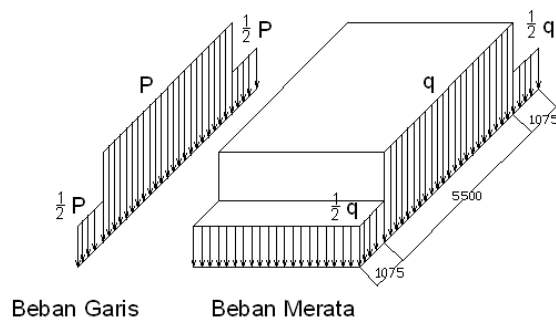
Bentang ( $L$ ) = 5 m

$q$  = 2,2 T/m panjang

$P$  = 12 Ton

Koefisien kejut ( $K$ ) :  $K = 1 + \left( \frac{20}{(50+5)} \right)$

$$= 1,3636$$



**Gambar 5.25** Ketentuan penggunaan beban D

- Beban terbagi rata ( q )
  - Beban terbagi rata bekerja sepanjang gelagar melintang untuk lebar 5,5 m

$$q'_1 = \frac{q \times 2,5}{2,75} = \frac{2,2 \times 2,5}{2,75} = 2,0 \text{ t/m} = 2000 \text{ kg/m}$$

- Beban terbagi rata untuk lebar sisanya (50% dari q<sub>1</sub>)

$$q'_2 = 50\% \times q_1 = 50\% \times 2,0 = 1,0 \text{ t/m} = 1000 \text{ kg/m}$$

- Beban terbagi rata pada trotoar

$$q'_3 = 60\% \times (2,5 \times 0,5) = 0,75 \text{ t/m} = 750 \text{ kg/m}$$

- Beban garis P

- Beban P bekerja sepanjang gelagar melintang untuk lebar 5,5 m

$$P'_1 = \frac{P}{2,75} \times K = \frac{12}{2,75} \times 1,3636 = 5,952 \text{ t/m} = 5952 \text{ kg/m}$$

- Beban P untuk lebar sisanya (50% dari P<sub>1</sub>)

$$P'_2 = 50\% \times P_1 = 50\% \times 5,952 = 2,976 \text{ t/m} = 2976 \text{ kg/m}$$

### 3. Gaya Lateral Pada Tiang Pancang

Pada analisis perhitungan gaya dalam ini, tumpuan pegas dipasang pada setiap kedalaman 2 m. Perhitungan konstanta pegas arah vertical dan horizontal adalah sbb :

Data-data :

- pile  $\varnothing_L = 60 \text{ cm}$
- $B = \frac{1}{2} \text{ keliling } \varnothing_L$   
 $= \frac{1}{2} \pi (0,6 \text{ m})$   
 $= 0,9424 \text{ m}$
- $E_f = 4700\sqrt{25}$   
 $= 23500 \text{ Mpa}$   
 $= 235 \times 10^8 \text{ N/m}^2$
- $I_f = \frac{1}{64} \pi D^4$   
 $= \frac{1}{64} \pi 0,6^4 = 6,3617 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

$$\begin{aligned}
\bullet \quad k'_s &= 0,65 \times \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_f I_f}} \times \frac{E_s}{1 - \mu^2} \\
&= 0,65 \times \sqrt[12]{\frac{E_s \times 0,9424^4}{235 \times 10^8 \times 6,3617 \times 10^{-3}}} \times \frac{E_s}{1 - \mu^2} \\
&= 0,65 \times \sqrt[12]{5,2759 \times 10^{-9} E_s} \times \frac{E_s}{1 - \mu^2}
\end{aligned}$$

1. Kedalaman tanah ( $\pm 0,0 - 0,5$  m)  $\rightarrow$  lempung sangat lunak

$$E_s = 8,5 \text{ MPa (lempung sangat lunak)}$$

$$= 8,5 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\mu = 0,2 \text{ (lempung tak jenuh)}$$

$$k'_s = 0,65 \times \sqrt[12]{5,2759 \times 10^{-9} E_s} \times \frac{E_s}{1 - \mu^2}$$

$$= 0,65 \times \sqrt[12]{5,2759 \times 10^{-9} \times 8,5 \times 10^6} \times \frac{8,5 \times 10^6}{1 - 0,2^2}$$

$$= 4443283,32 \text{ N/m}^2$$

$$= 444328,332 \text{ kg/m}^2$$

$$k_{sv} = k_s = \frac{1,2 k'_s}{B}$$

$$= \frac{1,2 \times 444328,332 \text{ kg/m}^2}{0,9424 \text{ m}}$$

$$= 565783,105 \text{ kg/m}^3$$

$$k_{sh} = 2 k_{sv} = 1131566,210 \text{ kg/m}^3$$

2. Kedalaman tanah ( $- 0,5 - 6,5$  m)  $\rightarrow$  lempung sangat lunak

$$E_s = 8,5 \text{ MPa (lempung sangat lunak)}$$

$$= 8,5 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\mu = 0,45 \text{ (lempung jenuh)}$$



$$\begin{aligned}
k'_s &= 0,65 \times \sqrt[12]{5,2759 \times 10^{-9} E_s} \times \frac{E_s}{1 - \mu^2} \\
&= 0,65 \times \sqrt[12]{5,2759 \times 10^{-9} \times 8,5 \times 10^6} \times \frac{8,5 \times 10^6}{1 - 0,45^2} \\
&= 5348654,53 \text{ N/m}^2 \\
&= 534865,453 \text{ kg/m}^2 \\
k_{sv} &= k_s = \frac{1,2k'_s}{B} \\
&= \frac{1,2 \times 534865,453 \text{ kg/m}^2}{0,9424 \text{ m}} \\
&= 681068,064 \text{ kg/m}^3 \\
k_{sh} &= 2 k_{sv} = 1362136,127 \text{ kg/m}^3
\end{aligned}$$

3. Kedalaman tanah (– 6,5 – 9,5 m ) → lempung sangat lunak

$$\begin{aligned}
E_s &= 10 \text{ MPa (lempung sangat lunak)} \\
&= 10 \times 10^6 \text{ N/m}^2 \\
\mu &= 0,45 \text{ (lempung jenuh)} \\
k'_s &= 0,65 \times \sqrt[12]{5,2759 \times 10^{-9} E_s} \times \frac{E_s}{1 - \mu^2} \\
&= 0,65 \times \sqrt[12]{5,2759 \times 10^{-9} \times 10 \times 10^6} \times \frac{10 \times 10^6}{1 - 0,45^2} \\
&= 6378335,77 \text{ N/m}^2 \\
&= 637833,577 \text{ kg/m}^2 \\
k_{sv} &= k_s = \frac{1,2k'_s}{B} \\
&= \frac{1,2 \times 637833,577 \text{ kg/m}^2}{0,9424 \text{ m}} \\
&= 812181,974 \text{ kg/m}^3 \\
k_{sh} &= 2 k_{sv} = 1624363,949 \text{ kg/m}^3
\end{aligned}$$

4. Kedalaman tanah (-9,5 – 18,5 m) → lempung lunak

$$E_s = 15 \text{ MPa (lempung lunak)}$$

$$= 15 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\mu = 0,45 \text{ (lempung jenuh)}$$

$$k'_s = 0,65 \times \sqrt[12]{5,2759 \times 10^{-9} E_s} \times \frac{E_s}{1 - \mu^2}$$

$$= 0,65 \times \sqrt[12]{5,2759 \times 10^{-9} \times 15 \times 10^6} \times \frac{15 \times 10^6}{1 - 0,45^2}$$

$$= 9896301,28 \text{ N/m}^2$$

$$= 989630,128 \text{ kg/m}^2$$

$$k_{sv} = k_s = \frac{1,2k'_s}{B}$$

$$= \frac{1,2 \times 989630,128 \text{ kg / m}^2}{0,9424 \text{ m}}$$

$$= 1260140,231 \text{ kg/m}^3$$

$$k_{sh} = 2 k_{sv} = 2520280,463 \text{ kg/m}^3$$

5. Kedalaman tanah (- 18,5 – 27,5 m) → lempung agak keras

$$E_s = 32,5 \text{ MPa (lempung sedang)}$$

$$= 32,5 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\mu = 0,45 \text{ (lempung jenuh)}$$

$$k'_s = 0,65 \times \sqrt[12]{5,2759 \times 10^{-9} E_s} \times \frac{E_s}{1 - \mu^2}$$

$$= 0,65 \times \sqrt[12]{5,2759 \times 10^{-9} \times 32,5 \times 10^6} \times \frac{32,5 \times 10^6}{1 - 0,45^2}$$

$$= 22869026,91 \text{ N/m}^2$$

$$= 2286902,691 \text{ kg/m}^2$$

$$k_{sv} = k_s = \frac{1,2k'_s}{B}$$

$$= \frac{1,2 \times 2286902,691 \text{ kg / m}^2}{0,9424 \text{ m}}$$

$$= 2912015,312 \text{ kg/m}^3$$

$$k_{sh} = 2 k_{sv} = 5824030,623 \text{ kg/m}^3$$

6. Kedalaman tanah (– 27,5 – 30 m) → lempung berpasir

$$E_s = 137,5 \text{ MPa (lempung berpasir)}$$

$$= 137,5 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\mu = 0,25 \text{ (lempung berpasir)}$$

$$k'_s = 0,65 \times \sqrt[12]{5,2759 \times 10^{-9} E_s} \times \frac{E_s}{1 - \mu^2}$$

$$= 0,65 \times \sqrt[12]{5,2759 \times 10^{-9} \times 137,5 \times 10^6} \times \frac{137,5 \times 10^6}{1 - 0,25^2}$$

$$= 92817111,63 \text{ N/m}^2$$

$$= 9281711,163 \text{ kg/m}^2$$

$$k_{sv} = k_s = \frac{1,2k'_s}{B}$$

$$= \frac{1,2 \times 9281711,163 \text{ kg/m}^2}{0,9424 \text{ m}}$$

$$= 11818817,271 \text{ kg/m}^3$$

$$k_{sh} = 2 k_{sv} = 23637634,542 \text{ kg/m}^3$$

7. Kedalaman tanah (– 30 – 39 m) → lempung keras

$$E_s = 75 \text{ MPa (lempung keras)}$$

$$= 75 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\mu = 0,45 \text{ (lempung jenuh)}$$

$$k'_s = 0,65 \times \sqrt[12]{5,2759 \times 10^{-9} E_s} \times \frac{E_s}{1 - \mu^2}$$

$$= 0,65 \times \sqrt[12]{5,2759 \times 10^{-9} \times 75 \times 10^6} \times \frac{75 \times 10^6}{1 - 0,45^2}$$

$$= 56583578,92 \text{ N/m}^2$$

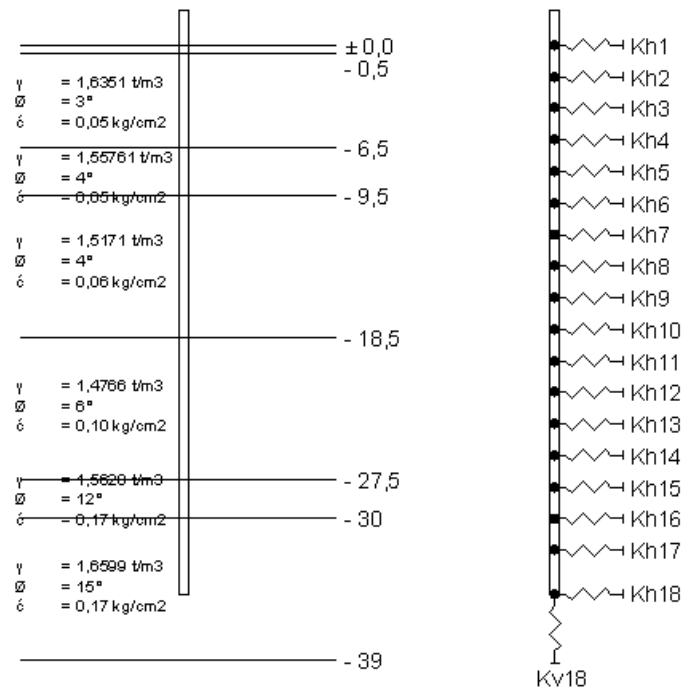
$$= 5658357,892 \text{ kg/m}^2$$

$$k_{sv} = k_s = \frac{1,2k'_s}{B}$$

$$= \frac{1,2 \times 5658357,892 \text{ kg/m}^2}{0,9424 \text{ m}}$$

$$= 7205039,761 \text{ kg/m}^3$$

$$k_{sh} = 2 k_{sv} = 14410079,522 \text{ kg/m}^3$$



**Gambar 5.26** Gaya pegas pada tiang pancang

Tumpuan pegas horisontal mulai diletakkan pada kedalaman ± 0,0 m hingga kedalaman – 37 m dengan jarak antar tumpuan 2 m sedangkan tumpuan pegas vertical hanya ada pada kedalaman – 37 m ( ujung pile ).

Besarnya konstanta pegas adalah :

$$K_H = k_{sh} \times (B \times h)$$

$$K_V = k_{sv} \times A_b = k_{sv} \times \frac{1}{4} \pi D^2$$

**Konstanta Pegas Pile Lurus**

1.  $K_{H1} = (1131566,210 \text{ kg/m}^3 \times 0,5 \text{ m} \times 0,9424 \text{ m}) + (1362136,127 \text{ kg/m}^3 \times 0,5 \text{ m} \times 0,9424 \text{ m}) = 1175032,541 \text{ kg/m}$
2.  $K_{H2} = (1362136,127 \text{ kg/m}^3 \times 2 \text{ m} \times 0,9424 \text{ m}) = 2567354,172 \text{ kg/m}$
3.  $K_{H3} = (1362136,127 \text{ kg/m}^3 \times 2 \text{ m} \times 0,9424 \text{ m}) = 2567354,172 \text{ kg/m}$

4.  $K_{H4} = (1362136,127 \text{ kg/m}^3 \times 1,5 \text{ m} \times 0,9424 \text{ m})$   
 $+ (1624363,494 \text{ kg/m}^3 \times 0,5 \text{ m} \times 0,9424 \text{ m})$   
 $= 2690915,708 \text{ kg/m}$
5.  $K_{H5} = (1624363,494 \text{ kg/m}^3 \times 2 \text{ m} \times 0,9424 \text{ m})$   
 $= 3061600,313 \text{ kg/m}$
6.  $K_{H6} = (1624363,494 \text{ kg/m}^3 \times 0,5 \text{ m} \times 0,9424 \text{ m})$   
 $+ (2520280,463 \text{ kg/m}^3 \times 1,5 \text{ m} \times 0,9424 \text{ m})$   
 $= 4328068,541 \text{ kg/m}$
7.  $K_{H7} = (2520280,463 \text{ kg/m}^3 \times 2 \text{ m} \times 0,9424 \text{ m})$   
 $= 4750224,617 \text{ kg/m}$
8.  $K_{H8} = (2520280,463 \text{ kg/m}^3 \times 2 \text{ m} \times 0,9424 \text{ m})$   
 $= 4750224,617 \text{ kg/m}$
9.  $K_{H9} = (2520280,463 \text{ kg/m}^3 \times 2 \text{ m} \times 0,9424 \text{ m})$   
 $= 4750224,617 \text{ kg/m}$
10.  $K_{H10} = (2520280,463 \text{ kg/m}^3 \times 1,5 \text{ m} \times 0,9424 \text{ m})$   
 $+ (5824030,623 \text{ kg/m}^3 \times 0,5 \text{ m} \times 0,9424 \text{ m})$   
 $= 6306951,692 \text{ kg/m}$
11.  $K_{H11} = (5824030,623 \text{ kg/m}^3 \times 2 \text{ m} \times 0,9424 \text{ m})$   
 $= 10977132,918 \text{ kg/m}$
12.  $K_{H12} = (5824030,623 \text{ kg/m}^3 \times 2 \text{ m} \times 0,9424 \text{ m})$   
 $= 10977132,918 \text{ kg/m}$
13.  $K_{H13} = (5824030,623 \text{ kg/m}^3 \times 2 \text{ m} \times 0,9424 \text{ m})$   
 $= 10977132,918 \text{ kg/m}$
14.  $K_{H14} = (5824030,623 \text{ kg/m}^3 \times 2 \text{ m} \times 0,9424 \text{ m})$   
 $= 10977132,918 \text{ kg/m}$
15.  $K_{H15} = (5824030,623 \text{ kg/m}^3 \times 0,5 \text{ m} \times 0,9424 \text{ m})$   
 $+ (23637634,542 \text{ kg/m}^3 \times 1,5 \text{ m} \times 0,9424 \text{ m})$   
 $= 36158443,418 \text{ kg/m}$
16.  $K_{H16} = (23637634,542 \text{ kg/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 0,9424 \text{ m})$   
 $+ (14410079,522 \text{ kg/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 0,9424 \text{ m})$   
 $= 35856165,734 \text{ kg/m}$

$$17. K_{H17} = (14410079,522 \text{ kg/m}^3 \times 2,4 \text{ m} \times 0,9424 \text{ m}) \\ = 32592141,460 \text{ kg /m}$$

$$18. K_{H18} = (14410079,522 \text{ kg/m}^3 \times 1,4 \text{ m} \times 0,9424 \text{ m}) \\ = 19012082,518 \text{ kg /m}$$

$$K_{V18} = 7205039,761 \text{ kg/m}^3 \times \frac{1}{4} \pi (0,60^2) \text{ m}^2 \\ = 2037176,964 \text{ kg /m}$$

#### b. Perhitungan Momen

Perhitungan momen struktur jembatan dengan menggunakan SAP 2000 V.9

Input data material

- Mutu beton = 25 Mpa = 250 kg/cm<sup>2</sup>
- fy = 400 Mpa = 4000 kg/cm<sup>2</sup>
- Berat jenis beton = 2400 kg/m<sup>3</sup>
- E = 235 x 10<sup>7</sup> kg/m<sup>2</sup>
- Poison ratio = 0,2

Kasus beban

Beban mati

*Self weight multiplier* = 1

Beban hidup

*Self weight multiplier* = 0

Beban gempa

*Self weight multiplier* = 0

Kombinasi pembebanan :

$$1. U = 1,0 D + 1,0 L$$

Hasil Perhitungan gaya dalam dengan menggunakan SAP 200 Versi 7 dapat dilihat pada lampiran **Perhitungan SAP Versi 7**

### 5.2.5. Analisa Terhadap gelagar

Gelagar jembatan berfungsi untuk menerima beban-beban yang bekerja di atasnya dan menyalurkannya ke bangunan dibawahnya. Pada Jembatan Kali Tenggang, gelagar jembatan berupa balok beton bertulang dengan dimensi sebagai berikut :

- Gelagar induk :
  - Lebar = 0,45 m
  - Tinggi = 0,45 m
- Gelagar anak :
  - Lebar = 0,3 m
  - Tinggi = 0,4 m

Untuk perhitungan kekuatan gelagar memanjang, harus diperhatikan terhadap beban-beban yang bekerja pada gelagar jembatan. Beban-beban yang bekerja pada gelagar adalah :

- a. Beban Mati : - Beban sendiri gelagar  
- Beban akibat bangunan atas
- b. Beban Hidup : - Beban D ( q dan P )  
- Beban hidup pada trotoir

#### 1. Beban Yang Bekerja Pada Gelagar

Beban-beban yang bekerja pada gelagar adalah :

- a. Beban mati, meliputi :
  1. Berat sendiri gelagar
  2. Beban beton sandaran
  3. Beban pipa sandaran
  4. Beban trotoir
  5. Beban plat lantai
  6. Beban lapis perkerasan
  7. Beban air hujan
- b. Beban hidup meliputi :
  1. Beban D (Beban q dan P)
  2. Beban hidup pada trotoir

## 2. Perhitungan Momen Gelagar

Hasil Perhitungan gaya dalam dengan menggunakan SAP 200 Versi 7 dari kondisi 1 s/d 3 diambil yang terbesar, diperoleh :

**Tabel 5.14** Momen dan geser gelagar pada daerah tumpuan

Gelagar	Sampel Batang	Momen yg terjadi T <sub>m</sub>	Geser yg terjadi T
Gelagar memanjang tepi ada trotoir	S245,S246	53,72	31,44
Gelagar memanjang tepi tanpa trotoir	S165,S166	57,76	34,15
Gelagar memanjang tengah	S205,S206	28,07	25,70
Gelagar melintang diatas pilar	S10,S11	22,41	36,33
Gelagar melintang diatas abutment	S2,S3	6,89	32,87
Gelagar melintang anak	S6,S7	9,59	23,65

**Tabel 5.15** Momen dan geser gelagar pada daerah lapangan

Gelagar	Sampel Batang	Momen yg terjadi T <sub>m</sub>	Geser yg terjadi T
Gelagar memanjang tepi ada trotoir	S245,S246	66,66	21,72
Gelagar memanjang tepi tanpa trotoir	S165,S166	71,37	24,40
Gelagar memanjang tengah	S205,S206	39,53	11,87
Gelagar melintang diatas pilar	S10,S11	46,23	12,79
Gelagar melintang diatas abutment	S2,S3	58,69	12,95
Gelagar melintang anak	S6,S7	18,89	9,21

## 3. Perhitungan Kapasitas Gelagar

### a. Gelagar memanjang tepi

#### ➤ Pada daerah tumpuan

$$\begin{aligned}
 b &= 16 hf + bw && \leq \frac{1}{4} L \\
 &= 16 \times 300 + 450 && < \frac{1}{4} 3400 \\
 &= 5250 \text{ mm} && < 850 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$b = 850 \text{ mm} = 0,85 \text{ m}$$

$$(A) A_s / f_y = (4419 + 2946) \times 400 = 2946000$$

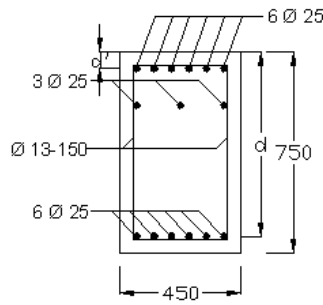
$$(B) R I \times b \times hf = 0,85 \times 25 \times 850 \times 300 = 5418750$$

(A) < (B), sehingga dihitung seperti penampang persegi

$$h = 0,75 \text{ m}$$

$$b = 0,45 \text{ m}$$





**Gambar 5.27** Penampang gelagar memanjang tepi di daerah tumpuan

$$\begin{aligned}
 d &= h - t.\text{selimut} - \text{Ø sengkang} - \frac{1}{2} \text{Ø tul. Utama} \\
 &= 750 - 40 - 13 - \frac{1}{2} \cdot 25 \\
 &= 684,5 \text{ mm} \\
 d' &= h - d + \text{jarak min antar baris tulangan} \\
 &= 750 - 684,5 + 25 \\
 &= 90,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

#### Kapasitas Momen Penampang

$$\begin{aligned}
 A_s &= 6 \times \left(\frac{1}{4}\right) \times \pi \times 25^2 &= 2946 \text{ mm}^2 \\
 A_{s'} &= 9 \times \left(\frac{1}{4}\right) \times \pi \times 25^2 &= 4419 \text{ mm}^2 \\
 f'_c &= 25 \text{ Mpa} \\
 f_y &= 400 \text{ Mpa} \\
 \rho &= \frac{A_s}{b \times d} \\
 &= \frac{2946}{450 \times 684,5} \\
 &= 0,01 \\
 \rho' &= \frac{A_{s'}}{b \times d} \\
 &= \frac{4419}{450 \times 684,5} \\
 &= 0,015
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{400} \\ &= 0,0035\end{aligned}$$

$\rho_{\min} < \rho$  .....berarti penampang mencukupi

$$\begin{aligned}F &= \frac{\rho \times f_y}{0,85 \times f'_c} \\ &= \frac{0,01 \times 400}{0,85 \times 25} \\ &= 0,188235\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}K &= F \times \left(1 - \frac{F}{2}\right) \\ &= 0,188235 \times \left(1 - \frac{0,188235}{2}\right) \\ &= 0,170519\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_U &= K \times b \times d^2 \times 0,85 \times f'_c \\ &= 0,170519 \times 450 \times 684,5^2 \times 0,85 \times 25 \\ &= 763996079,9 \text{ Nmm} \\ &= 76,399608 \text{ Tm}\end{aligned}$$

### **Kapasitas Geser Penampang**

$$\begin{aligned}V_c &= (1/6) \times (\sqrt{25}) \times b \times d \\ &= (1/6) \times (\sqrt{25}) \times 450 \times 684,5 \\ &= 256687,5 \text{ N} \\ &= 25,66875 \text{ T}\end{aligned}$$

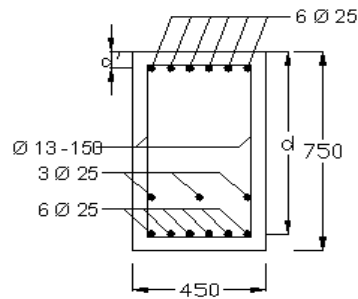
$$\begin{aligned}V_s &= A_v \times f_y \times (d/s) \\ &= (1/4) \times \pi \times 13^2 \times 400 \times (684,5/150) \\ &= 242280,673 \text{ N} \\ &= 24,228067 \text{ T}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_U &= V_c + V_s \\
 &= 25,66875 + 24,228067 \\
 &= 49,896817 \text{ T}
 \end{aligned}$$

➤ **Pada daerah lapangan**

$$h = 0,75 \text{ m}$$

$$b = 0,45 \text{ m}$$



**Gambar 5.28** Penampang gelagar memanjang tepi di daerah lapangan

$$\begin{aligned}
 d &= h - t.\text{selimut} - \text{Ø sengkang} - \frac{1}{2} \text{Ø tul. Utama} - \text{jarak min tulangan} \\
 &= 750 - 40 - 13 - \frac{1}{2} \cdot 25 - 25 \\
 &= 659,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d' &= h - d - \text{jarak min antar baris tulangan} \\
 &= 750 - 659,5 - 25 \\
 &= 65,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

**Kapasitas Momen Penampang**

$$A_s = 9 \times (1/4) \times \pi \times 25^2 = 4419 \text{ mm}^2$$

$$A_{s'} = 6 \times (1/4) \times \pi \times 25^2 = 2946 \text{ mm}^2$$

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{A_s}{b \times d} \\
 &= \frac{4419}{450 \times 659,5} \\
 &= 0,015
 \end{aligned}$$

$$\rho' = \frac{As'}{b \times d}$$

$$= \frac{2946}{450 \times 659,5}$$

$$= 0,01$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{1,4}{400}$$

$$= 0,0035$$

$\rho \text{ min} < \rho$  .....berarti penampang mencukupi

$$F = \frac{\rho \times f_y}{0,85 \times f'_c}$$

$$= \frac{0,015 \times 400}{0,85 \times 25}$$

$$= 0,282535$$

$$K = F \times \left(1 - \frac{F}{2}\right)$$

$$= 0,282535 \times \left(1 - \frac{0,282535}{2}\right)$$

$$= 0,242491$$

$$M_U = K \times b \times d^2 \times 0,85 \times f'_c$$

$$= 0,242491 \times 450 \times 659,5^2 \times 0,85 \times 25$$

$$= 1008548232 \text{ Nmm}$$

$$= 100,8548232 \text{ Tm}$$

### **Kapasitas Geser Penampang**

$$V_c = (1/6) \times (\sqrt{25}) \times b \times d$$

$$= (1/6) \times (\sqrt{25}) \times 450 \times 659,5$$

$$= 247312,5 \text{ N}$$

$$= 24,73125 \text{ T}$$

$$\begin{aligned}
V_s &= A_v \times f_y \times (d/s) \\
&= (1/4) \times \pi \times 13^2 \times 400 \times (659,5/150) \\
&= 233431,853 \text{ N} \\
&= 23,343185 \text{ T} \\
V_U &= V_c + V_s \\
&= 24,73125 + 23,343185 \\
&= 47,074435 \text{ T}
\end{aligned}$$

**b. Gelagar memanjang tengah**

➤ **Pada daerah tumpuan**

$$\begin{aligned}
b &= 16 h_f + b_w \leq \frac{1}{4} L \\
&= 16 \times 300 + 400 < \frac{1}{4} 3400 \\
&= 5200 \text{ mm} < 850 \text{ mm} \\
b &= 850 \text{ mm} = 0,85 \text{ m}
\end{aligned}$$

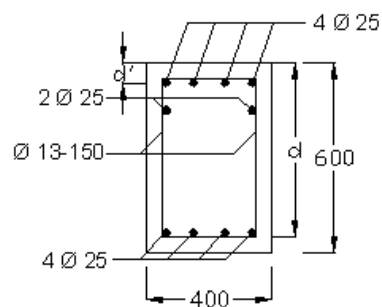
$$(A) A_s / f_y = (2946 + 1964) \times 400 = 1964000$$

$$(B) R I \times b \times h_f = 0,85 \times 25 \times 850 \times 300 = 5418750$$

(A) < (B), sehingga dihitung seperti penampang persegi

$$h = 0,60 \text{ m}$$

$$b = 0,40 \text{ m}$$



**Gambar 5.29** Penampang gelagar memanjang tengah di daerah tumpuan

$$\begin{aligned}
d &= h - t.\text{selimut} - \text{Ø sengkang} - \frac{1}{2} \text{Ø tul. Utama} \\
&= 600 - 40 - 13 - \frac{1}{2} .25 \\
&= 534,5 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d' &= h - d + \text{jarak min antar baris tulangan} \\
 &= 600 - 534,5 + 25 \\
 &= 90,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

### Kapasitas Momen Penampang

$$A_s = 4 \times (1/4) \times \pi \times 25^2 = 1964 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 6 \times (1/4) \times \pi \times 25^2 = 2946 \text{ mm}^2$$

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{A_s}{b \times d} \\
 &= \frac{1964}{400 \times 534,5} \\
 &= 0,009
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho' &= \frac{A_s'}{b \times d} \\
 &= \frac{2946}{400 \times 534,5} \\
 &= 0,015
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{400} \\
 &= 0,0035
 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{min}} < \rho$  .....berarti penampang mencukupi

$$\begin{aligned}
 F &= \frac{\rho \times f_y}{0,85 \times f'_c} \\
 &= \frac{0,009 \times 400}{0,85 \times 25} \\
 &= 0,16941
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
K &= F \times \left(1 - \frac{F}{2}\right) \\
&= 0,16941 \times \left(1 - \frac{0,16941}{2}\right) \\
&= 0,15506 \\
M_U &= K \times b \times d^2 \times 0,85 \times f'c \\
&= 0,15506 \times 400 \times 534,5^2 \times 0,85 \times 25 \\
&= 376542606,4 \text{ Nmm} \\
&= 37,65426064 \text{ Tm}
\end{aligned}$$

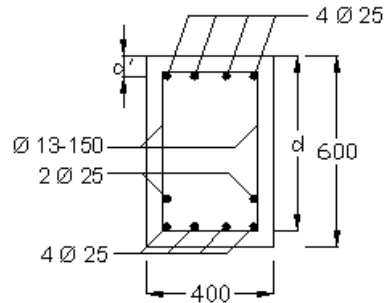
### **Kapasitas Geser Penampang**

$$\begin{aligned}
V_c &= (1/6) \times (\sqrt{25}) \times b \times d \\
&= (1/6) \times (\sqrt{25}) \times 400 \times 534,5 \\
&= 178166,667 \text{ N} \\
&= 17,816667 \text{ T} \\
V_s &= A_v \times f_y \times (d/s) \\
&= (1/4) \times \pi \times 13^2 \times 400 \times (534,5/150) \\
&= 189187,757 \text{ N} \\
&= 18,918776 \text{ T} \\
V_U &= V_c + V_s \\
&= 17,816667 + 18,918776 \\
&= 36,735446 \text{ T}
\end{aligned}$$

➤ **Pada daerah lapangan**

$$h = 0,60 \text{ m}$$

$$b = 0,40 \text{ m}$$



**Gambar 5.30** Penampang gelagar memanjang tengah di daerah lapangan

$$\begin{aligned} d &= h - t.\text{selimut} - \text{Ø sengkang} - \frac{1}{2} \text{Ø tul. Utama} - \text{jarak min tulangan} \\ &= 600 - 40 - 13 - \frac{1}{2} \cdot 25 - 25 \\ &= 509,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d' &= h - d - \text{jarak min antar baris tulangan} \\ &= 600 - 509,5 - 25 \\ &= 65,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

**Kapasitas Momen Penampang**

$$A_s = 6 \times \left(\frac{1}{4}\right) \times \pi \times 25^2 = 2946 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 4 \times \left(\frac{1}{4}\right) \times \pi \times 25^2 = 1964 \text{ mm}^2$$

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{b \times d} \\ &= \frac{2946}{400 \times 509,5} \\ &= 0,015 \end{aligned}$$



$$\rho' = \frac{As'}{b \times d}$$

$$= \frac{1964}{400 \times 509,5}$$

$$= 0,01$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{1,4}{400}$$

$$= 0,0035$$

$\rho \text{ min} < \rho$  .....berarti penampang mencukupi

$$F = \frac{\rho \times f_y}{0,85 \times f'_c}$$

$$= \frac{0,015 \times 400}{0,85 \times 25}$$

$$= 0,282535$$

$$K = F \times \left(1 - \frac{F}{2}\right)$$

$$= 0,282535 \times \left(1 - \frac{0,282535}{2}\right)$$

$$= 0,242491$$

$$M_U = K \times b \times d^2 \times 0,85 \times f'_c$$

$$= 0,242491 \times 400 \times 509,5^2 \times 0,85 \times 25$$

$$= 535060544,2 \text{ Nmm}$$

$$= 53,506054 \text{ Tm}$$

### **Kapasitas Geser Penampang**

$$V_c = (1/6) \times (\sqrt{25}) \times b \times d$$

$$= (1/6) \times (\sqrt{25}) \times 400 \times 509,5$$

$$= 169833,333 \text{ N}$$

$$= 16,983333 \text{ T}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= A_v \times f_y \times (d/s) \\
 &= (1/4) \times \pi \times 13^2 \times 400 \times (509,5/150) \\
 &= 180338,937 \text{ N} \\
 &= 18,033894 \text{ T} \\
 V_U &= V_c + V_s \\
 &= 16,983333 + 18,033894 \\
 &= 35,017227 \text{ T}
 \end{aligned}$$

**c. Gelagar melintang diatas pilar**

➤ **Pada daerah tumpuan**

$$\begin{aligned}
 b &= 16 hf + bw \leq \frac{1}{4} L \\
 &= 16 \times 300 + 450 < \frac{1}{4} 2500 \\
 &= 5250 \text{ mm} < 625 \text{ mm} \\
 b &= 625 \text{ mm} = 0,625 \text{ m}
 \end{aligned}$$

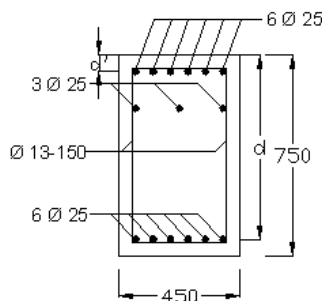
$$(A) A_s / f_y = (4419 + 2946) \times 400 = 2946000$$

$$(B) R I \times b \times hf = 0,85 \times 25 \times 625 \times 300 = 3984375$$

(A) < (B), sehingga dihitung seperti penampang persegi

$$h = 0,75 \text{ m}$$

$$b = 0,45 \text{ m}$$



**Gambar 5.31** Penampang gelagar melintang diatas pilar di daerah tumpuan

$$\begin{aligned}
 d &= h - t.\text{selimut} - \text{Ø sengkang} - \frac{1}{2} \text{Ø tul. Utama} \\
 &= 750 - 40 - 13 - \frac{1}{2} .25 \\
 &= 684,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d' &= h - d + \text{jarak min antar baris tulangan} \\
 &= 750 - 684,5 + 25 \\
 &= 90,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

### Kapasitas Momen Penampang

$$A_s = 6 \times (1/4) \times \pi \times 25^2 = 2946 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 9 \times (1/4) \times \pi \times 25^2 = 4419 \text{ mm}^2$$

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{A_s}{b \times d} \\
 &= \frac{2946}{450 \times 684,5} \\
 &= 0,01
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho' &= \frac{A_s'}{b \times d} \\
 &= \frac{4419}{450 \times 684,5} \\
 &= 0,015
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{400} \\
 &= 0,0035
 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{min}} < \rho$  .....berarti penampang mencukupi

$$\begin{aligned}
 F &= \frac{\rho \times f_y}{0,85 \times f'_c} \\
 &= \frac{0,01 \times 400}{0,85 \times 25} \\
 &= 0,188235
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
K &= F \times \left(1 - \frac{F}{2}\right) \\
&= 0,188235 \times \left(1 - \frac{0,188235}{2}\right) \\
&= 0,170519 \\
M_U &= K \times b \times d^2 \times 0,85 \times f'c \\
&= 0,170519 \times 450 \times 684,5^2 \times 0,85 \times 25 \\
&= 763996079,9 \text{ Nmm} \\
&= 76,399608 \text{ Tm}
\end{aligned}$$

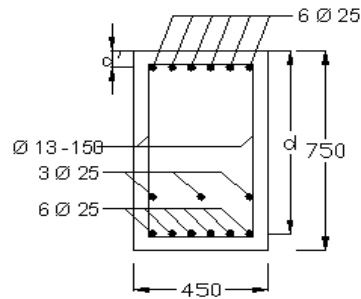
### **Kapasitas Geser Penampang**

$$\begin{aligned}
V_c &= (1/6) \times (\sqrt{25}) \times b \times d \\
&= (1/6) \times (\sqrt{25}) \times 450 \times 684,5 \\
&= 256687,5 \text{ N} \\
&= 25,66875 \text{ T} \\
V_s &= A_v \times f_y \times (d/s) \\
&= (1/4) \times \pi \times 13^2 \times 400 \times (684,5/150) \\
&= 242280,673 \text{ N} \\
&= 24,228067 \text{ T} \\
V_U &= V_c + V_s \\
&= 25,66875 + 24,228067 \\
&= 49,896817 \text{ T}
\end{aligned}$$

➤ **Pada daerah lapangan**

$$h = 0,75 \text{ m}$$

$$b = 0,45 \text{ m}$$



**Gambar 5.32** Penampang gelagar melintang diatas pilar di daerah lapangan

$$\begin{aligned} d &= h - t.\text{selimut} - \text{Ø sengkang} - \frac{1}{2} \text{Ø tul. Utama} - \text{jarak min tulangan} \\ &= 750 - 40 - 13 - \frac{1}{2} \cdot 25 - 25 \\ &= 659,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d' &= h - d - \text{jarak min antar baris tulangan} \\ &= 750 - 659,5 - 25 \\ &= 65,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

**Kapasitas Momen Penampang**

$$A_s = 9 \times \left(\frac{1}{4}\right) \times \pi \times 25^2 = 4419 \text{ mm}^2$$

$$A_{s'} = 6 \times \left(\frac{1}{4}\right) \times \pi \times 25^2 = 2946 \text{ mm}^2$$

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{b \times d} \\ &= \frac{4419}{450 \times 659,5} \\ &= 0,015 \end{aligned}$$

$$\rho' = \frac{As'}{b \times d}$$

$$= \frac{2946}{450 \times 659,5}$$

$$= 0,01$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{1,4}{400}$$

$$= 0,0035$$

$\rho \text{ min} < \rho$  .....berarti penampang mencukupi

$$F = \frac{\rho \times f_y}{0,85 \times f'_c}$$

$$= \frac{0,015 \times 400}{0,85 \times 25}$$

$$= 0,282535$$

$$K = F \times \left(1 - \frac{F}{2}\right)$$

$$= 0,282535 \times \left(1 - \frac{0,282535}{2}\right)$$

$$= 0,242491$$

$$M_U = K \times b \times d^2 \times 0,85 \times f'_c$$

$$= 0,242491 \times 450 \times 659,5^2 \times 0,85 \times 25$$

$$= 1008548232 \text{ Nmm}$$

$$= 100,8548232 \text{ Tm}$$

### **Kapasitas Geser Penampang**

$$V_c = (1/6) \times (\sqrt{25}) \times b \times d$$

$$= (1/6) \times (\sqrt{25}) \times 450 \times 659,5$$

$$= 247312,5 \text{ N}$$

$$= 24,73125 \text{ T}$$

$$\begin{aligned}
V_s &= A_v \times f_y \times (d/s) \\
&= (1/4) \times \pi \times 13^2 \times 400 \times (659,5/150) \\
&= 233431,853 \text{ N} \\
&= 23,343185 \text{ T} \\
V_U &= V_c + V_s \\
&= 24,73125 + 23,343185 \\
&= 47,074435 \text{ T}
\end{aligned}$$

**d. Gelagar melintang diatas abutment**

➤ **Pada daerah tumpuan**

$$\begin{aligned}
b &= 16 hf + bw \leq \frac{1}{4} L \\
&= 16 \times 300 + 450 < \frac{1}{4} 3400 \\
&= 5250 \text{ mm} < 850 \text{ mm} \\
b &= 850 \text{ mm} = 0,85 \text{ m}
\end{aligned}$$

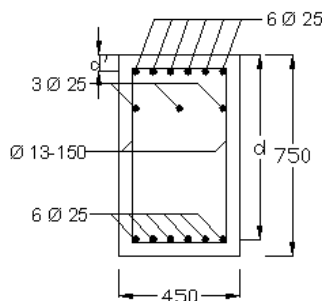
$$(A) A_s / f_y = (4419 + 2946) \times 400 = 2946000$$

$$(B) RI \times b \times hf = 0,85 \times 25 \times 850 \times 300 = 5418750$$

(A) < (B), sehingga dihitung seperti penampang persegi

$$h = 0,75 \text{ m}$$

$$b = 0,45 \text{ m}$$



**Gambar 5.33** Penampang gelagar melintang diatas abutment di daerah tumpuan

$$\begin{aligned}
d &= h - t.\text{selimut} - \text{Ø sengkang} - \frac{1}{2} \text{Ø tul. Utama} \\
&= 750 - 40 - 13 - \frac{1}{2} .25 \\
&= 684,5 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d' &= h - d + \text{jarak min antar baris tulangan} \\
 &= 750 - 684,5 + 25 \\
 &= 90,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

### Kapasitas Momen Penampang

$$A_s = 6 \times (1/4) \times \pi \times 25^2 = 2946 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 9 \times (1/4) \times \pi \times 25^2 = 4419 \text{ mm}^2$$

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{A_s}{b \times d} \\
 &= \frac{2946}{450 \times 684,5} \\
 &= 0,01
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho' &= \frac{A_s'}{b \times d} \\
 &= \frac{4419}{450 \times 684,5} \\
 &= 0,015
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{400} \\
 &= 0,0035
 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{min}} < \rho$  .....berarti penampang mencukupi

$$\begin{aligned}
 F &= \frac{\rho \times f_y}{0,85 \times f'_c} \\
 &= \frac{0,01 \times 400}{0,85 \times 25} \\
 &= 0,188235
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
K &= F \times \left(1 - \frac{F}{2}\right) \\
&= 0,188235 \times \left(1 - \frac{0,188235}{2}\right) \\
&= 0,170519 \\
M_U &= K \times b \times d^2 \times 0,85 \times f'c \\
&= 0,170519 \times 450 \times 684,5^2 \times 0,85 \times 25 \\
&= 763996079,9 \text{ Nmm} \\
&= 76,399608 \text{ Tm}
\end{aligned}$$

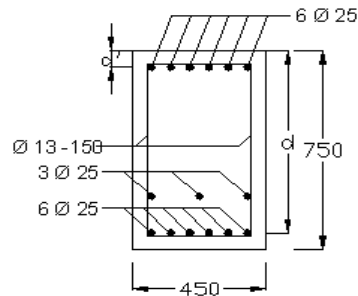
### **Kapasitas Geser Penampang**

$$\begin{aligned}
V_c &= (1/6) \times (\sqrt{25}) \times b \times d \\
&= (1/6) \times (\sqrt{25}) \times 450 \times 684,5 \\
&= 256687,5 \text{ N} \\
&= 25,66875 \text{ T} \\
V_s &= A_v \times f_y \times (d/s) \\
&= (1/4) \times \pi \times 13^2 \times 400 \times (684,5/150) \\
&= 242280,673 \text{ N} \\
&= 24,228067 \text{ T} \\
V_U &= V_c + V_s \\
&= 25,66875 + 24,228067 \\
&= 49,896817 \text{ T}
\end{aligned}$$

➤ **Pada daerah lapangan**

$$h = 0,75 \text{ m}$$

$$b = 0,45 \text{ m}$$



**Gambar 5.34** Penampang gelagar melintang diatas abutment di daerah lapangan

$$\begin{aligned} d &= h - t.\text{selimut} - \text{Ø sengkang} - \frac{1}{2} \text{Ø tul. Utama} - \text{jarak min tulangan} \\ &= 750 - 40 - 13 - \frac{1}{2} \cdot 25 - 25 \\ &= 659,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d' &= h - d - \text{jarak min antar baris tulangan} \\ &= 750 - 659,5 - 25 \\ &= 65,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

**Kapasitas Momen Penampang**

$$A_s = 9 \times \left(\frac{1}{4}\right) \times \pi \times 25^2 = 4419 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 6 \times \left(\frac{1}{4}\right) \times \pi \times 25^2 = 2946 \text{ mm}^2$$

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{b \times d} \\ &= \frac{4419}{450 \times 659,5} \\ &= 0,015 \end{aligned}$$

$$\rho' = \frac{As'}{b \times d}$$

$$= \frac{2946}{450 \times 659,5}$$

$$= 0,01$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{1,4}{400}$$

$$= 0,0035$$

$\rho \text{ min} < \rho$  .....berarti penampang mencukupi

$$F = \frac{\rho \times f_y}{0,85 \times f'_c}$$

$$= \frac{0,015 \times 400}{0,85 \times 25}$$

$$= 0,282535$$

$$K = F \times \left(1 - \frac{F}{2}\right)$$

$$= 0,282535 \times \left(1 - \frac{0,282535}{2}\right)$$

$$= 0,242491$$

$$M_U = K \times b \times d^2 \times 0,85 \times f'_c$$

$$= 0,242491 \times 450 \times 659,5^2 \times 0,85 \times 25$$

$$= 1008548232 \text{ Nmm}$$

$$= 100,8548232 \text{ Tm}$$

### **Kapasitas Geser Penampang**

$$V_c = (1/6) \times (\sqrt{25}) \times b \times d$$

$$= (1/6) \times (\sqrt{25}) \times 450 \times 659,5$$

$$= 247312,5 \text{ N}$$

$$= 24,73125 \text{ T}$$

$$\begin{aligned}
V_s &= A_v \times f_y \times (d/s) \\
&= (1/4) \times \pi \times 13^2 \times 400 \times (659,5/150) \\
&= 233431,853 \text{ N} \\
&= 23,343185 \text{ T} \\
V_U &= V_c + V_s \\
&= 24,73125 + 23,343185 \\
&= 47,074435 \text{ T}
\end{aligned}$$

**e. Gelagar melintang anak**

➤ **Pada daerah tumpuan**

$$\begin{aligned}
b &= 16 hf + bw \leq \frac{1}{4} L \\
&= 16 \times 300 + 450 < \frac{1}{4} 2500 \\
&= 5250 \text{ mm} < 625 \text{ mm} \\
b &= 625 \text{ mm} = 0,625 \text{ m}
\end{aligned}$$

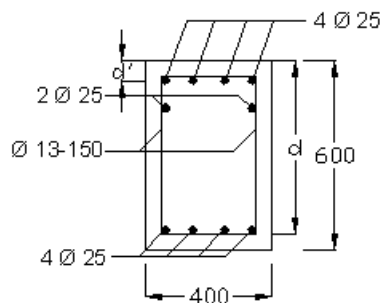
$$(A) A_s / f_y = (2946 + 1964) \times 400 = 1964000$$

$$(B) RI \times b \times hf = 0,85 \times 25 \times 625 \times 300 = 3984375$$

(A) < (B), sehingga dihitung seperti penampang persegi

$$h = 0,60 \text{ m}$$

$$b = 0,40 \text{ m}$$



**Gambar 5.35** Penampang gelagar melintang anak di daerah tumpuan

$$\begin{aligned}
d &= h - t.\text{selimut} - \text{Ø sengkang} - \frac{1}{2} \text{Ø tul. Utama} \\
&= 600 - 40 - 13 - \frac{1}{2} .25 \\
&= 534,5 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d' &= h - d + \text{jarak min antar baris tulangan} \\
 &= 600 - 534,5 + 25 \\
 &= 90,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

### Kapasitas Momen Penampang

$$A_s = 4 \times (1/4) \times \pi \times 25^2 = 1964 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 6 \times (1/4) \times \pi \times 25^2 = 2946 \text{ mm}^2$$

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{A_s}{b \times d} \\
 &= \frac{1964}{400 \times 534,5}
 \end{aligned}$$

$$= 0,009$$

$$\begin{aligned}
 \rho' &= \frac{A_s'}{b \times d} \\
 &= \frac{2946}{400 \times 534,5}
 \end{aligned}$$

$$= 0,015$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{1,4}{400}$$

$$= 0,0035$$

$\rho_{\text{min}} < \rho$  .....berarti penampang mencukupi

$$\begin{aligned}
 F &= \frac{\rho \times f_y}{0,85 \times f'_c} \\
 &= \frac{0,009 \times 400}{0,85 \times 25}
 \end{aligned}$$

$$= 0,16941$$

$$\begin{aligned}
K &= F \times \left(1 - \frac{F}{2}\right) \\
&= 0,16941 \times \left(1 - \frac{0,16941}{2}\right) \\
&= 0,15506 \\
M_U &= K \times b \times d^2 \times 0,85 \times f'c \\
&= 0,15506 \times 400 \times 534,5^2 \times 0,85 \times 25 \\
&= 376542606,4 \text{ Nmm} \\
&= 37,65426064 \text{ Tm}
\end{aligned}$$

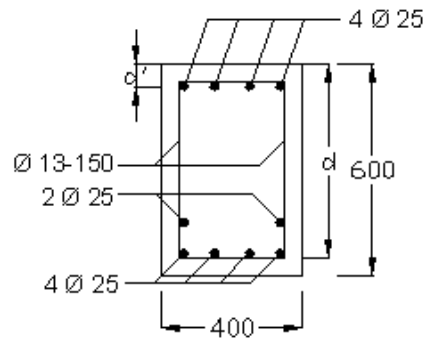
### **Kapasitas Geser Penampang**

$$\begin{aligned}
V_c &= (1/6) \times (\sqrt{25}) \times b \times d \\
&= (1/6) \times (\sqrt{25}) \times 400 \times 534,5 \\
&= 178166,667 \text{ N} \\
&= 17,816667 \text{ T} \\
V_s &= A_v \times f_y \times (d/s) \\
&= (1/4) \times \pi \times 13^2 \times 400 \times (534,5/150) \\
&= 189187,757 \text{ N} \\
&= 18,918776 \text{ T} \\
V_U &= V_c + V_s \\
&= 17,816667 + 18,918776 \\
&= 36,735446 \text{ T}
\end{aligned}$$

➤ Pada daerah lapangan

$$h = 0,60 \text{ m}$$

$$b = 0,40 \text{ m}$$



**Gambar 5.36** Penampang gelagar melintang anak di daerah lapangan

$$\begin{aligned} d &= h - t.\text{selimut} - \text{Ø sengkang} - \frac{1}{2} \text{Ø tul. Utama} - \text{jarak min tulangan} \\ &= 600 - 40 - 13 - \frac{1}{2} \cdot 25 - 25 \\ &= 509,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d' &= h - d - \text{jarak min antar baris tulangan} \\ &= 600 - 509,5 - 25 \\ &= 65,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

**Kapasitas Momen Penampang**

$$A_s = 6 \times \left(\frac{1}{4}\right) \times \pi \times 25^2 = 2946 \text{ mm}^2$$

$$A_{s'} = 4 \times \left(\frac{1}{4}\right) \times \pi \times 25^2 = 1964 \text{ mm}^2$$

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{b \times d} \\ &= \frac{2946}{400 \times 509,5} \\ &= 0,015 \end{aligned}$$

$$\rho' = \frac{As'}{b \times d}$$

$$= \frac{1964}{400 \times 509,5}$$

$$= 0,01$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{1,4}{400}$$

$$= 0,0035$$

$\rho \text{ min} < \rho$  .....berarti penampang mencukupi

$$F = \frac{\rho \times f_y}{0,85 \times f'_c}$$

$$= \frac{0,015 \times 400}{0,85 \times 25}$$

$$= 0,282535$$

$$K = F \times \left(1 - \frac{F}{2}\right)$$

$$= 0,282535 \times \left(1 - \frac{0,282535}{2}\right)$$

$$= 0,242491$$

$$M_U = K \times b \times d^2 \times 0,85 \times f'_c$$

$$= 0,242491 \times 400 \times 509,5^2 \times 0,85 \times 25$$

$$= 535060544,2 \text{ Nmm}$$

$$= 53,506054 \text{ Tm}$$

### **Kapasitas Geser Penampang**

$$V_c = (1/6) \times (\sqrt{25}) \times b \times d$$

$$= (1/6) \times (\sqrt{25}) \times 400 \times 509,5$$

$$= 169833,333 \text{ N}$$

$$= 16,983333 \text{ T}$$



$$\begin{aligned}
 V_s &= A_v \times f_y \times (d/s) \\
 &= (1/4) \times \pi \times 13^2 \times 400 \times (509,5/150) \\
 &= 180338,937 \text{ N} \\
 &= 18,033894 \text{ T} \\
 V_U &= V_c + V_s \\
 &= 16,983333 + 18,033894 \\
 &= 35,017227 \text{ T}
 \end{aligned}$$

**Tabel 5.16** Rekapitulasi kapasitas momen gelagar pada daerah tumpuan

Gelagar	Mu kerja Tm	Mu eksisting Tm	Keterangan
Gelagar memanjang tepi ada trotoir	53,72	76,399608	Aman
Gelagar memanjang tepi tanpa trotoir	57,76	76,399608	Aman
Gelagar memanjang tengah	28,07	37,654261	Aman
Gelagar melintang diatas pilar	22,41	76,399608	Aman
Gelagar melintang diatas abutment	6,89	76,399608	Aman
Gelagar melintang anak	9,59	37,654261	Aman

**Tabel 5.17** Rekapitulasi kapasitas geser gelagar pada daerah tumpuan

Gelagar	Geser kerja T	Vu eksisting T	Keterangan
Gelagar memanjang tepi ada trotoir	31,44	49,896817	Aman
Gelagar memanjang tepi tanpa trotoir	34,15	49,896817	Aman
Gelagar memanjang tengah	25,70	36,735446	Aman
Gelagar melintang diatas pilar	36,33	49,896817	Aman
Gelagar melintang diatas abutment	32,87	49,896817	Aman
Gelagar melintang anak	23,65	36,735446	Aman

**Tabel 5.18** Rekapitulasi kapasitas momen gelagar pada daerah lapangan

Gelagar	Mu kerja Tm	Mu eksisting	Keterangan
		Tm	
Gelagar memanjang tepi ada trotoir	66,66	100,8548232	Aman
Gelagar memanjang tepi tanpa trotoir	71,37	100,8548232	Aman
Gelagar memanjang tengah	39,53	53,506054	Aman
Gelagar melintang diatas pilar	46,23	100,8548232	Aman
Gelagar melintang diatas abutment	58,69	100,8548232	Aman
Gelagar melintang anak	18,89	53,506054	Aman

**Tabel 5.19** Rekapitulasi kapasitas geser gelagar pada daerah lapangan

Gelagar	Geser kerja T	Vu eksisting T	Keterangan
Gelagar memanjang tepi ada trotoir	21,72	47,074435	Aman
Gelagar memanjang tepi tanpa trotoir	24,40	47,074435	Aman
Gelagar memanjang tengah	11,87	35,017227	Aman
Gelagar melintang diatas pilar	12,79	47,074435	Aman
Gelagar melintang diatas abutment	12,95	47,074435	Aman
Gelagar melintang anak	9,21	35,017227	Aman

#### 4. Kontrol Terhadap Lendutan

Lendutan ijin ( $\delta_{ijin}$ ) untuk beban hidup

$$\delta_{ijin} = \frac{L}{800} = \frac{6800}{800} = 8,5 \text{ mm (gelagar melintang)}$$

$$\delta_{ijin} = \frac{L}{800} = \frac{5000}{800} = 6,25 \text{ mm (gelagar memanjang)}$$

**Tabel 5.20** Rekapitulasi lendutan gelagar akibat beban hidup

Gelagar	No Joint	Lendutan yang terjadi	Lendutan ijin	Keterangan
		m	m	
Gelagar memanjang tepi ada trotoir	9	0,0107	0,00625	Tidak Aman
Gelagar memanjang tepi tanpa trotoir	7	0,0115	0,00625	Tidak Aman
Gelagar memanjang tengah	8	0,0148	0,00625	Tidak Aman
Gelagar melintang diatas pilar	13	0,0218	0,00850	Tidak Aman
Gelagar melintang diatas abutment	3	0,0051	0,00850	Aman
Gelagar melintang anak	8	0,0148	0,00850	Tidak Aman

## 5.2.6. Analisa Terhadap Pondasi Abutment D'

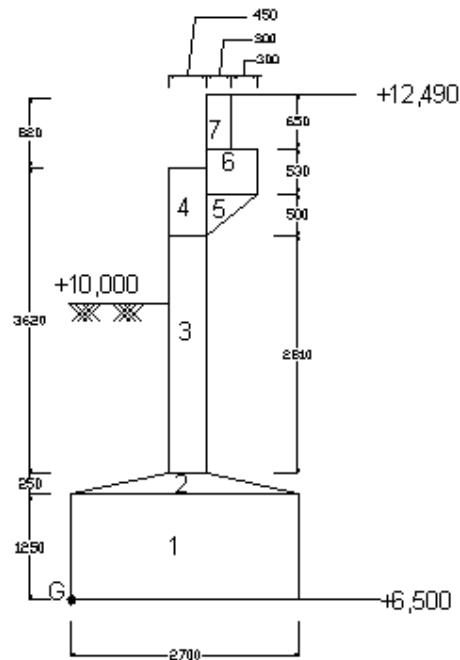
### 1. Pembebanan abutment

Berdasarkan PPPJJR, Gaya-gaya yang bekerja pada abutment antara lain:

- Beban Mati meliputi :
  - a. Berat sendiri
  - b. Beban mati bangunan atas
  - c. Gaya akibat beban vertikal tanah
- Beban Hidup meliputi :
  - a. Beban hidup bangunan atas
  - b. Gaya horisontal akibat rem dan traksi
  - c. Gaya akibat tekanan tanah aktif
  - d. Gaya gesek tumpuan bergerak
  - e. Gaya gempa

- **Beban Mati**

- a. **Berat sendiri**



Gambar 5.37 Penampang abutment D'

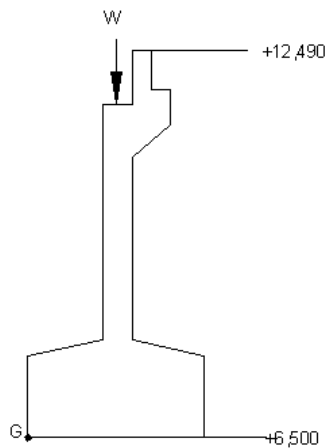
**Table 5.21** Perhitungan berat sendiri abutment D'

No	Luas m <sup>2</sup>	Panjang m	Berat jenis T/m <sup>3</sup>	Berat T	Lengan terhadap titik G	Momen G Tm
1	3,3750	10,5	2,4	85,0500	1,3500	114,8175
2	0,3938	10,0	2,4	9,4500	1,3500	12,7575
3	1,2645	9,5	2,4	28,8306	1,3500	38,9213
4	0,3645	9,5	2,4	8,3106	1,3500	11,2193
5	0,1500	9,5	2,4	3,4200	1,8000	6,1560
6	0,3180	9,5	2,4	7,2504	1,1505	8,3418
7	0,1950	9,5	2,4	4,4460	1,7500	7,7805
Jumlah				146,7576		199,9939

Jarak titik berat abutment terhadap titik G :

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum Berat} = \frac{199,9939}{146,7576} = 1,3627 \text{ m}$$

**b. Beban mati akibat konstruksi atas**



**Gambar 5.38** Pembebanan abutment akibat beban mati bangunan atas

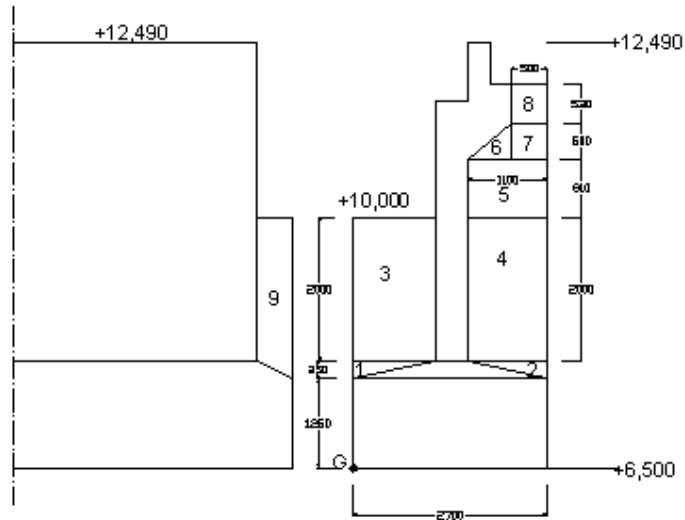
$$\begin{aligned} P_m &= 2 \times \text{Joint Reaction akibat beban mati bangunan atas} \\ &= 26,33 + 29,05 \\ &= 55,38 \text{ T} \end{aligned}$$

Lengan terhadap G (x) = 1,35 m

Momen terhadap G :

$$\begin{aligned} M_g &= x \times P_m \\ &= 1,35 \times 55,38 \\ &= 74,763 \text{ Tm} \end{aligned}$$

c. Beban mati akibat timbunan tanah diatas pondasi abutment



Gambar 5.39 Pembebanan abutment akibat beban vertikal tanah timbunan

Table 5.22 Perhitungan beban mati akibat timbunan tanah abutment D'

No	Luas m <sup>2</sup>	Panjang m	Berat jenis T/m <sup>3</sup>	Berat T	Lengan terhadap titik G	Momen G Tm
1	0,1375	10,0	1,64	2,2483	0,3666	0,8242
2	0,1375	10,0	1,64	2,2483	2,3334	5,2461
3	2,2000	10,0	1,64	35,9722	0,5500	19,7847
4	2,2000	10,0	1,64	35,9722	2,1500	77,3402
5	0,8910	9,5	1,63	13,7971	2,1500	29,6638
6	0,1500	9,5	1,63	2,3228	1,9500	4,5294
7	0,2500	9,5	1,63	3,8713	2,4500	9,4846
8	0,2500	9,5	1,63	3,8713	2,4500	9,4846
9	2,1250	2,7	1,64	9,3814	1,3500	12,6649
Jumlah				109,6847		169,0224

Jarak titik berat abutment terhadap titik G :

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum Berat} = \frac{169,0224}{109,6847} = 1,5409 \text{ m}$$

- **Beban Hidup**

- a. **Beban hidup bangunan atas**

$$\text{Bentang (L)} = 5 \text{ m}$$

$$L = 5 \text{ m} < 30 \text{ m, sehingga :}$$

$$q = 2,2 \text{ T/m panjang}$$

$$P = 12 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban merata } q &= \frac{5,5}{2,75} \times 2,2 \times 100\% \times \frac{1}{2} \times 5 + \frac{2,15}{2,75} \times 2,2 \times 50\% \times \frac{1}{2} \times 5 \\ &= 13,15 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban garis } P &= \frac{5,5}{2,75} \times 12 \times 100\% \times k + \frac{2,15}{2,75} \times 12 \times 50\% \times k \\ &= 39,1229 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup trotoir} &= 0,500 \times 0,85 \times \frac{1}{2} \times 5 \times 60\% \\ &= 0,6375 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma \text{ Beban hidup} &= \text{beban } q + \text{beban } P + \text{beban hidup trotoir} \\ &= 52,9104 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\text{Lengan terhadap } G = x = 1,35 \text{ m}$$

$$\text{Momen terhadap } G :$$

$$\begin{aligned} Mg &= Ph \times x \\ &= 52,9104 \times 1,35 \\ &= 71,4290 \text{ Tm} \end{aligned}$$

- b. **Gaya horisontal akibat rem dan traksi**

PPJIR : "Besarnya gaya rem = 5% × Beban D, titik tangkap berada 1,8 m di atas permukaan lantai jembatan."

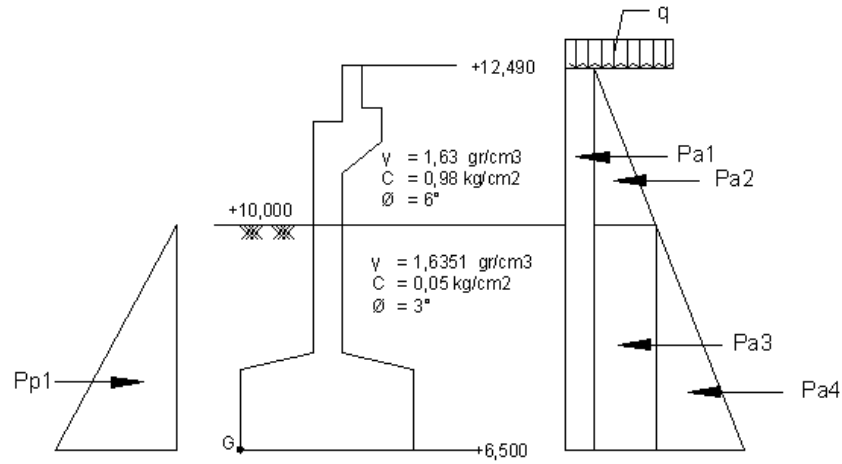
$$\begin{aligned} Ph &= 5\% \times 53,3354 \\ &= 2,6667 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\text{Lengan terhadap } G = y = 1,80 + 5,99 = 7,79 \text{ m}$$

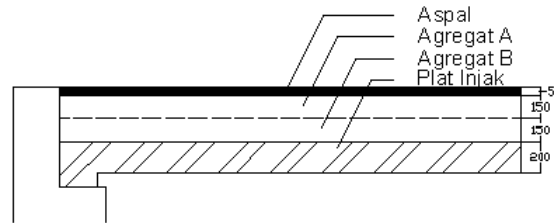
$$\text{Momen terhadap } G:$$

$$Mg = Ph \times y = 2,6667 \times 7,79 = 20,7736 \text{ Tm}$$

c. Gaya akibat tekanan tanah aktif



Gambar 5.40 Tekanan tanah aktif



Gambar 5.41 Pelat injak

**Pembebanan Pelat Injak**

◦ Berat aspal	=	2300 x 0,05 x 1	=	115,00	kg/m
◦ Berat agregat A	=	1450 x 0,15 x 1	=	217,50	kg/m
◦ Berat agregat B	=	1850 x 0,15 x 1	=	277,50	kg/m
◦ Berat air hujan	=	1000 x 0,05 x 1	=	50,00	kg/m
◦ Berat pelat sendiri	=	2400 x 0,2 x 1	=	480,00	kg/m +
				1140	kg/m
		Berat Total (q)	=	1140	kg/m

Menurut pasal 1.4 P3JJR SKBI 1.3.28.1987, muatan lalu lintas dapat diperhitungkan sebagai beban merata senilai dengan tekanan tanah setinggi  $h = 60$  cm, jadi beban lalu lintas (qx) :

$$\begin{aligned}
 q_x &= \gamma_1 \times h \\
 &= 1,6351 \times 0,6 \\
 &= 0,981 \text{ t/m}^2 \\
 q &= q_{\text{pelat injak}} + q_x \\
 &= 1,14 + 0,981 \\
 &= 2,121 \text{ T/m}^2
 \end{aligned}$$

Diketahui :

- Tanah Lapisan 1 (tanah urugan)

$$\begin{aligned}
 \gamma_1 &= 1,63 \text{ gr/cm}^3 \\
 \varphi_1 &= 6^\circ \\
 C_1 &= 0,98 \text{ kg/cm}^2 \\
 H_1 &= 2,49 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Tanah lapisan 2 (tanah dasar)

$$\begin{aligned}
 \gamma_2 &= 1,6351 \text{ gr/cm}^3 \\
 \varphi_2 &= 3^\circ \\
 C_2 &= 0,05 \text{ kg/cm}^2 \\
 H_2 &= 3,50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Koefisien tekanan tanah aktif :

$$\begin{aligned}
 Ka_1 &= \tan^2 (45 - \varphi_1 / 2) \\
 &= \tan^2 (45 - 6 / 2) \\
 &= 0,810
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ka_2 &= \tan^2 (45 - \varphi_2 / 2) \\
 &= \tan^2 (45 - 3 / 2) \\
 &= 0,9
 \end{aligned}$$

- Koefisien tekanan tanah pasif :

$$\begin{aligned}
 Kp &= \tan^2 (45 + \varphi_2 / 2) \\
 &= \tan^2 (45 + 3 / 2) \\
 &= 1,11
 \end{aligned}$$



- Gaya tekanan tanah aktif:

$$\begin{aligned} Pa_1 &= Ka_1 \times q_1 \times H_1 \times B \\ &= 0,810 \times 2,121 \times 5,99 \times 9,5 \\ &= 97,7633 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa_2 &= \frac{1}{2} \times \gamma_2 \times Ka_1 \times H_1 \times B \\ &= \frac{1}{2} \times 1,63 \times 0,810 \times 2,49 \times 9,5 \\ &= 15,6158 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa_3 &= \gamma_2 \times Ka_2 \times H_2 \times B \\ &= 1,6351 \times 0,9 \times 3,5 \times 10 \\ &= 51,5056 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa_4 &= \frac{1}{2} \times \gamma_2 \times Ka_2 \times H_2 \times B \\ &= \frac{1}{2} \times 1,6351 \times 0,9 \times 3,5 \times 10 \\ &= 25,7528 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pp &= \frac{1}{2} \times Kp \times \gamma_2 \times D^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 1,11 \times 1,6351 \times 3,5^2 \\ &= 11,1166 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F &= Pa_1 + Pa_2 + Pa_3 + Pa_4 - Pp \\ &= 97,7633 + 15,6158 + 51,5056 + 25,7528 - 11,1166 \\ &= 179,5209 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_f &= \frac{\sum (Ti \times Yi)}{f} \\ &= \frac{(97,7633 \times 2,995) + (15,6158 \times 0,83) + (51,5056 \times 1,75) \\ &\quad + (25,7528 \times 1,167) - (11,1166 \times 1,167)}{179,5209} \\ &= 2,3004 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen terhadap titik G :

$$\begin{aligned}
 Mg &= f \times Y_f \\
 &= 179,5209 \times 2,3004 \\
 &= 412,9698 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

**d. Gaya gesek tumpuan bergerak**

$$f_{ges} = W_d \times C$$

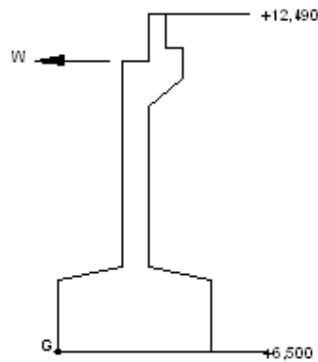
dimana:

$f_{ges}$  = gaya gesek tumpuan bergerak (rol)

$W_d$  = beban mati konstruksi atas (T) = 55,38 T

$C$  = koefisien tumpuan gesekan karet dengan beton = 0,15

$$F_{ges} = 55,38 \times 0,15 = 8,307 \text{ T}$$



**Gambar 5.42** Gaya gesek tumpuan bergerak

Lengan gaya terhadap titik G :

$$Y_{ges} = 5,12 \text{ m}$$

Momen terhadap titik G :

$$\begin{aligned}
 M_{ges} &= F_{ges} \times Y_{ges} \\
 &= 8,307 \times 5,12 \\
 &= 42,5318 \text{ m}
 \end{aligned}$$

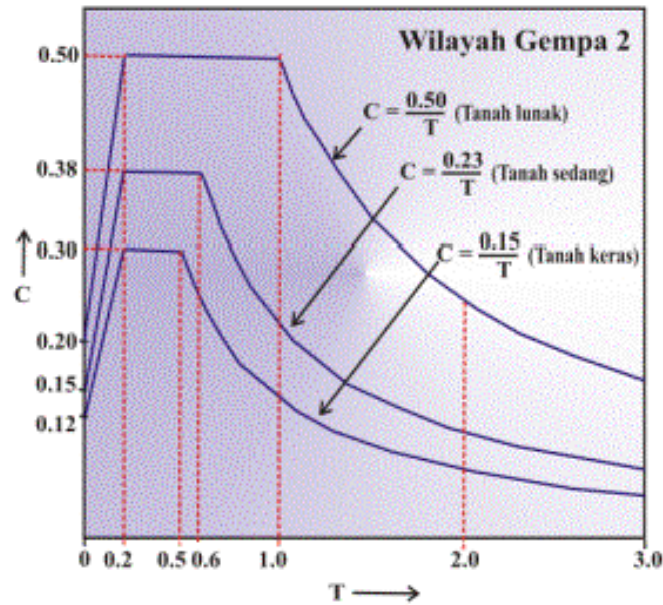
e. Gaya gempa

$$V = Wt \cdot C \cdot I \cdot K \cdot Z$$

Dimana :

$$\begin{aligned} Wt &= \text{beban mati bangunan atas yang dipengaruhi oleh percepatan gempa} \\ &= \text{berat bangunan atas} + \text{berat } \frac{1}{2} \text{ badan abutment} \\ &= 55,38 + 0,5 \times 146,7576 \\ &= 128,7588 \text{ T} \end{aligned}$$

C = koefisien geser dasar gempa



Gambar 5.43 Diagram spektrum respon gempa wilayah 2

$$\begin{aligned} T &= \text{waktu getar struktur (detik)} \\ &= 2 \pi \sqrt{(Wt / g \cdot K)} \\ g &= \text{percepatan gravitasi} = 9,81 \text{ m/det}^2 \\ K &= \text{kekakuan pilar jembatan, untuk 1 pilar } K = 3 \cdot E \cdot I / L^3 \\ E &= \text{modulus elastisitas bahan pilar} \\ E &= 235000 \text{ kg / cm}^2 = 2350000 \text{ T/m}^2 \\ I &= \text{momen inersia penampang pilar (m}^4\text{)} \\ &= \frac{1}{12} \times 2,81 \times 9,5^3 \\ &= 200,7686 \text{ m}^4 \\ L &= \text{tinggi pilar (meter)} \end{aligned}$$

$$K = \frac{3 \times EI}{L^3}$$

$$= \frac{3 \times 2350000 \times 200,7686}{2,81^3}$$

$$= 63791960,27 \text{ t/m}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\left( \frac{Wt}{g \times K} \right)}$$

$$= 2\pi \sqrt{\left( \frac{128758,8}{9,81 \times 63791960,27} \right)}$$

$$= 0,0901 \text{ detik}$$

Kekuatan geser tanah (S)

$$S = c + (\gamma \times h) \tan \varphi$$

$$\text{Lapis 1} = 0,98 + (0,00163 \times 249) \times \tan 6 = 1,0226 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Lapis 2} = 0,05 + (0,00164 \times 350) \times \tan 3 = 0,08 \text{ kg/cm}^2$$

Kekuatan geser tanah rata-rata ( $S_{rt}$ )

$$S_{rt} = \frac{(1,0226 \times 249) + (0,08 \times 350)}{249 + 350}$$

$$= 0,47185 \text{ Kg/cm}^2 = 47,185 \text{ Kpa}$$

**Tabel 5.23.** Klasifikasi tanah

Kedalaman Lapisan (m)	Nilai Kuat Geser Tanah S (Kpa)		
	Tanah Keras	Tanah Sedang	Tanah Lunak
5	$S > 55$	$45 \leq S \leq 55$	$S < 45$
10	$S > 110$	$90 \leq S \leq 110$	$S < 90$
15	$S > 220$	$180 \leq S \leq 220$	$S < 180$
$\geq 20$	$S > 330$	$270 \leq S \leq 330$	$S < 270$

$S = 47,185 \leq 90 \text{ KPa}$ , maka termasuk tanah lunak

Dari diagram spektrum respon gempa didapat  $C = 0,335$

I = faktor kepentingan

= 1,0 ; Jembatan terletak di jalan primer

K = faktor jenis struktur

= 1,0 ; Struktur jembatan dimana bangunan atas dan bangunan bawah merupakan satu kesatuan (monolit)

Z = faktor wilayah gempa

= 1,8 ; Semarang termasuk dalam zone gempa 2

V = Wt. C. I. K. Z

=  $128,7576 \times 0,335 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,8$

= 77,6408 Ton

Lengan terhadap G (Yg) = 5,12 m

Momen terhadap G =  $77,6408 \times 5,12$

= 397,5208 Tm

## 2. Perhitungan Kapasitas Pondasi Telapak

$$P_{\max} = \left( \frac{P_v}{A} \right) + \left( M_{hx} \times \left( \frac{x}{I_y} \right) \right) + \left( M_{hy} \times \left( \frac{y}{I_x} \right) \right)$$

dimana :

$P_{\max}$  = beban maksimum total pondasi

$P_v$  = beban vertikal total

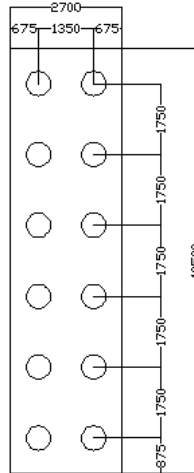
$A$  = luas dasar pondasi

$M_x$  = momen arah x

$M_y$  = momen arah y

$I_x$  = momen inersia arah x

$I_y$  = momen inersia arah y



**Gambar 5.44** Denah pondasi

$$\begin{aligned}
 x &= 0,5 \times 2,7 &= 1,35 \text{ m} \\
 y &= 0,5 \times 10,5 &= 5,25 \text{ m} \\
 I_x &= 1/12 \times Bx \times By^3 \\
 &= 1/12 \times 2,7 \times 10,5^3 &= 260,656 \text{ m}^4 \\
 I_y &= 1/12 \times Bx^3 \times By \\
 &= 1/12 \times 2,7^3 \times 10,5 &= 17,2226 \text{ m}^4 \\
 A &= 2,7 \times 10,5 &= 28,35 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

### 3. Perhitungan Kapasitas Daya Dukung Tanah Dasar

Kapasitas dukung tanah dasar (bearing capacity) dipengaruhi oleh parameter  $\phi, c, \text{ dan } \gamma$ . Besarnya kapasitas dukung tanah dasar dapat dihitung dengan metode Terzaghi, yaitu :

$$P_{ult} = \left(1,0 + 0,3 \frac{B}{L}\right) c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \left(1,0 - 0,2 \frac{B}{L}\right)$$

dimana :

$P_{ult}$  = daya dukung ultimate tanah dasar ( $t/m^2$ )

$c$  = kohesi tanah dasar ( $t/m^2$ )

$\gamma$  = berat isi tanah dasar ( $t/m^3$ )

$B=D$  = lebar pondasi (meter)

$D_f$  = kedalaman pondasi (meter)

$N_\gamma, N_q, N_c$  = faktor daya dukung *Terzaghi*

Berdasar data tanah diperoleh nilai:

$$\gamma = 1,6351 \text{ gr/cm}^3$$

$$c = 0,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 3^0$$

Sehingga diperoleh nilai-nilai daya dukung *Terzaghi*

$$N_c = 6,66$$

$$N_q = 1,36$$

$$N_\gamma = 0,3$$

Daya dukung ijin pondasi dangkal menurut formula *Terzaghi & Peck* :

$$P_{ult} = \left(1,0 + 0,3 \frac{B}{L}\right) c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \left(1,0 - 0,2 \frac{B}{L}\right)$$

$$P_{ult} = 1,077 * 0,5 * 6,66 + 1,6351 * 3,5 * 1,36 + 0,5 * 1,6351 * 2,7 * 0,3 * 0,9486$$

$$P_{ult} = 12,6262 \text{ ton/m}^2$$

$$P_{all} = (1/3) \cdot P_{ult}$$

$$P_{all} = (1/3) \cdot 12,6262$$

$$= 4,2087 \text{ ton/m}^2$$

#### 4. Kombinasi Pembebanan

**Table 5.24** Kombinasi Pembebanan

No	Kombinasi gaya	Tegangan yang digunakan terhadap tegangan ijin
I	$M + (H+K) + T_a + T_u$	100%
II	$M + T_a + A_h + G_g + A + S_R + T_m$	125%
III	$(1) + R_m + G_g + A + S_R + T_m + S$	140%
IV	$M + G_h + T_{ag} + A_g + A_{hg} + T_u$	150%
V	$M + P_I$	130%
VI	$M + (H+K) + T_a + S + T_b$	150%

dimana:

$M$  = beban mati

$H + K$  = beban hidup dengan kejutan

$A_h$  = gaya akibat aliran dan hanyutan

- $A$  = beban angin
- $R_m$  = gaya akibat rem
- $G_h$  = gaya horisontal ekivalen akibat gempa bumi
- $AH_g$  = gaya akibat aliran dan hanyutan waktu gempa
- $G_g$  = gaya gesek tumpuan bergerak
- $P_l$  = gaya-gaya waktu pelaksanaan
- $S$  = gaya sentrifugal
- $SR$  = gaya akibat susut dan rangkai
- $T_m$  = gaya akibat perubahan suhu (selain susut dan rangkai)
- $T_a$  = gaya tekanan tanah
- $T_{ag}$  = gaya tekanan tanah akibat gempa bumi
- $T_b$  = gaya tumbuk
- $T_u$  = gaya angkat

**a. Kombinasi 1**

**Tabel 5.25** Kombinasi 1

BEBAN		GAYA		JARAK THD G		MOMEN	
Jenis	Bagian	V	H	X	Y	M <sub>v</sub>	M <sub>h</sub>
M	WG	146,7576		1,3627		199,9866	
	WBA	55,3800		1,3500		74,7630	
	Ws	109,6847		1,5409		169,0132	
H+K		52,9104		1,3500		71,4290	
Ta			179,5209		2,3004		412,9699
B Nominal		364,7327	179,5209			515,1918	412,9699
B Ijin		364,7327	179,5209			515,1918	412,9699

Kontrol Terhadap :

**Gaya Guling**

$$SF = \frac{\sum M_v}{\sum M_h}$$

$$= \frac{515,1918}{412,9699} = 1,2475 < \overline{SF} = 1,5 \quad \dots\dots\dots \text{Tidak Aman}$$



**Gaya Geser**

$$SF = \frac{\sum V \times \tan \delta + Ca \times B}{\sum H}$$

Tan δ = faktor geser tanah antara tanah dan dasar tembok (Buku Teknik Sipil)  
 = 0,45 (Beton dengan tanah lempung )

Ca = kohesi antara tanah dasar dan dasar tembok = 0,5 t/m<sup>2</sup>

B = lebar dasar pondasi

$$SF = \frac{364,7327 \times 0,45 + 0,5 \times 2,7}{179,5209}$$

$$= 0,9217 < \overline{SF} = 1,5 \quad \text{..... Tidak Aman}$$

**Eksentrisitas**

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum Mv - \sum Mh}{\sum V} < \frac{B}{6} = \frac{2,7}{6} = 0,45 \text{ m}$$

$$= \frac{2,7}{2} - \frac{515,1918 - 412,9699}{364,7327}$$

$$= 1,0697 \text{ m} > 0,45 \text{ m} \quad \text{.....Tidak Aman}$$

**Kontrol terhadap daya dukung tanah**

$$P_{\max} = \frac{364,7327}{28,35} + \frac{(515,1918 + 412,9699) \times 1,35}{17,2226}$$

$$= 85,6796 \text{ T/m}^2 > P_{\text{all}} = 4,2087 \text{ T/m}^2 \quad \text{.....Tidak Aman}$$

**b. Kombinasi 2**

**Tabel 5.26** Kombinasi 2

BEBAN		GAYA		JARAK THD G		MOMEN	
Jenis	Bagian	V	H	X	Y	Mv	Mh
M	WG	146,7576		1,3627		199,9866	
	WBA	55,3800		1,3500		74,7630	
	Ws	109,6847		1,5409		169,0132	
Ta			179,5209		2,3004		412,9699
Gesek			8,3070		5,1200		42,5318
B Nominal		311,8223	187,8279			443,7627	455,5017
B Ijin		389,7779	234,7849			554,7034	569,3771

Kontrol Terhadap:

**Gaya Guling**

$$\begin{aligned} SF &= \frac{\sum M_v}{\sum M_h} \\ &= \frac{443,7627}{455,5017} = 0,9742 < \overline{SF} = 1,5 \quad \text{..... Tidak Aman} \end{aligned}$$

**Gaya Geser**

$$\begin{aligned} SF &= \frac{\sum V \times \tan \delta + Ca \times B}{\sum H} \\ SF &= \frac{311,8223 \times 0,45 + 0,5 \times 2,7}{187,8279} = 0,72 < \overline{SF} = 1,5 \quad \text{..... Tidak Aman} \end{aligned}$$

**Eksentrisitas**

$$\begin{aligned} e &= \frac{B}{2} - \frac{\sum M_v - \sum M_h}{\sum V} < \frac{B}{6} = \frac{2,7}{6} = 0,45 \text{ m} \\ &= \frac{2,7}{2} - \frac{443,7627 - 455,5017}{311,8223} \\ &= 1,3876 \text{ m} > 0,45 \text{ m} \quad \text{.....Tidak Aman} \end{aligned}$$

**Kontrol terhadap daya dukung tanah**

$$\begin{aligned} P_{\max} &= \frac{389,7779}{28,35} + \frac{(554,7034 + 569,3771) \times 1,35}{17,2226} \\ &= 101,8603 \text{ T/m}^2 > P_{\text{all}} = 4,2087 \text{ T/m}^2 \quad \text{.....Tidak Aman} \end{aligned}$$

c. **Kombinasi 3**

**Tabel 5.27** Kombinasi 3

BEBAN		GAYA		JARAK THD G		MOMEN	
Jenis	Bagian	V	H	X	Y	Mv	Mh
M	WG	146,7576		1,3627		199,9866	
	WBA	55,3800		1,3500		74,7630	
	Ws	109,6847		1,5409		169,0132	
H+K		52,9104		1,3500		71,4290	
Ta			179,5209		2,3004		412,9699
Rem			2,6455		7,7900		20,6086
Gesek			8,3070		5,1200		42,5318
B Nominal		364,7327	190,4734			515,1918	476,1103
B Ijin		510,6258	266,6628			721,2685	666,5544

Kontrol Terhadap:

**Gaya Guling**

$$SF = \frac{\sum Mv}{\sum Mh}$$

$$= \frac{515,1918}{476,1103} = 1,0821 < \overline{SF} = 1,5 \quad \text{.....Tidak Aman}$$

**Gaya Geser**

$$SF = \frac{\sum V \times \tan \delta + Ca \times B}{\sum H}$$

$$SF = \frac{364,7327 \times 0,45 + 0,5 \times 2,7}{190,4734} = 0,8687 < \overline{SF} = 1,5 \quad \text{.....Tidak Aman}$$

**Eksentrisitas**

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum Mv - \sum Mh}{\sum V} < \frac{B}{6} = \frac{2,7}{6} = 0,45 \text{ m}$$

$$= \frac{2,7}{2} - \frac{515,7655 - 476,2759}{365,1577}$$

$$= 1,2428 \text{ m} > 0,45 \text{ m} \quad \text{.....Tidak Aman}$$

**Kontrol terhadap daya dukung tanah**

$$P_{\max} = \frac{510,6258}{28,35} + \frac{(721,2685 + 666,5544) \times 1,35}{17,2226}$$

$$= 126,7965 \text{ T/m}^2 > P_{\text{all}} = 4,2087 \text{ T/m}^2 \quad \text{.....Tidak Aman}$$

**d. Kombinasi 4**

**Tabel 5.28** Kombinasi 4

BEBAN		GAYA		JARAK THD G		MOMEN	
Jenis	Bagian	V	H	X	Y	Mv	Mh
M	WG	146,7576		1,3627		199,9866	
	WBA	55,3800		1,3500		74,7630	
	Ws	109,6847		1,5409		169,0132	
Gempa			77,6408		5,1200		397,5209
Gesek			8,3070		5,1200		42,5318
B Nominal		311,8223	85,9478			443,7627	440,0527
B Ijin		467,7335	128,9217			665,6441	660,0791

Kontrol Terhadap:

**Gaya Guling**

$$SF = \frac{\sum Mv}{\sum Mh}$$

$$= \frac{443,7627}{440,0527} = 1,0084 < \overline{SF} = 1,5 \quad \dots\dots\dots \text{Tidak Aman}$$

**Gaya Geser**

$$SF = \frac{\sum V \times \tan \delta + Ca \times B}{\sum H}$$

$$SF = \frac{311,8223 \times 0,45 + 0,5 \times 2,7}{85,9478} = 1,6483 > \overline{SF} = 1,5 \quad \dots\dots\dots \text{Aman}$$

**Eksentrisitas**

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum Mv - \sum Mh}{\sum V} < \frac{B}{6} = \frac{2,7}{6} = 0,45 \text{ m}$$

$$= \frac{2,7}{2} - \frac{443,7627 - 440,0527}{311,8223}$$

$$= 1,3381 \text{ m} > 0,45 \text{ m} \quad \dots\dots\dots \text{Tidak Aman}$$

**Kontrol terhadap daya dukung tanah**

$$P_{\max} = \frac{467,7335}{28,35} + \frac{(665,6441 + 660,0791) \times 1,35}{17,2226}$$

$$= 120,4158 \text{ T/m}^2 > P_{\text{all}} = 4,2087 \text{ T/m}^2 \quad \dots\dots\dots\text{Tidak Aman}$$

**Tabel 5.29** Tabel kontrol stabilitas abutment terhadap kombinasi pembebanan

<b>Kombinasi</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
<b>Stabilitas Guling</b>				
SF ijin	1,500	1,500	1,500	1,500
SF terjadi	1,2475	0,9742	1,0821	1,0084
Keterangan	Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman
<b>Stabilitas Geser</b>				
SF ijin	1,500	1,500	1,500	1,500
SF terjadi	0,9217	0,7542	0,8687	1,6483
Keterangan	Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman	Aman
<b>Eksentrisitas</b>				
e <sub>ijin</sub>	0,450	0,450	0,450	0,450
e terjadi	1,0697	1,3876	1,2428	1,3381
Keterangan	Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman
<b>Kontrol Pmax</b>				
P <sub>all</sub>	4,2087	4,2087	4,2087	4,2087
P <sub>max</sub>	85,6796	101,8603	126,7965	120,4158
Keterangan	Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman

Dikarenakan beberapa nilai pada cek kestabilan pondasi terjadi tidak aman sehingga direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang untuk menanggulangi kegagalan konstruksi

## 5. Perhitungan Kemampuan Tiang Pancang

Tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut :

- Diameter luar tiang pancang bulat ( $D_L$ ) = 45 cm
- Diameter dalam tiang pancang bulat ( $D_D$ ) = 25 cm
- Panjang satu segmen tiang pancang = 12 m
- Luas penampang tiang pancang =  $\frac{1}{4}\pi(D_L^2 - D_D^2)$   
=  $\frac{1}{4}\pi(45^2 - 25^2)$   
= 1099,5547 cm<sup>2</sup>
- Keliling penampang tiang pancang =  $\pi(D_L + D_D)$   
=  $\pi(45 + 25)$   
= 219,9115 cm

Mutu beton tiang pancang yang digunakan adalah sbb :

- $f^c = 60$  MPa

### a. Berdasarkan kekuatan bahan

Menurut Peraturan Beton Indonesia (PBI), tegangan tekan beton yang diijinkan yaitu:

$$\sigma_b = 0,33 \times f^c \quad ; \quad f^c = \text{kekuatan karakteristik beton}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{all}} &= \sigma_b \times A_{\text{tiang}} \\ &= 0,33 \times 60 \text{ MPa} \times 109955,47 \text{ mm}^2 \\ &= 2177118,306 \text{ N} \\ &= 217,7118 \text{ ton} \end{aligned}$$

Dimana :  $P_{\text{all}}$  = kekuatan tiang yang diijinkan (ton)

$\sigma_b$  = tegangan tiang terhadap penumbukan (MPa)

$A_{\text{tiang}}$  = luas penampang tiang pancang (mm<sup>2</sup>)

**b. Berdasarkan hasil SPT**

Pengujian Penetrasi Standar atau Standart Penetration Test ( SPT ) pada dasarnya adalah metode yang paling berguna untuk menentukan kondisi tanah yang mendasari suatu tempat. Pengujian penetrasi standar merupakan cara yang paling populer dewasa ini dan cara yang ekonomis untuk mendapatkan informasi di bawah permukaan tanah. Berdasarkan faktor pendukungnya, daya dukung tiang pancang dihitung sebagai berikut :

➤ **Perhitungan Meyerhof**

Meyerhof (1956) mengusulkan formula untuk menentukan daya dukung pondasi tiang pancang sebagai berikut :

$$P_{ult} = 40 \times N_b \times A_b + 0,2 \times \tilde{N} \times A_s$$

Dimana :

$P_{ult}$  = daya dukung batas pondasi tiang pancang (ton)

$N_b$  = nilai N-SPT pada elevasi dasar tiang

$A_b$  = Luas penampang dasar tiang ( $m^2$ )

$\tilde{N}$  = nilai N-SPT rata-rata

$A_s$  = Luas selimut tiang ( $m^2$ ) = keliling x  $L_p$

$N_b = 9$

$\tilde{N} = (1 + 2 + 2 + 6 + 6 + 9) / 6 = 4,333$

$A_b = 1099,5547 \text{ cm}^2 = 0,1099 \text{ m}^2$

$A_s = \pi(D_L + D_D) \times L_p$

$$= 2,1991 \times 32 \text{ m}^2$$

$$= 70,3712 \text{ m}$$

$P_{ult} = 40 \times N_b \times A_b + 0,2 \times \tilde{N} \times A_s$

$$= (40 \times 9 \times 0,1099) + (0,2 \times 4,333 \times 70,3712)$$

$$= 97,3077 \text{ ton}$$

$$P_{all} = \frac{P_{ult}}{3}$$

$$= \frac{97,3077}{3}$$

$$= 32,4359 \text{ ton}$$

➤ **Perhitungan Begemann**

$$P_{\text{all}} = \frac{q_c * A}{3} + \frac{\text{keliling} * JHP}{5}$$

Tahanan Friksi ( *Side friction* ) :

$$\begin{aligned} R_f &= \frac{q_c * A}{3} \\ &= \frac{40 * 1099,5547}{3} \\ &= 14660,7293 \text{ kg} \\ &= 14,6607 \text{ ton} \end{aligned}$$

Tahanan ujung ( *End bearing* ) :

$$\begin{aligned} R_b &= \frac{\text{keliling} * JHP}{5} \\ &= \frac{219,9115 * 1098,00}{5} \\ &= 48292,5654 \text{ kg} \\ &= 48,2926 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{all}} &= R_f + R_b \\ &= 14,6607 \text{ ton} + 48,2926 \text{ ton} \\ &= 62,9533 \text{ ton} \end{aligned}$$

Berikut ini disajikan besarnya daya dukung tiang pancang berdasarkan diameter dengan beberapa metode yang ada.

**Tabel 5.30** Daya Dukung Tiang Berdasarkan Beberapa Metode

Keterangan	Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal $P_{\text{all}}$ ( ton )
	$\varnothing_L$ 45 cm
Kekuatan Bahan	217,7118
Meyerhoff	<b>32,4359</b>
Begemann	62,9533



Dari beberapa harga daya dukung ijin tiang pancang yang telah didapatkan, dipilih daya dukung tanah terkecil. Karena direncanakan menggunakan tiang pancang dengan diameter 45 cm, maka besarnya daya dukung ijin tiang pancang tunggal adalah  $P_{all} = 32,4359$  ton.

## 6. Menentukan Jumlah Tiang Pancang

Beban :

$$\text{Beban bangunan atas} = 55,38 \quad \text{ton}$$

$$\text{Beban abutment} = 146,7576 \quad \text{ton}$$

$$\text{Beban tanah timbunan} = 109,6847 \quad \text{ton}$$

$$\text{Beban hidup} = 52,9104 \quad \text{ton}$$

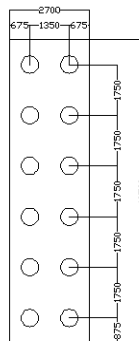
$$\text{Beban sendiri pile} = \underline{12,2145} \quad \text{ton}$$

$$\Sigma P_v = 376,9472 \quad \text{ton}$$

$$\begin{aligned} \Sigma \text{ tiang} &= \frac{\Sigma P_v}{P_{ult}} \\ &= \frac{376,9472}{32,4359} \end{aligned}$$

$$= 11,6213$$

$$\Sigma \text{ tiang yg dipasang} = 12 \text{ titik tiang pancang}$$



**Gambar 5.45** Denah pondasi tiang pancang

## 7. Perhitungan Efisiensi Kelompok Tiang

Metode AASTHO :

$$E_{ff} = 1 - \frac{\varphi}{90} \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{m * n} \right]$$

dimana :

$E_{ff}$  = efisiensi kelompok tiang

$m$  = jumlah baris tiang

$n$  = jumlah baris tiang dalam arah lainnya

$\varphi$  = arc tg d/s, dalam derajat

$d$  = diameter tiang

dimana :

$m$  = 6

$n$  = 2

$\varphi$  = arc tan D/S

= arc tan 45/175

= 14,4207

$$\eta = 1 - \left\{ \frac{14,4207}{90} \times \left[ \frac{(2-1)6 + (6-1)2}{6 \times 2} \right] \right\} = 0,78636 = 78,636 \%$$

Daya Dukung 1 Tiang Pancang Dalam Group

$P_{all}$  =  $\eta \times P_{all}$  tiang tunggal

=  $0,78636 \times 32,4359$  ton

= 25,5063 ton

Daya Dukung Kelompok Tiang Pancang

$P_{all \text{ group}}$  = jumlah tiang  $\times P_{all}$  1 tiang dlm group

=  $12 \times 25,5063$

= 306,0755 ton

**8. Perhitungan Beban Maksimum Yang Diterima Tiang Pancang**

$$P_{\max} = \left( \frac{P_v}{n} \right) \pm \left( \frac{M_y * X_{\max}}{n_y * \sum X^2} \right)$$

$P_v$  = Beban vertikal

$M_y$  = Momen arah sumbu y

$n$  = jumlah tiang pancang

$n_y$  = jumlah tiang pancang arah sumbu y

$X_{\max}$  = jarak terjauh tiang pancang arah sumbu x

$\sum X^2$  = Jumlah kuadrat koordinat tiang pancang ke pusat berat kelompok tiang arah sumbu x

$n$  = 12

$n_y$  = 6

$X_{\max}$  = 4,375 m

$\sum X^2$  = 53,5937 m<sup>2</sup>

**Tabel 5.31** Hasil Perhitungan  $P_{\max}$

	Kombinasi			
	1	2	3	4
$P_{\max}$	37,4038	32,0228	37,4038	32,0228

**Cek :**  $\sum P_v \leq P_{\text{all group}}$

376,9422 ton > 306,0755 ton ..... tidak aman !!

**Cek :**  $P_{\max} \leq P_{\text{all 1 tiang dlm group}}$

37,4038 ton < 25,5063 ton ..... tidak aman !!

## 9. Cek Tiang Pancang *Prestress*

$$f'_c = 60 \text{ MPa}$$

$$D_L = 45 \text{ cm}$$

$$D_D = 25 \text{ cm}$$

$$R = 100\% - 20\% = 80\% = 0,8$$

$$\text{Batasan tegangan } f_c = 0,83 f'_c = 0,83 \times 60 = 49,8 \text{ Mpa}$$

$$f_t = -\sqrt{60} = -7,746 \text{ Mpa}$$

1 tendon = 7 wire strand derajat 1860 MPa dengan  $\emptyset$  1 strand = 15,24 mm

Gaya prategang 1 tendon dengan 100 % kekuatan patah minimum = 260,7 kN

Dalam 1 kaki seribu digunakan 8 tendon, maka  $T_i = 8 \times 260,7 \text{ kN} = 2085,5 \text{ kN}$

- Titik berat penampang ( beton ) / cgc

$$Y_{bwh} = Y_{ats} = \frac{1}{2} D = \frac{1}{2} \times 45 \text{ cm} = 22,5 \text{ cm}$$

$$X_{kr} = X_{kn} = \frac{1}{2} D = \frac{1}{2} \times 45 \text{ cm} = 22,5 \text{ cm}$$

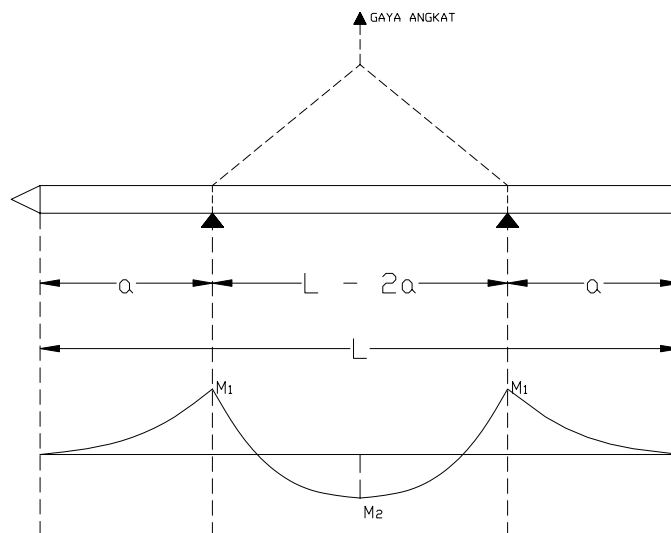
- Momen inersia dan Statis momen

$$I = \frac{1}{64} \pi D^4 = \frac{1}{64} \pi (45^4 - 25^4) = 182114,1991 \text{ cm}^4$$

$$S_{x \text{ bwh}} = S_{x \text{ ats}} = I / Y_{bwh} = 182114,1991 / 22,5 = 8093,9644 \text{ cm}^3$$

Penulangan berdasarkan cara pengangkatan ada dua macam, yaitu pengangkatan lurus (dua titik) dan pengangkatan miring (satu titik).

a. Cara I (Pengangkatan Lurus)



**Gambar. 5.46** Pengangkatan Tiang Pancang dengan 2 Titik

$$\begin{aligned}
 M_1 &= \frac{1}{2} q a^2 \\
 M_2 &= \frac{1}{8} q (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} q a^2 \\
 M_1 &= M_2 \\
 \frac{1}{2} q a^2 &= \frac{1}{8} q (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} q a^2 \\
 \frac{1}{2} a^2 &= \frac{1}{8} (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} a^2 \\
 4a^2 + 4aL - L^2 &= 0 \\
 4a^2 + 48a - 144 &= 0
 \end{aligned}$$

$$a_{1,2} = \frac{-48 \pm \sqrt{48^2 - 4 \cdot 4 \cdot (-144)}}{2 \cdot 4}$$

$$a_1 = 2,4853 \text{ m} ; a_2 = -14,4853 \text{ m}$$

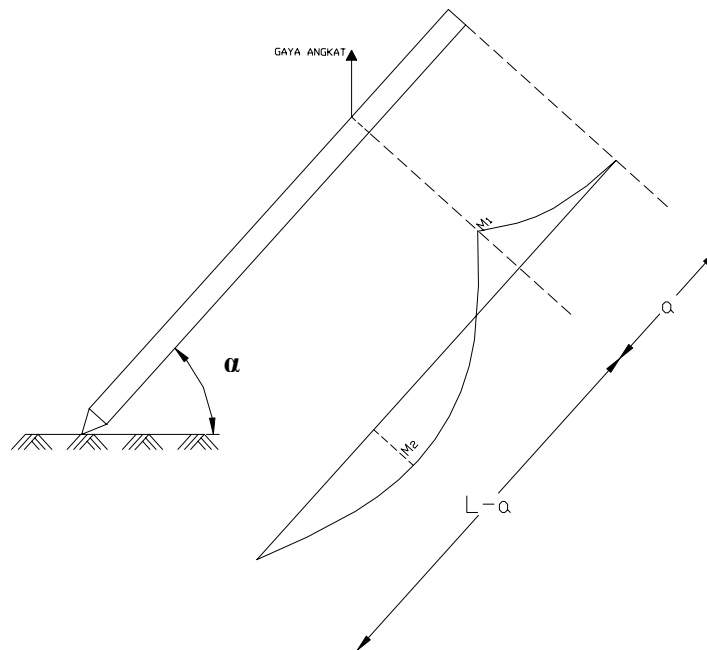
$12 > a > 0$ , maka  $a = 2,4853 \text{ m}$

$$q = A_{\text{tiang}} \times \gamma_c = \frac{1}{4} \pi (0,45^2 - 0,225^2) \text{ m}^2 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 286,2776 \text{ kg/m}$$

$$M_1 = M_2 = \frac{1}{2} * q * a^2 = \frac{1}{2} \times 286,2776 \times 2,4853^2 = 884,1278 \text{ kgm}$$

$$V_{u_{\text{max}}} = q(\frac{1}{2}L - a) = 286,2776 \times (\frac{1}{2} \times 12 - 2,4853) = 1006,1799 \text{ kg}$$

b. Cara II (pengangkatan miring)



**Gambar. 5.47** Pengangkatan Tiang Pancang dengan 1 Titik

$$M_1 = \frac{1}{2} * q * a$$

$$R_1 = \frac{1}{2} q(L-a) - \left( \frac{\frac{1}{2} L^2 - 2aL}{(L-a)} \right)^2 = \left( \frac{qL^2 - 2q * a * L}{2(L-a)} \right)$$

$$M_x = R_1 * x - \frac{1}{2} * q * x^2$$

$$M_{\max} \rightarrow \frac{dM_x}{dx} = 0$$

$$R_1 - qx = 0$$

$$x = \frac{R_1}{q} = \frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= M_2 = R \left( \frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)} \right) - \frac{1}{2} q * \left( \frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)} \right)^2 \\ &= \frac{1}{2} * \frac{q(L^2 - 2aL)}{2(L-a)} \end{aligned}$$

$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2} * qa^2 = \frac{1}{2} * \frac{q(L^2 - 2aL)}{2(L-a)}$$

$$2a^2 - 4aL + L^2 = 0$$

$$2a^2 - 4a \times 12 + 12^2 = 0$$

$$2a^2 - 48a + 144 = 0$$

$$a_{12} = \frac{-48 \pm \sqrt{48^2 - 4 * 2 * 144}}{2 * 2}$$

$$a_1 = 3,5147 \text{ m} ; a_2 = -20,4853 \text{ m}$$

$$12 > a > 0, \text{ maka } a = 3,5147 \text{ m}$$

$$q = A_{\text{tiang}} \times \gamma_c = \frac{1}{4} \pi (0,45^2 - 0,225^2) m^2 \times 2400 kg / m^3 = 286,2776 \text{ kg / m}$$

$$M_1 = M_2 = \frac{1}{2} * q * a^2 = \frac{1}{2} \times 286,2776 \times 3,5147^2 = 1768,2102 \text{ kgm}$$

$$Vu_{\max} = q(L-a) = 286,2776 \times (12 - 3,5147) = 2429,1513 \text{ kg}$$

Penulangan didasarkan pada gaya dalam maximum yang dilihat dari cara pengangkatan

$$Mu_{\max} = 1768,2102 \text{ kgm} = 17682102 \text{ Nmm}$$

$$Vu_{\max} = 2429,1513 \text{ kg} = 24291,513 \text{ N}$$

Ti dicari dengan mengecek beberapa kemungkinan tegangan yang terjadi.

➤ Kondisi 1

$$\frac{R \times Ti}{A} + \frac{Mu_{\max}}{S_x} \leq fc$$

$$\frac{0,8 \times 2085500}{\frac{1}{4} \pi (450^2 - 250^2)} + \frac{17682102}{8093964,4} \leq 49,8$$

$$15,1734 + 2,1846 \leq 49,8$$

$$17,3580 \leq 49,8 \dots\dots\dots \text{aman !!}$$

➤ Kondisi 2

$$\frac{R \times Ti}{A} - \frac{Mu_{\max}}{S_x} \leq fc$$

$$\frac{0,8 \times 2085500}{\frac{1}{4} \pi (450^2 - 250^2)} - \frac{17682102}{8093964,4} \leq 49,8$$

$$15,1734 - 2,1846 \leq 49,8$$

$$12,9888 \leq 49,8 \dots\dots\dots \text{aman !!}$$

➤ Kondisi 3

$$\frac{R \times Ti}{A} + \frac{Mu_{\max}}{S_x} \geq ft$$

$$\frac{0,8 \times 2085500}{\frac{1}{4} \pi (450^2 - 250^2)} + \frac{17682102}{8093964,4} \geq -7,746$$

$$15,1734 + 2,1846 \geq -7,746$$

$$17,3580 \geq -7,746 \dots\dots\dots \text{aman !!}$$

➤ Kondisi 4

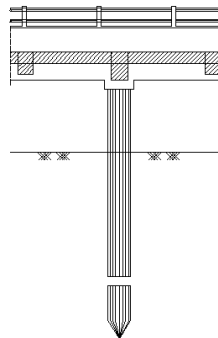
$$\frac{R \times Ti}{A} - \frac{Mu_{\max}}{S_x} \geq ft$$

$$\frac{0,8 \times 2085500}{\frac{1}{4} \pi (450^2 - 250^2)} - \frac{17682102}{8093964,4} \geq -7,746$$

$$15,1734 - 2,1846 \geq -7,746$$

$$12,9888 \geq -7,746 \dots\dots\dots \text{aman !!}$$

### 5.2.7. Analisa Terhadap Kaki Seribu



**Gambar 5.48** Tiang Pancang Kaki Seribu

#### 1. Perhitungan Kemampuan Tiang Kaki Seribu

Tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut :

- Diameter luar tiang pancang bulat ( $D_L$ ) = 60 cm
- Diameter dalam tiang pancang bulat ( $D_D$ ) = 40 cm
- Panjang satu segmen tiang pancang = 12 m
- Luas penampang tiang pancang
  - =  $\frac{1}{4} \pi (D_L^2 - D_D^2)$
  - =  $\frac{1}{4} \pi (60^2 - 40^2)$
  - = 1570,7963 cm<sup>2</sup>
- Keliling penampang tiang pancang
  - =  $\pi (D_L + D_D)$
  - =  $\pi (60 + 40)$
  - = 314,1593 cm

Mutu beton tiang pancang yang digunakan adalah sbb :

- $f^c = 60$  MPa



**a. Berdasarkan kekuatan bahan**

Menurut Peraturan Beton Indonesia (PBI), tegangan tekan beton yang diijinkan yaitu:

$$\sigma_b = 0,33 \times f'c \quad ; \quad f'c = \text{kekuatan karakteristik beton}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{all}} &= \sigma_b \times A_{\text{tiang}} \\ &= 0,33 \times 60 \text{ MPa} \times 157079,63 \text{ mm}^2 \\ &= 3110176,674 \text{ N} = 311,0177 \text{ ton} \end{aligned}$$

Dimana :  $P_{\text{all}}$  = kekuatan tiang yang diijinkan (ton)

$\sigma_b$  = tegangan tiang terhadap penumbukan (MPa)

$A_{\text{tiang}}$  = luas penampang tiang pancang ( $\text{mm}^2$ )

**b. Berdasarkan hasil SPT**

Pengujian Penetrasi Standar atau Standart Penetration Test ( SPT ) pada dasarnya adalah metode yang paling berguna untuk menentukan kondisi tanah yang mendasari suatu tempat. Pengujian penetrasi standar merupakan cara yang paling populer dewasa ini dan cara yang ekonomis untuk mendapatkan informasi di bawah permukaan tanah. Berdasarkan faktor pendukungnya, daya dukung tiang pancang dihitung sebagai berikut :

➤ **Perhitungan Meyerhof**

Meyerhof (1956) mengusulkan formula untuk menentukan daya dukung pondasi tiang pancang sebagai berikut :

$$P_{\text{ult}} = 40 \times N_b \times A_b + 0,2 \times \tilde{N} \times A_s$$

Dimana :

$P_{\text{ult}}$  = daya dukung batas pondasi tiang pancang (ton)

$N_b$  = nilai N-SPT pada elevasi dasar tiang

$A_b$  = Luas penampang dasar tiang ( $\text{m}^2$ )

$\tilde{N}$  = nilai N-SPT rata-rata

$A_s$  = Luas selimut tiang ( $\text{m}^2$ ) = keliling x  $L_p$

$N_b = 9$

$\tilde{N} = (1 + 2 + 2 + 6 + 6 + 9) / 6 = 4,333$

$A_b = 1570,7963 \text{ cm}^2 = 0,1571 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned}
A_s &= \pi(D_L + D_D) \times Lp \\
&= 3,1416 \times 36 \text{ m}^2 \\
&= 113,0976 \text{ m} \\
P_{ult} &= 40 \times N_b \times A_b + 0,2 \times \tilde{N} \times A_s \\
&= (40 \times 9 \times 0,1571) + (0,2 \times 4,333 \times 113,0976) \\
&= 154,5664 \text{ ton} \\
P_{all} &= \frac{P_{ult}}{3} \\
&= \frac{154,5664}{3} = 51,5221 \text{ ton}
\end{aligned}$$

➤ **Perhitungan Begemann**

$$P_{all} = \frac{q_c * A}{3} + \frac{keliling * JHP}{5}$$

Tahanan Friksi ( *Side friction* ) :

$$\begin{aligned}
R_f &= \frac{q_c * A}{3} \\
&= \frac{40 * 1570,7963}{3} \\
&= 20943,9507 \text{ kg} \\
&= 20,9440 \text{ ton}
\end{aligned}$$

Tahanan ujung ( *End bearing* ) :

$$\begin{aligned}
R_b &= \frac{keliling * JHP}{5} \\
&= \frac{314,1593 * 1098,00}{3} \\
&= 68989,3823 \text{ kg} \\
&= 68,9894 \text{ ton} \\
P_{all} &= R_f + R_b \\
&= 20,9440 \text{ ton} + 68,9894 \text{ ton} \\
&= 89,9334 \text{ ton}
\end{aligned}$$

Berikut ini disajikan besarnya daya dukung tiang pancang berdasarkan diameter dengan beberapa metode yang ada.

**Tabel 5.32** Daya Dukung Tiang Berdasarkan Beberapa Metode

Keterangan	Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal $P_{all}$ ( ton )
	$\varnothing_L$ 60 cm
Kekuatan Bahan	311,0177
Meyerhoff	<b>51,5221</b>
Begemann	89,9334

Dari beberapa harga daya dukung ijin tiang pancang yang telah didapatkan, dipilih daya dukung tanah terkecil. Karena direncanakan menggunakan tiang pancang dengan diameter 60 cm, maka besarnya daya dukung ijin tiang pancang tunggal adalah  $P_{all} = 51,5221$  ton.

## 2. Perhitungan Tegangan Yang Terjadi Pada Kaki Seribu

$$f'c = 60 \text{ MPa}$$

$$R = 100\% - 20\% = 80\% = 0,8$$

$$\text{Batasan tegangan } fc = 0,83 f'c = 0,83 \times 60 = 49,8 \text{ Mpa}$$

$$ft = -\sqrt{60} = -7,746 \text{ Mpa}$$

1 tendon = 7 wire strand derajat 1860 MPa dengan  $\varnothing$  1 strand = 15,24 mm

Gaya prategang 1 tendon dengan 100 % kekuatan patah minimum = 260,7 kN

Dalam 1 kaki seribu digunakan 8 tendon, maka  $T_i = 8 \times 260,7 \text{ kN} = 2085,5 \text{ kN}$

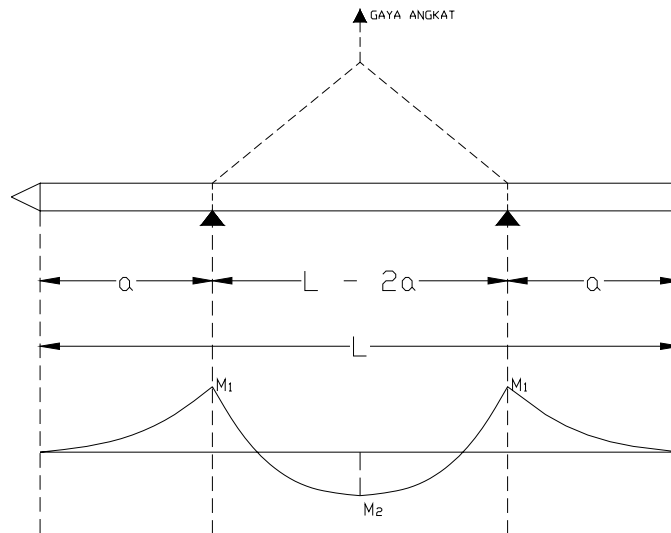
$$A_{\text{tiang}} = \text{Luas penampang tiang pancang (m}^2\text{)} = 1570,7963 \text{ cm}^2$$

$$I = (1/64)\pi D^4 = (1/64)\pi (60^4 - 40^4) = 510508,8062 \text{ cm}^4$$

$$Sx_{\text{bwh}} = Sx_{\text{ats}} = I / Y_{\text{bwh}} = 510508,8062 / 30 = 17016,9602 \text{ cm}^3$$

**Berdasarkan cara pengangkatan kaki seribu**

a. Cara I (Pengangkatan Lurus)



**Gambar. 5.49** Pengangkatan Tiang Pancang dengan 2 Titik

$$M_1 = \frac{1}{2} q a^2$$

$$M_2 = \frac{1}{8} q (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} q a^2$$

$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2} q a^2 = \frac{1}{8} q (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} q a^2$$

$$\frac{1}{2} a^2 = \frac{1}{8} (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} a^2$$

$$4a^2 + 4aL - L^2 = 0$$

$$4a^2 + 48a - 144 = 0$$

$$a_{1,2} = \frac{-48 \pm \sqrt{48^2 - 4 \cdot 4 \cdot (-144)}}{2 \cdot 4}$$

$$a_1 = 2,4853 \text{ m} ; a_2 = -14,4853 \text{ m}$$

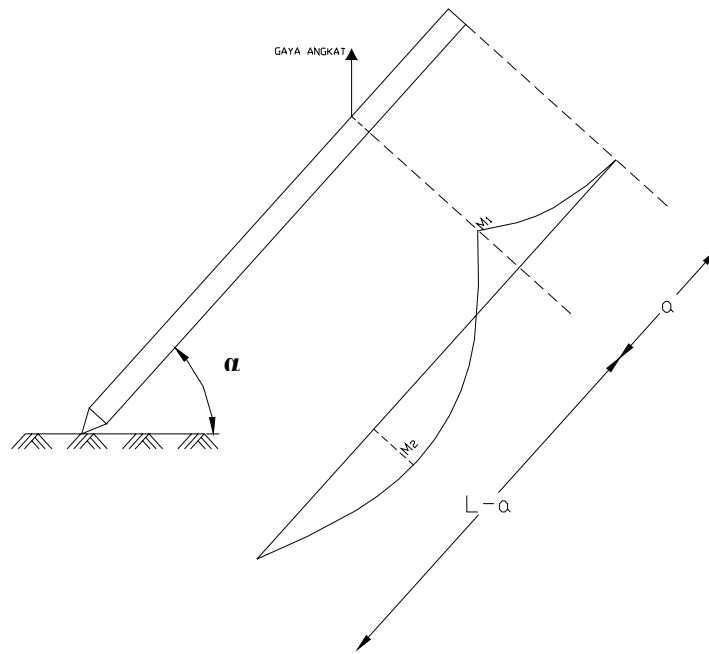
$$12 > a > 0, \text{ maka } a = 2,4853 \text{ m}$$

$$q = A_{tiang} \times \gamma_c = \frac{1}{4} \pi (0,6^2 - 0,40^2) m^2 \times 2400 kg/m^3 = 376,9911 \text{ kg/m}$$

$$M_1 = M_2 = \frac{1}{2} * q * a^2 = \frac{1}{2} \times 376,9911 \times 2,4853^2 = 1164,2835 \text{ kgm}$$

$$Vu_{\max} = q(\frac{1}{2}L - a) = 376,9911 \times (\frac{1}{2} \times 12 - 2,4853) = 1325,0106 \text{ kg}$$

b. Cara II (pengangkatan miring)



**Gambar. 5.50** Pengangkatan Tiang Pancang dengan 1 Titik

$$M_1 = \frac{1}{2} * q * a$$

$$R_1 = \frac{1}{2} q(L-a) - \left( \frac{\frac{1}{2} L^2 - 2aL}{(L-a)} \right)^2 = \left( \frac{qL^2 - 2q * a * L}{2(L-a)} \right)$$

$$M_x = R_1 * x - \frac{1}{2} * q * x^2$$

$$M_{\max} \rightarrow \frac{dM_x}{dx} = 0$$

$$R_1 - qx = 0$$

$$x = \frac{R_1}{q} = \frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= M_2 = R \left( \frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)} \right) - \frac{1}{2} q * \left( \frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)} \right)^2 \\ &= \frac{1}{2} * q \frac{(L^2 - 2aL)}{2(L-a)} \end{aligned}$$

$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2} * qa^2 = \frac{1}{2} * \frac{q(L^2 - 2aL)}{2(L-a)}$$

$$2a^2 - 4aL + L^2 = 0$$

$$2a^2 - 4a \times 12 + 12^2 = 0$$

$$2a^2 - 48a + 144 = 0$$

$$a_{1,2} = \frac{-48 \pm \sqrt{48^2 - 4 * 2 * 144}}{2 * 2}$$

$$a_1 = 3,5147 \text{ m} ; a_2 = -20,4853 \text{ m}$$

$12 > a > 0$ , maka  $a = 3,5147 \text{ m}$

$$q = A_{tiang} \times \gamma_c = \frac{1}{4} \pi (0,6^2 - 0,40^2) m^2 \times 2400 kg / m^3 = 376,9911 \text{ kg / m}$$

$$M_1 = M_2 = \frac{1}{2} * q * a^2 = \frac{1}{2} \times 376,9911 \times 3,5147^2 = 2328,5074 \text{ kgm}$$

$$Vu_{max} = q(L - a) = 376,9911 \times (12 - 3,5147) = 3198,8826 \text{ kg}$$

**Berdasarkan hasil SAP 2000 versi 7**

$$P_u = \text{Gaya normal yang terjadi pada tiang kaki seribu} = 51,5 \text{ T}$$

$$V_u = \text{Gaya normal yang terjadi pada tiang kaki seribu} = 5,51 \text{ T}$$

$$M_u = \text{Momen yang terjadi pada tiang kaki seribu} = 19,61 \text{ Tm}$$

Dari hasil gaya-gaya dalam berdasarkan cara pengangkatan kaki seribu dan berdasarkan hasil SAP 2000 versi 7 dengan kombinasi beban mati + beban hidup, ternyata lebih besar gaya-gaya dalam dari hasil SAP. Maka untuk pengecekan digunakan gaya-gaya dalam dari hasil SAP.

➤ **Kondisi 1**

$$\frac{R \times Ti + Pu_{max}}{A} + \frac{Mu_{max}}{S_x} \leq fc$$

$$\frac{0,8 * 2085600 + 515000}{\frac{1}{4} \pi (600^2 - 400^2)} + \frac{196100000}{17016960,2} \leq 49,8$$

$$13,9005 + 11,5238 \leq 49,8$$

$$25,4243 \leq 49,8 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{aman !!}$$

➤ Kondisi 2

$$\frac{R \times Ti + Pu_{\max}}{A} - \frac{Mu_{\max}}{S_x} \leq fc$$

$$\frac{0,8 * 2085600 + 515000}{\frac{1}{4} \pi (600^2 - 400^2)} - \frac{196100000}{17016960,2} \leq 49,8$$

$$13,9005 - 11,5238 \leq 49,8$$

$$2,3767 \leq 49,8 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{aman !!}$$

➤ Kondisi 3

$$\frac{R \times Ti + Pu_{\max}}{A} + \frac{Mu_{\max}}{S_x} \geq ft$$

$$\frac{0,8 * 2085600 + 515000}{\frac{1}{4} \pi (600^2 - 400^2)} + \frac{196100000}{17016960,2} \geq -7,746$$

$$13,9005 + 11,5238 \geq -7,746$$

$$25,4243 \geq -7,746 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{aman !!}$$

➤ Kondisi 4

$$\frac{R \times Ti + Pu_{\max}}{A} - \frac{Mu_{\max}}{S_x} \geq ft$$

$$\frac{0,8 * 2085600 + 515000}{\frac{1}{4} \pi (600^2 - 400^2)} - \frac{196100000}{17016960,2} \geq -7,746$$

$$13,9005 - 11,5238 \geq -7,746$$

$$2,3767 \geq -7,746 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{aman !!}$$

**Cek :  $P_{\max} \leq P_{\text{all 1 tiang}}$**

$$51,5 \text{ ton} < 51,5221 \text{ ton} \dots\dots\dots \text{aman !!}$$

## 5.2.8. Hasil Evaluasi

### 1. Evaluasi pelat

**Tabel 5.33** Evaluasi momen pelat

Pelat	Momen kerja	Momen eksisting	Keterangan
	Tm	Tm	
Pelat tepi ada trotoir	1,7422	13,6352	Aman
Pelat tepi tanpa trotoir	6,4328	13,6352	Aman
Pelat tengah arah Lx	3,7714	13,6352	Aman
Pelat tengah arah Ly	1,3020	12,7776	Aman

**Tabel 5.34** Evaluasi geser pelat

Pelat	Geser kerja	Geser eksisting	Keterangan
	T	T	
Pelat tepi ada trotoir	2,2577	58,8156	Aman
Pelat tepi tanpa trotoir	15,4989	58,8156	Aman

**Tabel 5.35** Evaluasi lendutan pelat

Pelat	Lendutan terjadi	Lendutan ijin	Keterangan
	m	m	
Pelat tepi ada trotoir	0,000049882	0,0052	Aman
Pelat tepi tanpa trotoir	0,000031566	0,0052	Aman
Pelat tengah	0,00008999	0,0052	Aman

### 2. Evaluasi gelagar

**Tabel 5.36** Evaluasi momen gelagar pada daerah tumpuan

Gelagar	Mu kerja Tm	Mu eksisting Tm	Keterangan
Gelagar memanjang tepi ada trotoir	53,72	76,399608	Aman
Gelagar memanjang tepi tanpa trotoir	57,76	76,399608	Aman
Gelagar memanjang tengah	28,07	37,654261	Aman
Gelagar melintang diatas pilar	22,41	76,399608	Aman
Gelagar melintang diatas abutment	6,89	76,399608	Aman
Gelagar melintang anak	9,59	37,654261	Aman



**Tabel 5.37** Evaluasi geser gelagar pada daerah tumpuan

Gelagar	Geser kerja T	Vu eksisting T	Keterangan
Gelagar memanjang tepi ada trotoir	31,44	49,896817	Aman
Gelagar memanjang tepi tanpa trotoir	34,15	49,896817	Aman
Gelagar memanjang tengah	25,70	36,735446	Aman
Gelagar melintang diatas pilar	36,33	49,896817	Aman
Gelagar melintang diatas abutment	32,87	49,896817	Aman
Gelagar melintang anak	23,65	36,735446	Aman

**Tabel 5.38** Evaluasi momen gelagar pada daerah lapangan

Gelagar	Mu kerja Tm	Mu eksisting	Keterangan
		Tm	
Gelagar memanjang tepi ada trotoir	66,66	100,8548232	Aman
Gelagar memanjang tepi tanpa trotoir	71,37	100,8548232	Aman
Gelagar memanjang tengah	39,53	53,506054	Aman
Gelagar melintang diatas pilar	46,23	100,8548232	Aman
Gelagar melintang diatas abutment	58,69	100,8548232	Aman
Gelagar melintang anak	18,89	53,506054	Aman

**Tabel 5.39** Evaluasi geser gelagar pada daerah lapangan

Gelagar	Geser kerja T	Vu eksisting T	Keterangan
Gelagar memanjang tepi ada trotoir	21,72	47,074435	Aman
Gelagar memanjang tepi tanpa trotoir	24,40	47,074435	Aman
Gelagar memanjang tengah	11,87	35,017227	Aman
Gelagar melintang diatas pilar	12,79	47,074435	Aman
Gelagar melintang diatas abutment	12,95	47,074435	Aman
Gelagar melintang anak	9,21	35,017227	Aman

**Tabel 5.40** Evaluasi lendutan gelagar akibat beban hidup

Gelagar	No Joint	Lendutan yang terjadi	Lendutan ijin	Keterangan
		m	m	
Gelagar memanjang tepi ada trotoir	9	0,0107	0,00625	Tidak Aman
Gelagar memanjang tepi tanpa trotoir	7	0,0115	0,00625	Tidak Aman
Gelagar memanjang tengah	8	0,0148	0,00625	Tidak Aman
Gelagar melintang diatas pilar	13	0,0218	0,00850	Tidak Aman
Gelagar melintang diatas abutment	3	0,0051	0,00850	Aman
Gelagar melintang anak	8	0,0148	0,00850	Tidak Aman

### 3. Evaluasi pondasi

#### Tiang pancang abutment

Cek :  $\sum P_v \leq P_{\text{all group}}$

376,9422 ton > 306,0755 ton ..... tidak aman !!

Cek :  $P_{\text{max}} \leq P_{\text{all 1 tiang dlm group}}$

37,4038 ton > 25,5063 ton ..... tidak aman !!

#### Kaki seribu

Cek :  $P_{\text{max}} \leq P_{\text{all 1 tiang}}$

51,5 ton < 51,5221 ton..... aman !!

#### Kesimpulan Evaluasi :

- Berdasarkan Evaluasi, kapasitas gelagar ternyata memenuhi syarat yang ditetapkan **Sehingga, keretakan pelat tidak disebabkan oleh kapasitas gelagar, hal ini dibuktikan dengan hasil perhitungan gelagar yang memenuhi syarat yang ditetapkan.**
- Pada perhitungan lendutan ini dihitung dengan penampang utuh tanpa tulangan, jadi pada perhitungan diatas ada beberapa lendutan yang melebihi batas lendutan ijin. Sedangkan pada perhitungan lendutan yang dihitung dengan penampang utuh dengan tulangan. Selain beton yang memikul lendutan, tulangan juga memikul lendutan.

## BAB VI

### KONTROL *IMPACT* DAN PENANGANAN

#### 6.1. Tinjauan Umum

Dalam suatu perencanaan jembatan, pelat lantai tidak didesain kuat menahan beban akibat benturan/*impact*. Padahal daerah oprit yang merupakan tanah timbunan mengalami penurunan yang relatif besar akibat konsolidasi. Apalagi bila tanah dasarnya jelek maka penurunan semakin besar. Akibatnya sudut loncatan yang terbentuk akan semakin besar juga. Dengan begitu beban akibat benturan/*impact* akan semakin besar dan mempengaruhi defleksi pelat lantai jembatan. Pelat lantaipun bisa retak akibat benturan/*impact* tersebut.

Keretakkan pelat lantai kaki seribu harus diperbaiki dengan cepat. Salah satu caranya adalah dengan *grouting*, yakni mengisi lubang retak dengan pasta anti susut. Dengan begitu pelat masih mempunyai kuat tekan yang cukup untuk menahan beban jembatan. Di sisi lain penyebab utama terjadinya *impact* harus segera diatasi. Caranya dengan memberi pelat beton yang di bawahnya diberi tiang pancang pada daerah oprit sehingga kendaraan yang terloncat tidak jatuh pada pelat lantai kaki seribu tetapi jatuh pada pelat beton tersebut.

#### 6.2. Kontrol *Impact*

##### 6.2.1 Konsolidasi

Konsolidasi pada daerah oprit perlu dihitung untuk mengetahui besarnya penurunan yang terjadi pada setiap lapisan. Waktu konsolidasi dihitung sejak akhir pelaksanaan proyek (januari 1999) sampai sekarang (januari 2007). Sehingga waktu konsolidasi dihitung 8 tahun.

##### 1. Analisa Pembebanan

###### ▪ Lapis perkerasan jalan

- Aspal (wearing+binder+ATB) =  $0,21 \times 8 \times 24,2 \times 2,3$  = 93,5088 T
- Lapis pondasi atas =  $0,25 \times 8 \times 24,2 \times 1,45$  = 70,1800 T
- Lapis pondasi bawah =  $0,35 \times 8 \times 24,2 \times 1,85$  = 125,256 T
- Bahu jalan (agregat kelas B) =  $0,35 \times (2 + 2) \times 24,2 \times 1,85$  = 62,6780 T

$$\Sigma = 351,7228 \text{ T}$$

- Tanah timbunan
  - Luas penampang sta 2 + 214,4 =  $(14,8 + 1,5 \times 3,33)3,33 = 65,9174 \text{ m}^2$
  - Luas penampang sta 2 + 238,6 =  $(14,8 + 1,5 \times 2,80)2,80 = 53,2000 \text{ m}^2$

Berat tanah timbunan

$$= \text{rata-rata luas penampang} \cdot \text{panjang} \cdot \gamma_{\text{tanah timbunan}}$$

$$= \left( \frac{65,9174 + 53,2000}{2} \right) \times 24,2 \times 1,63 = 2349,3525 \text{ T}$$

- Prasarana jalan yang lain
    - Berat rail guard (25 kg/m) =  $0,025 \times 24,2 = 0,605 \text{ T}$
    - Berat pelat injak =  $8 \times 3 \times 0,2 \times 2,4 = 11,52 \text{ T}$
    - Berat lampu (asumsi) =  $0,5 \text{ T}$
- $$\Sigma = 12,6250 \text{ T}$$

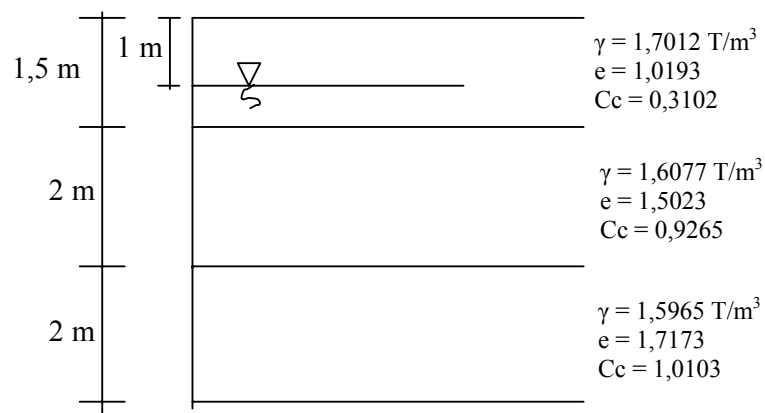
$$\text{Beban total } (P_{\text{Total}}) = 351,7228 + 2349,3525 + 12,6250$$

$$= 2713,7003 \text{ T}$$

## 2. Perhitungan *Settlement*/penurunan

Dalam perhitungan konsolidasi,  $\Delta P''$  dihitung berdasarkan  $P_{\text{Total}}$

$$\Delta P'' = \frac{P_{\text{Total}}}{\text{luas}} = \frac{2713,7003}{24,2 \times 23,9965} = 4,6730 \text{ T/m}^2$$



**Gambar 6.1.** Struktur lapisan tanah untuk perhitungan konsolidasi permukaan

### a. Lapisan 1

- $P_0 = H \times \gamma = 0,75 \times 1,7012 = 1,2759 \text{ T/m}^2$
- $\Delta P = \frac{\Delta P'' \times L \times B}{(L + Z) \times (B + Z)}$   
 $= \frac{4,6730 \times 24,2 \times 23,9965}{(24,2 + 0,75) \times (23,9965 + 0,75)} = 4,3952 \text{ T/m}^2$
- $S_{\text{Total}} = \frac{C_c \times H}{(1 + e_0)} \log\left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0}\right)$   
 $= \frac{0,3102 \times 1,5}{(1 + 1,0193)} \log\left(\frac{1,2759 + 4,3952}{1,2759}\right) = 0,1493 \text{ m}$
- $T_v = \frac{C_v \times t}{H^2} = \frac{0,002777 \times 8 \times 365 \times 24 \times 60}{150^2} = 0,5190$
- $T_v = 1,781 - 0,933 \log(100 - U)$   
 $0,5190 = 1,781 - 0,933 \log(100 - U)$   
 $\text{Log}(100 - U) = \frac{1,781 - 0,5190}{0,933} = 1,3526$   
 $100 - U = 10^{1,3526}$   
 $U = 100 - 22,52 = 77,48 \%$
- $S_{8\text{Tahun}} = U \times S_{\text{Total}} = 77,48\% \times 0,1493 = 0,1157 \text{ m}$
- Mencapai derajat konsolidasi 90 % ( $T_v = 0,848$ )  
 $t = \frac{T_v \times H^2}{C_v} = \frac{0,848 \times 150^2}{0,002777 \times 365 \times 24 \times 60}$   
 $t = 13,07 \text{ tahun}$

b. Lapisan 2

- $P_0 = H \times \gamma = 1 \times 1,7012 + 0,5 \times 0,7012 + 1 \times 0,6077$   
 $= 2,6595 \text{ T/m}^2$
- $\Delta P = \frac{\Delta P'' \times L \times B}{(L + Z) \times (B + Z)}$   
 $= \frac{4,6730 \times 24,2 \times 23,9965}{(24,2 + 2,5) \times (23,9965 + 2,5)} = 3,8359 \text{ T/m}^2$

- $S_{\text{Total}} = \frac{C_c \times H}{(1 + e_0)} \log\left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0}\right)$   
 $= \frac{0,9265 \times 2}{(1 + 1,5023)} \log\left(\frac{2,6595 + 3,8359}{2,6595}\right) = 0,2872 \text{ m}$
- $T_v = \frac{C_v \times t}{H^2} = \frac{0,007225 \times 8 \times 365 \times 24 \times 60}{200^2} = 0,7595$
- $T_v = 1,781 - 0,933 \log(100 - U)$   
 $0,7595 = 1,781 - 0,933 \log(100 - U)$   
 $\text{Log}(100 - U) = \frac{1,781 - 0,7595}{0,933} = 1,0949$   
 $100 - U = 10^{1,0949}$   
 $U = 100 - 12,44 = 87,56 \%$
- $S_{8\text{Tahun}} = U \times S_{\text{Total}} = 87,56\% \times 0,2872 = 0,2515 \text{ m}$
- Mencapai derajat konsolidasi 90 % ( $T_v = 0,848$ )  
 $t = \frac{T_v \times H^2}{C_v} = \frac{0,848 \times 200^2}{0,007225 \times 365 \times 24 \times 60}$   
 $t = 8,93 \text{ tahun}$

c. Lapisan 3

- $P_0 = H \times \gamma = 1 \times 1,7012 + 0,5 \times 0,7012 + 2 \times 0,6077 + 1 \times 0,5965$   
 $= 3,8637 \text{ T/m}^2$
- $\Delta P = \frac{\Delta P'' \times L \times B}{(L + Z) \times (B + Z)}$   
 $= \frac{4,6730 \times 24,2 \times 23,9965}{(24,2 + 4,5) \times (23,9965 + 4,5)} = 3,3181 \text{ T/m}^2$
- $S_{\text{Total}} = \frac{C_c \times H}{(1 + e_0)} \log\left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0}\right)$   
 $= \frac{1,0206 \times 2}{(1 + 1,7173)} \log\left(\frac{3,8637 + 3,3181}{3,8637}\right) = 0,2022 \text{ m}$
- $T_v = \frac{C_v \times t}{H^2} = \frac{0,013147 \times 8 \times 365 \times 24 \times 60}{200^2} = 1,3820$

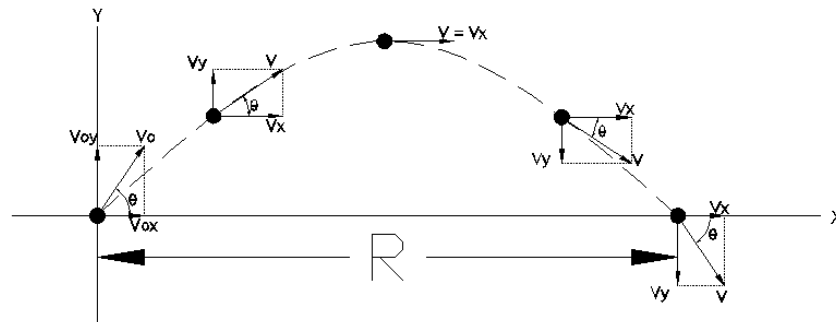
- $T_v = 1,781 - 0,933 \log(100 - U)$   
 $1,3820 = 1,781 - 0,933 \log(100 - U)$   
 $\log(100 - U) = \frac{1,781 - 1,3820}{0,933} = 0,4277$   
 $100 - U = 10^{0,4277}$   
 $U = 100 - 2,68 = 97,32 \%$
- $S_{8Tahun} = U \times S_{Total} = 97,32\% \times 0,2022 = 0,1968 \text{ m}$
- Mencapai derajat konsolidasi 90 % ( $T_v = 0,848$ )  
 $t = \frac{T_v \times H^2}{C_v} = \frac{0,848 \times 200^2}{0,013147 \times 365 \times 24 \times 60}$   
 $t = 4,91 \text{ tahun}$

**Tabel 6.1** Penurunan total akibat konsolidasi

Lapisan	Penurunan total $S_c$ (meter)	Penurunan 8 tahun $S_i$ (meter)	Waktu penurunan 90% $t_{90}$ (tahun)
Lapisan 1	0,1493	0,1157	13,07
Lapisan 2	0,2872	0,2515	8,93
Lapisan 3	0,2022	0,1968	4,91
Jumlah	0,6387	0,5640	26,91

Penurunan selama 8 tahun yang disebabkan konsolidasi tanah permukaan adalah 0,5640 meter. Untuk mencapai penurunan total sebesar 0,6387 meter membutuhkan waktu yang sangat lama sedang untuk mencapai penurunan sebesar 90 % membutuhkan total waktu 26,91 tahun.

## 6.2.2 Gerak Peluru



**Gambar 6.2.** Trayektori sebuah benda yang ditembakkan dengan kecepatan awal  $V_0$  dan sudut elevasi  $\theta_0$ . Jarak  $R$  disebut jangkauan horisontal tembakan

Pada gambar 6. 2., sumbu-x dan sumbu-y dilukiskan dengan titik pangkal koordinatnya pada titik di mana peluru itu mulai terbang bebas. Pada titik ini kita tetapkan  $t = 0$ . Kecepatan pada titik awal dilukiskan oleh vector  $V_0$ , yang dinamakan kecepatan awal. Sudut  $\theta_0$  adalah sudut elevasi.

Kecepatan awal diuraikan menjadi komponen horisontal  $V_{0X}$ , yang besarnya  $V_0 \cos \theta$ , dan komponen vertikal  $V_{0Y}$ , yang besarnya  $V_0 \sin \theta$ .

Karena komponen kecepatan horisontal konstan, maka pada setiap  $t$  kita dapatkan

$$V_X = V_{0X} = V_0 \cos \theta$$

Percepatan vertikal ialah  $g$ , sehingga komponen kecepatan vertikal pada saat  $t$  ialah

$$V_Y = V_{0Y} - g t = V_0 \sin \theta - g t.$$

Komponen-komponen ini dapat dijumlahkan secara vector untuk menentukan kecepatan resultan  $V$ . Besarnya ialah

$$V = \sqrt{V_X^2 + V_Y^2}$$

Dan sudut  $\theta$  yang dibuatnya terhadap horisontal ialah

$$\tan \theta = \frac{V_Y}{V_X}$$

Koordinat peluru pada sembarang saat lalu dapat ditentukan berdasarkan gerak dengan kecepatan konstan serta dengan kecepatan konstan.

Koordinat  $-x$  ialah



$$X = V_{OX} t = (V_0 \cos \theta) t$$

Koordinat -y ialah

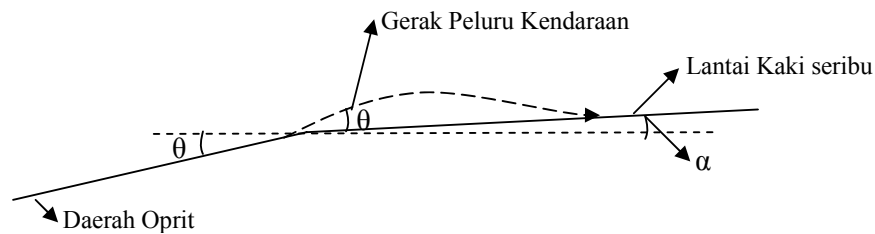
$$Y = V_{OY} t - \frac{1}{2} g t^2 = (V_0 \sin \theta) t - \frac{1}{2} g t^2$$

Dua persamaan di atas ini memberikan trayektori dalam bentuk parameter t. persamaan dalam bentuk x dan y dapat diperoleh dengan mengeliminasi t. ini akan memberikan

$$y = (\tan \theta)x - \frac{g}{2v_0^2 \cos^2 \theta} x^2$$

Kecepatan rencana untuk kelas jalan arteri dihitung sebagai kecepatan awal untuk gerak peluru, yaitu :

$$V_0 = 60 \text{ km/jam} = \frac{60 \times 1000}{3600} \text{ m/dtk} = 16,6667 \text{ m/dtk}$$



**Gambar 6.3.** Penamaan sudut dalam perhitungan gerak peluru

$$\theta = \tan^{-1} \frac{0,5640 + 0,44}{24,2} = 2,38^\circ$$

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{12,579 - 12,490}{5} = 1,02^\circ$$

▪ Persamaan gerak peluru

$$y = (\tan \theta)x - \frac{g}{2v_0^2 \cos^2 \theta} x^2$$

$$y = (\tan 2,38^\circ)x - \frac{9,8}{2 \times 16,6667^2 \cos^2 2,38^\circ} x^2$$

$$y = 0,0416x - 0,0177x^2 \dots\dots\dots \text{pers. (I)}$$

- Kemiringan jembatan dibuat persamaan garis lurus

$$\tan \alpha = \frac{12,579 - 12,490}{5}$$

$$\frac{y}{x} = 0,0178$$

$$y = 0,0178x \dots\dots\dots \text{pers. (II)}$$

- Perpotongan persamaan (I) dan persamaan (II)

- $y = 0,0416x - 0,0177x^2$

$$0,0178x = 0,0416x - 0,0177x^2$$

$$0 = 0,0238x - 0,0177x^2$$

$$x = 0 \text{ dan } x = \frac{0,0238}{0,0177} = 1,3446 \text{ m}$$

- $y = 0,0416x - 0,0177x^2$

$$y = 0,0416 \times 1,3446 - 0,0177 \times 1,3446^2$$

$$y = 0,0239 \text{ m}$$

- Jarak titik jatuh roda pada pelat lantai kaki seribu atau gelagar dari abutmen

$$s = \frac{1,3446}{\cos 1,02^\circ} = 1,3448 \text{ m} = 1,34 \text{ m}$$

- Mencari kecepatan arah x dan arah y pada titik jatuh roda

- $X = V_{OX} t = (V_O \cos \theta) t$

$$1,3446 = 16,6667 \cos 2,45^\circ \cdot t$$

$$t = 0,08 \text{ detik}$$

- $V_X = V_{OX} = V_O \cos \theta$

$$v_x = 16,6667 \cos 2,38^\circ = 16,6523 \text{ m/dtk}$$

- $V_Y = V_{OY} + g t = V_O \sin \theta + g t$

$$v_y = 16,6667 \sin 2,38^\circ + 9,8 \cdot 0,08 = 1,4761 \text{ m/dtk}$$

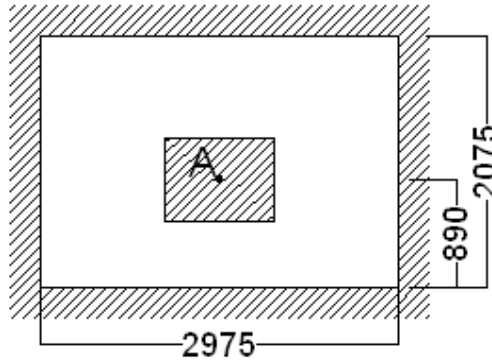
### 6.2.3 Benturan/impact

Benturan/impact berpengaruh pada pelat lantai kaki seribu dan gelagar

- Impact terhadap pelat kaki seribu (3,40 m x 2,50 m x 0,30 m)

$$W = \text{beban roda} = 0,5 Ms = 0,5 \times 20 \text{ ton} = 10 \text{ T}$$

$$E = \text{modulus elastisitas beton} = 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{25}$$
$$= 23500 \text{ Mpa} = 2,35 \cdot 10^6 \text{ T/m}^2$$



**Gambar 6.4** Pelat tengah dengan beban roda 10 T

Dari hasil perhitungan dengan menggunakan SAP 2000 V.7 didapat :

Lendutan pelat akibat beban roda 10 T

$$\text{di titik A} = 3,926 \times 10^{-5} \text{ m}$$

- Menghitung kekakuan ( k )

$$P = k \times \delta$$

$$k = \frac{P}{\delta}$$

$$= \frac{10}{3,926 \times 10^{-5}}$$

$$= 254712,1752 \text{ T/m}$$

- Menghitung  $\delta_{\text{impact}}$

Usaha yang dilakukan oleh gaya P sama dengan energi regangan yang tersimpan oleh gelagar

$$W(h + \delta) + \frac{1}{2}mv_y^2 = \frac{1}{2}P\delta$$

$$W(h + \delta) + \frac{W}{2g}v_y^2 = \frac{1}{2}k\delta^2$$

$$10 \times (0 + \delta) + \frac{10}{2.9,8} \times 1,4761^2 = \frac{1}{2} \times 254712,1752 \times \delta^2$$

$$10\delta + 1,111669 = 127356,0876\delta^2$$

$$127356,0876\delta^2 - 10\delta - 1,116669 = 0$$

Dengan menggunakan rumus ABC, maka :

$$\sqrt{D} = \sqrt{b^2 - 4ac} = \sqrt{(-10)^2 - 4 \times 127356,0876 \times (-1,116669)} = 754,1607$$

$$\delta_1 = -\frac{b + \sqrt{D}}{2a} \quad \text{dan} \quad \delta_2 = -\frac{b - \sqrt{D}}{2a}$$

$$\delta_1 = -\frac{(-10) + 754,1607}{2 \times 127356,0876} \quad \delta_2 = -\frac{(-10) - 754,1607}{2 \times 127356,0876}$$

$$\delta_1 = -0,0029 \text{ m}$$

$$\delta_2 = 0,0030 \text{ m}$$

Karena  $\delta \geq 0$ , maka dipakai  $\delta_{\text{impact}} = 0,0030 \text{ m}$

- Menghitung  $P_{\text{impact}}$

$$P_{\text{impact}} = k \cdot \delta$$

$$P_{\text{impact}} = 254712,1752 \times 0,0030$$

$$P_{\text{impact}} = 764,1365 \text{ T}$$

- *Impact* terhadap gelagar induk/tepi (0,45 m x 0,75 m)

$$W = \text{beban roda} = 0,5 \text{ Ms} = 0,5 \times 20 \text{ ton} = 10 \text{ T}$$

$$\ell = \text{bentang} = 5 \text{ m}$$

$$E = \text{modulus elastisitas beton} = 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{25}$$

$$= 23500 \text{ Mpa} = 2,35 \cdot 10^6 \text{ T/m}^2$$

Dari hasil perhitungan dengan menggunakan SAP 2000 V.7 didapat :

Lendutan gelagar akibat beban roda 10 T di 1,34 m dari abutmen

$$\delta = 5,035 \times 10^{-4} \text{ m}$$

- Menghitung kekakuan ( k )

$$P = k \times \delta$$

$$k = \frac{P}{\delta}$$

$$= \frac{10}{5,035 \times 10^{-4}}$$

$$= 19860,9732 \text{ T/m}$$

- Menghitung  $\delta_{\text{impact}}$

Usaha yang dilakukan oleh gaya P sama dengan energi regangan yang tersimpan oleh gelagar

$$W(h + \delta) + \frac{1}{2}mv_y^2 = \frac{1}{2}P\delta$$

$$W(h + \delta) + \frac{W}{2g}v_y^2 = \frac{1}{2}k\delta^2$$

$$10 \times (0 + \delta) + \frac{10}{2 \cdot 9,8} \times 1,4761^2 = \frac{1}{2} \times 19860,9732 \times \delta^2$$

$$10\delta + 1,111669 = 9930,4866\delta^2$$

$$9930,4866\delta^2 - 10\delta - 1,111669 = 0$$

Dengan menggunakan rumus ABC, maka :

$$\sqrt{D} = \sqrt{b^2 - 4ac} = \sqrt{(-10)^2 - 4 \times 9930,4866 \times (-1,116669)} = 210,3717$$

$$\delta_1 = -\frac{b + \sqrt{D}}{2a} \quad \text{dan} \quad \delta_2 = -\frac{b - \sqrt{D}}{2a}$$

$$\delta_1 = -\frac{(-10) + 210,3717}{2 \times 9930,4866} \quad \delta_2 = -\frac{(-10) - 210,3717}{2 \times 9930,4866}$$

$$\delta_1 = -0,0101 \text{ m}$$

$$\delta_2 = 0,0111 \text{ m}$$

Karena  $\delta \geq 0$ , maka dipakai  $\delta_{\text{impact}} = 0,0111 \text{ m}$

- Menghitung  $P_{\text{impact}}$

$$P_{\text{impact}} = k \cdot \delta$$

$$P_{\text{impact}} = 19860,9732 \times 0,0111$$

$$P_{\text{impact}} = 220,4568 \text{ T}$$

- *Impact* terhadap gelagar anak/tengah (0,40 m x 0,60 m)

$$W = \text{beban roda} = 0,5 \text{ Ms} = 0,5 \times 20 \text{ ton} = 10 \text{ T}$$

$$\ell = \text{bentang} = 5 \text{ m}$$

$$E = \text{modulus elastisitas beton} = 4700 \sqrt{f'c} = 4700 \sqrt{25}$$

$$= 23500 \text{ Mpa} = 2,35 \cdot 10^6 \text{ T/m}^2$$

Dari hasil perhitungan dengan menggunakan SAP 2000 V.7 didapat :

Lendutan gelagar akibat beban roda 10 T di 1,34 m dari abutmen

$$\delta = 1,328 \times 10^{-3} \text{ m}$$

- Menghitung kekakuan ( k )

$$P = k \times \delta$$

$$k = \frac{P}{\delta}$$

$$= \frac{10}{1,328 \times 10^{-3}}$$

$$= 7530,1205 \text{ T/m}$$

- Menghitung  $\delta_{\text{impact}}$

Usaha yang dilakukan oleh gaya P sama dengan energi regangan yang tersimpan oleh gelagar

$$W(h + \delta) + \frac{1}{2}mv_y^2 = \frac{1}{2}P\delta$$

$$W(h + \delta) + \frac{W}{2g}v_y^2 = \frac{1}{2}k\delta^2$$

$$10 \times (0 + \delta) + \frac{10}{2 \cdot 9,8} \times 1,4761^2 = \frac{1}{2} \times 7530,1205 \times \delta^2$$

$$10\delta + 1,111669 = 3765,0602\delta^2$$

$$3765,0602\delta^2 - 10\delta - 1,116669 = 0$$

Dengan menggunakan rumus ABC, maka :

$$\sqrt{D} = \sqrt{b^2 - 4ac} = \sqrt{(-10)^2 - 4 \times 3765,0602 \times (-1,116669)} = 129,2954$$

$$\delta_1 = -\frac{b + \sqrt{D}}{2a} \quad \text{dan} \quad \delta_2 = -\frac{b - \sqrt{D}}{2a}$$

$$\delta_1 = -\frac{(-10) + 129,2954}{2 \times 3765,0602} \quad \delta_2 = -\frac{(-10) - 129,2954}{2 \times 3765,0602}$$

$$\delta_1 = -0,0158 \text{ m}$$

$$\delta_2 = 0,0185 \text{ m}$$

Karena  $\delta \geq 0$ , maka dipakai  $\delta_{\text{impact}} = 0,0185 \text{ m}$

- Menghitung  $P_{\text{impact}}$

$$P_{\text{impact}} = k \cdot \delta$$

$$P_{\text{impact}} = 7530,1205 \times 0,0185$$

$$P_{\text{impact}} = 139,3072 \text{ T}$$

**Hasil SAP 2000 V.7**

**Tabel 6.2** Rekapitulasi kapasitas momen pelat tengah

Pelat tengah	Mu kerja Tm	Mu eksisting Tm	Mu impact Tm
Arah Lx	3,7714	13,6352	83,29
Arah Ly	1,3020	12,7776	59,48

**Tabel 6.3** Rekapitulasi kapasitas momen dan geser gelagar pada daerah tumpuan

Gelagar	Tumpuan									
	Momen					Geser				
	Mu kerja Tm	Mu eksisting Tm	Mu impact gelagar			Vu kerja T	Vu eksisting T	Vu impact gelagar		
			Tepi Tm	Tengah Tm	Gelagar+Pelat Tm			Tepi T	Tengah T	Gelagar+Pelat T
Gelagar memanjang tepi ada trotoir	53,72	76,399608	12,41	20,10	52,21	30,37	49,896817	1,33	13,52	31,71
Gelagar memanjang tepi tanpa trotoir	57,76	76,399608	23,02	20,10	52,37	31,87	49,896817	175,14	13,52	196,99
Gelagar memanjang tengah	28,07	37,654261	12,25	21,95	22,13	21,17	36,735446	4,43	84,84	93,76
Gelagar melintang diatas pilar	22,41	76,399608	14,29	1,29	22,88	36,34	49,896817	4,38	9,51	21,64
Gelagar melintang diatas abutment	6,89	76,399608	11,12	8,11	15,68	32,87	49,896817	5,68	42,42	66,37
Gelagar melintang anak	9,59	37,654261	13,62	8,89	12,88	23,66	36,735446	7,53	18,12	31,07



**Tabel 6.4** Rekapitulasi kapasitas momen dan geser gelagar pada daerah lapangan

Gelagar	Lapangan									
	Momen					Geser				
	Mu kerja	Mu eksisting	Mu impact gelagar			Vu kerja	Vu eksisting	Vu impact gelagar		
			Tepi	Tengah	Gelagar+Pelat			Tepi	Tengah	Gelagar+Pelat
Tm	Tm	Tm	Tm	Tm	T	T	T	T	T	
Gelagar memanjang tepi ada trotoir	66,66	100,85482	11,47	39,06	76,54	21,72	47,074435	1,33	13,52	25,80
Gelagar memanjang tepi tanpa trotoir	71,37	100,85482	109,57	39,06	153,61	24,40	47,074435	45,28	13,52	39,28
Gelagar memanjang tengah	39,53	53,506054	21,96	23,60	42,70	11,87	35,017227	4,43	54,45	51,51
Gelagar melintang diatas pilar	46,23	100,85482	1,44	31,05	51,24	12,79	47,074435	4,38	9,51	14,13
Gelagar melintang diatas abutment	58,69	100,85482	8,19	136,13	171,87	12,95	47,074435	5,68	42,42	51,59
Gelagar melintang anak	18,89	53,506054	1,98	52,71	62,71	9,21	35,017227	7,53	18,12	18,18

**Tabel 6.5** Rekapitulasi Lendutan ditengah bentang akibat beban hidup

	Lendutan Roda 10 T m	Lendutan Impact m
Pelat tengah	8,714E-05	3,018E-03
Gelagar memanjang tepi tanpa trotoir	1,600E-03	0,0192
Gelagar memanjang tengah	1,740E-03	0,0197

### **6.3. Penanganan**

#### **6.3.2. Grouting**

*Grouting* merupakan pekerjaan melengkapi atau memperbaiki pekerjaan beton yang kurang sempurna sehingga permukaan beton menjadi halus yang sebelumnya ada keretakan. Pelaksanaan *grouting* harus sesuai gambar atau diarahkan langsung oleh kontraktor pelaksana. Bahan *grouting* dibuat dari material semen yang tidak mengandung klorida dan aluminium. Semen yang dipakai juga merupakan semen anti susut dan mempunyai kuat tekan minimum 700 kg/cm<sup>2</sup> dalam 28 hari seperti Sika Grout 214.11.Conbextra EP. Metode pelaksanaan *grouting* adalah sebagai berikut:

1. langkah pertama adalah membuat pasta campuran semen dan air bersih yang akan digunakan untuk mengisi retak-retak yang ada dalam pelat beton. Perbandingan antara semen dan air harus sesuai perintah pabrik. Adukan yang sudah siap dibawa *truck ready mix* ke lokasi *grouting*
2. Bagian beton yang retak dibuat lubang dengan alat bor, lalu lubang harus dalam keadaan bersih, kering dan bebas dari minyak, kotoran dan kandungan lain yang dapat merusak beton
3. Pasta campuran semen dan air yang sudah siap disemprotkan ke dalam lubang yang sudah dibuat dan dipastikan pasta telah memadat dan tidak berrongga karena akan mempengaruhi kuat tekan pasta beton
4. Ratakan dan haluskan permukaan pasta sama dengan permukaan pelat beton.

#### **6.3.2. Pile Cap untuk konstruksi oprit**

Kondisi tanah dasar pada konstruksi oprit ini merupakan tanah lunak. Lapisan terletak cukup dalam, yaitu  $\pm 40$  m dari permukaan tanah. Untuk itu penggunaan tiang pancang akan meningkatkan daya dukung tanah terhadap beban, karena beban akan didukung langsung oleh lapisan tanah keras.

Untuk menyatukan kelompok tiang pancang dibuat poer dengan ketebalan 75 cm, dan panjang 11,5 m dan lebar 8,5 m

## 10. Perhitungan Kemampuan Tiang Pancang

Dimensi Tiang Pancang :

Tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut :

- Diameter luar tiang pancang bulat ( $D_L$ ) = 50 cm
- Diameter dalam tiang pancang bulat ( $D_D$ ) = 30 cm
- Panjang satu segmen tiang pancang = 12 m
- Luas penampang tiang pancang =  $\frac{1}{4}\pi(D_L^2 - D_D^2)$   
=  $\frac{1}{4}\pi(50^2 - 30^2)$   
= 1256,6371 cm<sup>2</sup>
- Keliling penampang tiang pancang =  $\pi(D_L + D_D)$   
=  $\pi(50 + 30)$   
= 251,3274 cm

Mutu beton tiang pancang yang digunakan adalah sbb :

- $f^c = 60$  MPa

### b. Berdasarkan kekuatan bahan

Menurut Peraturan Beton Indonesia (PBI), tegangan tekan beton yang diijinkan yaitu:

$$\begin{aligned}\sigma_b &= 0,33 \times f^c \quad ; \quad f^c = \text{kekuatan karakteristik beton} \\ P_{\text{all}} &= \sigma_b \times A_{\text{tiang}} \\ &= 0,33 \times 60 \text{ MPa} \times 125663,71 \text{ mm}^2 \\ &= 2488141,458 \text{ N} \\ &= 248,8141 \text{ ton}\end{aligned}$$

Dimana :  $P_{\text{all}}$  = kekuatan tiang yang diijinkan (ton)  
 $\sigma_b$  = tegangan tiang terhadap penumbukan (MPa)  
 $A_{\text{tiang}}$  = luas penampang tiang pancang (mm<sup>2</sup>)

**c. Berdasarkan hasil SPT**

Pengujian Penetrasi Standar atau Standart Penetration Test ( SPT ) pada dasarnya adalah metode yang paling berguna untuk menentukan kondisi tanah yang mendasari suatu tempat. Pengujian penetrasi standar merupakan cara yang paling populer dewasa ini dan cara yang ekonomis untuk mendapatkan informasi di bawah permukaan tanah. Berdasarkan faktor pendukungnya, daya dukung tiang pancang dihitung sebagai berikut :

➤ **Perhitungan Meyerhof**

Meyerhof (1956) mengusulkan formula untuk menentukan daya dukung pondasi tiang pancang sebagai berikut :

$$P_{ult} = 40 \times N_b \times A_b + 0,2 \times \tilde{N} \times A_s$$

Dimana :

$P_{ult}$  = daya dukung batas pondasi tiang pancang (ton)

$N_b$  = nilai N-SPT pada elevasi dasar tiang

$A_b$  = Luas penampang dasar tiang ( $m^2$ )

$\tilde{N}$  = nilai N-SPT rata-rata

$A_s$  = Luas selimut tiang ( $m^2$ ) = keliling x  $L_p$

$N_b = 9$

$\tilde{N} = (1 + 2 + 2 + 6 + 6 + 9) / 6 = 4,333$

$A_b = 1256,6371 \text{ cm}^2 = 0,1257 \text{ m}^2$

$A_s = \pi(D_L + D_D) \times L_p$

$$= 2,513274 \times 36 \text{ m}^2$$

$$= 90,4779 \text{ m}$$

$P_{ult} = 40 \times N_b \times A_b + 0,2 \times \tilde{N} \times A_s$

$$= (40 \times 9 \times 0,1257) + (0,2 \times 4,333 \times 90,4779)$$

$$= 123,6601 \text{ ton}$$

$$P_{all} = \frac{P_{ult}}{1,5}$$

$$= \frac{123,6601}{1,5} = 82,4401 \text{ ton}$$

(factor keamanan yang sesuai standar adalah 3, tetapi dalam perhitungan daya dukung *pile cap* digunakan factor keamanan 1,5. Dengan pertimbangan gaya *impact* yang mengenai pelat *pile cap* hanya terjadi saat tertentu saja)

➤ **Perhitungan Begemann**

$$P_{\text{all}} = \frac{q_c * A}{1,5} + \frac{\pi * D * JHP}{2,5}$$

Tahanan Friksi ( *Side friction* ) :

$$\begin{aligned} R_f &= \frac{q_c * A}{1,5} \\ &= \frac{40 * 1256,6371}{1,5} \\ &= 33510,3227 \text{ kg} \\ &= 33,5103 \text{ ton} \end{aligned}$$

Tahanan ujung ( *End bearing* ) :

$$\begin{aligned} R_b &= \frac{\text{keliling} * JHP}{2,5} \\ &= \frac{251,3274 * 1098,00}{2,5} \\ &= 110382,9941 \text{ kg} \\ &= 110,3830 \text{ ton} \\ P_{\text{all}} &= R_f + R_b \\ &= 33,5103 \text{ ton} + 110,3830 \text{ ton} \\ &= 143,8933 \text{ ton} \end{aligned}$$

Berikut ini disajikan besarnya daya dukung tiang pancang berdasarkan diameter dengan beberapa metode yang ada.

**Tabel 6.6** Daya Dukung Tiang Berdasarkan Beberapa Metode

Keterangan	Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal $P_{all}$ ( ton )
	$\varnothing_L$ 50 cm
Kekuatan Bahan	248,8141
Meyerhoff	<b>82,4401</b>
Begemann	143,8933

Dari beberapa harga daya dukung ijin tiang pancang yang telah didapatkan, dipilih daya dukung tanah terkecil. Karena direncanakan menggunakan tiang pancang dengan diameter 50 cm, maka besarnya daya dukung ijin tiang pancang tunggal adalah  $P_{alt} = 82,4401$  ton.

### 11. Menentukan Jumlah Tiang Pancang

Beban :

$$\text{Beban roda} = 3056,546 \text{ ton}$$

$$\text{Beban aspal + ATB} = 44,4360 \text{ ton}$$

$$\text{Beban pelat injak} = 5,76 \text{ ton}$$

$$\text{Beban agregat A} = 33,35 \text{ ton}$$

$$\text{Beban agregat B} = 59,57 \text{ ton}$$

$$\text{Beban tanah timbunan} = 166,841 \text{ ton}$$

$$\text{Beban pile + pelat} = 145,9946 \text{ ton}$$

$$\Sigma P_v = 3512,4976 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ tiang} = \frac{\Sigma P_v}{P_{ult}}$$

$$= \frac{3512,4976}{82,4401}$$

$$= 42,6066 \text{ titik tiang pancang}$$

$$\Sigma \text{ tiang yang terpasang} = 48 \text{ titik tiang pancang}$$

### Perhitungan Jarak Antar Tiang

- Jarak tiang ke tepi pilecap (  $S'$  )

Diambil  $S' = 50$  cm

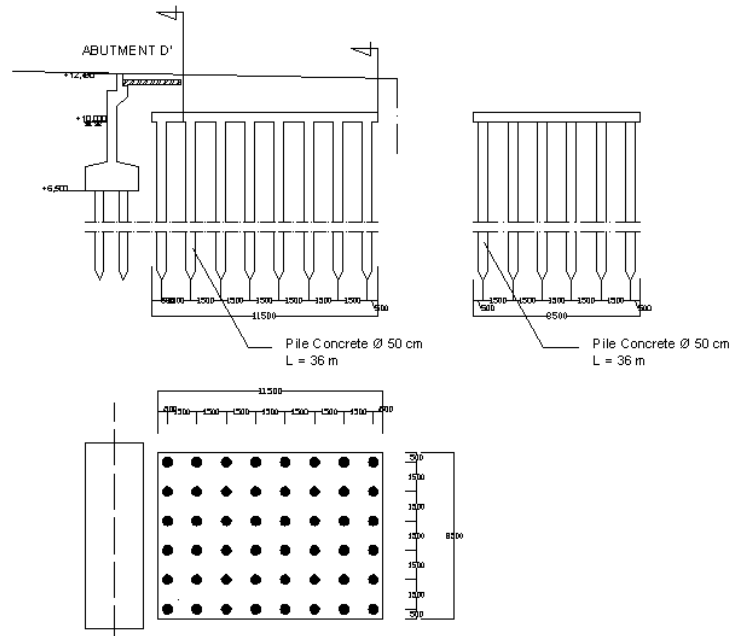
- Jarak antar as-as tiang (  $S$  )

Syarat :  $2 D \leq S \leq 6 D$

$100 \text{ cm} \leq S \leq 300 \text{ cm}$

Diambil  $S = 150$  cm

(jarak antar as-as tiang diambil 150 cm tidak diambil batas minimal 100 cm mengingat kedalaman panjang 36 m agar tiang pancang tidak bertabrakan waktu pemancangan apabila jarak terlalu dekat)



**Gambar 6.5** Denah pile cap

### Daya Dukung Kelompok Tiang Pancang

$$\begin{aligned} P_{\text{all group}} &= \text{jumlah tiang} \times P_{\text{all}} \\ &= 48 \times 82,4401 \\ &= 3957,1248 \text{ ton} \end{aligned}$$

Beban vertikal total

$$\sum P_v = 3512,4976 \text{ ton}$$

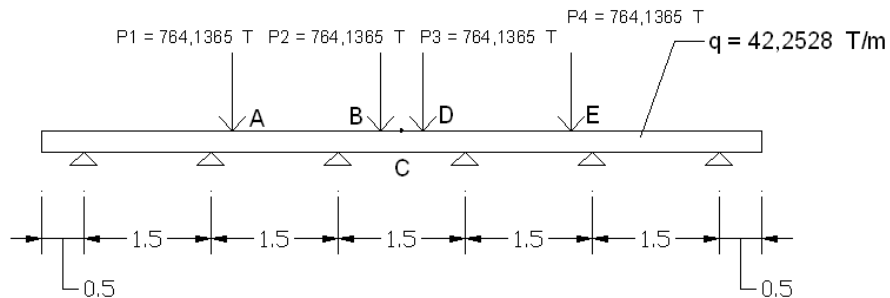
Cek :  $\sum P_v \leq P_{\text{all group}}$

$$3512,4976 \text{ ton} < 3957,1248 \text{ ton} \dots\dots\dots \text{aman !!}$$

## 12. Penulangan Pile Cap

Perhitungan momen

Arah X



$$\sum V = 0$$

$$-4 \times 764,1365 - 42,2528 \times 8,5 + 6a = 0$$

$$6a = 3415,6948$$

$$a = 569,2825 \text{ T}$$

$$M_A = a(1,75 + 0,25) - q \times 2,25 \times 1,125$$

$$= 569,2825(1,75 + 0,25) - 42,2528 \times 2,25 \times 1,125$$

$$= 1031,6126 \text{ Tm}$$

$$M_B = a(3,5 + 2 + 0,5) - P(1,75) - q \times 4 \times 2$$

$$= 569,2825(3,5 + 2 + 0,5) - 764,1365(1,75) - 42,2528 \times 4 \times 2$$

$$= 1740,4337 \text{ Tm}$$

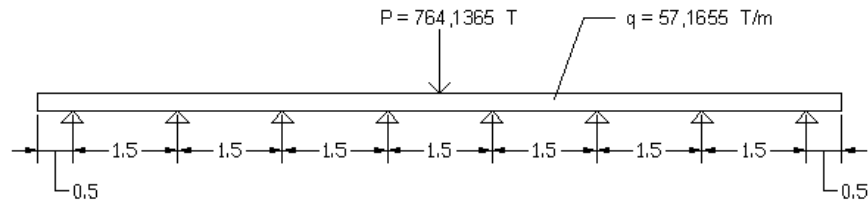
$$M_C = a(3,75 + 2,25 + 0,75) - P(2 + 0,25) - q \times 4,25 \times 2,125$$

$$= 569,2825(6,75) - 764,1365(2,25) - 42,2528 \times 4,25 \times 2,125$$

$$= 1741,7542 \text{ Tm}$$



Arah Y



$$\Sigma V = 0$$

$$-764,1365 - 57,1655 \times 11,5 + 8b = 0$$

$$8b = 1421,5513$$

$$b = 177,6939 \text{ T}$$

$$M_y = -q \times 5,75 \times 2,875 + b(5,25 + 3,75 + 2,25 + 0,75)$$

$$= -57,1655 \times 5,75 \times 2,875 + 177,6939(12)$$

$$= 1187,3096 \text{ Tm}$$

Direncanakan :

$$f'_c = 25 \text{ MPa} \quad h \text{ plat} = 550 \text{ mm}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa} \quad b \text{ plat} = 1000 \text{ mm}$$

$$D = 20 \text{ mm} \quad \phi (\text{phi}) = 0,85$$

$$p = 75 \text{ mm} \text{ ( dicor langsung diatas tanah dan selalu berhubungan dengan tanah )}$$

$$\begin{aligned} dx &= h - p - \frac{1}{2} Dx \\ &= 550 - 75 - \frac{1}{2} 20 \\ &= 465 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dy &= h - p - Dx - \frac{1}{2} Dy \\ &= 550 - 75 - 20 - \frac{1}{2} 20 \\ &= 445 \text{ mm} \end{aligned}$$

Struktur direncanakan menggunakan tulangan double.

• **Tulangan pada arah X**

$$M_N = 1741,7542 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$\frac{Mu}{b \cdot dx^2} = \frac{1741,7542 \times 10^7}{1000 \cdot 659^2}$$

$$= 40,1066 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{Mu}{bd^2} = \rho \times 0,85 f_y \times \left( 1 - 0,588 \rho \frac{f_y}{f'c} \right)$$

$$40,1066 = \rho \times 0,85 \times 400 \left( 1 - 0,588 \rho \frac{400}{25} \right)$$

$$40,1066 = 340 \rho (1 - 9,408 \rho)$$

$$40,1066 = 340 \rho - 3198,72 \rho^2$$

dengan rumus ABC didapatkan nilai

$$\rho_1 = 0,1771 \text{ dan}$$

$$\rho_2 = -0,0708$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400}$$

$$= 0,0035$$

$$\rho_{\max} = \frac{\beta \times 450}{600 + f_y} \times \frac{0,85 \times f'c}{f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 450}{600 + 400} \times \frac{0,85 \times 25}{400}$$

$$= 0,02032$$

Syarat,  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , karena  $\rho > \rho_{\max}$ , maka yang digunakan adalah

$$\rho_{\max} = 0,0203$$

$$A_{slx} = \rho_{\max} \cdot b \cdot dx$$

$$= 0,02032 \times 1000 \text{ mm} \times 659 \text{ mm}$$

$$= 133908,8 \text{ mm}^2$$

dipakai tulangan  $\varnothing 32 - 100$  (  $A_s = 16085 \text{ mm}^2$  )

- **Tulangan pada arah Y**

$$M_N = 1187,3096 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$\frac{Mu}{b \cdot dy^2} = \frac{1187,3096 \times 10^7}{1000 \cdot 627^2}$$

$$= 30,2015 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{Mu}{bd^2} = \rho \times 0,85 \cdot fy \times \left( 1 - 0,588 \rho \frac{fy}{f'c} \right)$$

$$30,2015 = \rho \times 0,85 \times 400 \left( 1 - 0,588 \rho \frac{400}{25} \right)$$

$$30,2015 = 340 \rho (1 - 9,408 \rho)$$

$$30,2015 = 340 \rho - 3198,72 \rho^2$$

dengan rumus ABC didapatkan nilai

$$\rho_1 = 0,0736$$

$$\rho = -0,0327$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400}$$

$$= 0,0035$$

$$\rho_{\max} = \frac{\beta \times 450}{600 + fy} \times \frac{0,85 \times f'c}{fy}$$

$$= \frac{0,85 \times 450}{600 + 400} \times \frac{0,85 \times 30}{400}$$

$$= 0,0203$$

Syarat,  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , karena  $\rho > \rho_{\max}$ , maka yang digunakan adalah

$$\rho_{\max} = 0,0203$$

$$A_{sly} = \rho_{\max} \cdot b \cdot dy$$

$$= 0,0203 \times 1000 \text{ mm} \times 627 \text{ mm}$$

$$= 12728,1 \text{ mm}^2$$

dipakai tulangan  $\emptyset 32-100$  (  $A_s = 16085 \text{ mm}^2$  )

### 13. Penulangan Tiang Pancang

Data yang digunakan dalam perencanaan penulangan tiang pancang

Dimensi tiang pancang :  $D_L = 50$  cm dan  $D_D = 30$  cm

Berat isi beton :  $\gamma_{\text{beton}} = 2400$  kg/m<sup>3</sup>

Panjang pile : 12 m

Perencanaan Penulangan Pile

Tiang pancang direncanakan menggunakan beton prategang dengan data-data teknis sbb :

$f'c = 60$  MPa

$f_{pu} = 1860$  MPa

$E_c = 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{60} = 36406,0435$  Mpa

$D_L = 50$  cm

$D_D = 30$  cm

$R = 100\% - 20\% = 80\% = 0,8$

Batasan tegangan  $f_c = 0,83 f'c = 0,83 \times 60 = 49,8$  Mpa

$f_t = -\sqrt{60} = -7,746$  Mpa

Analisa penampang

- Titik berat penampang ( beton ) / cgc

$Y_{bwh} = Y_{ats} = \frac{1}{2} D = \frac{1}{2} \times 50$  cm = 25 cm

$X_{kr} = X_{kn} = \frac{1}{2} D = \frac{1}{2} \times 50$  cm = 25 cm

- Momen inersia dan Statis momen

$I = \frac{1}{64}\pi D^4 = \frac{1}{64}\pi (50^4 - 30^4) = 267035,3756$  cm<sup>4</sup>

$S_x_{bwh} = S_x_{ats} = I / Y_{bwh} = 267035,3756 / 25 = 10681,4150$  cm<sup>3</sup>

Mencari Gaya Prategang (  $T_i$  )

Direncanakan :

Digunakan 7 wire strand derajat 1860 MPa

$\emptyset$  1 strand = 15,24 mm

A 1 strand = 140 mm<sup>2</sup>

Kekuatan-patah minimum gaya prategang = 100 %

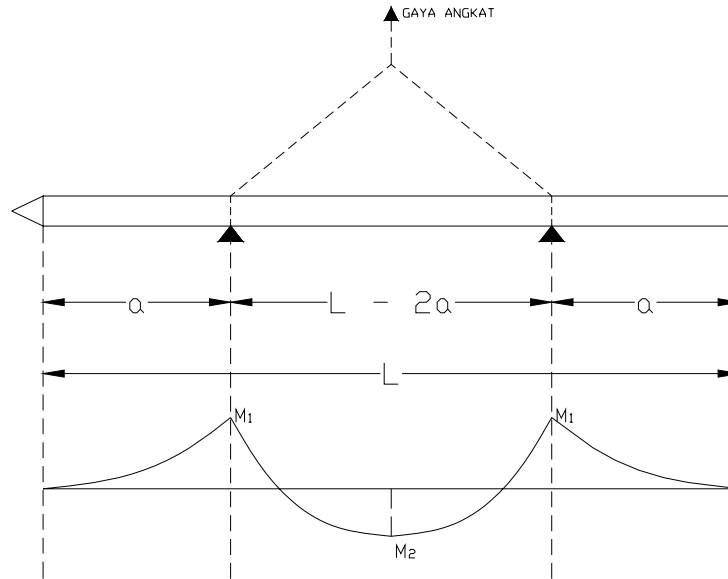
• Gaya prategang tendon 1 strand dengan 100 % kekuatan patah minimum

= 260,7 kN

$f_{pu} = 260700$  N / 140mm<sup>2</sup> = 1862,143 Mpa

Penulangan berdasarkan cara pengangkatan ada dua macam, yaitu pengangkatan lurus (dua titik) dan pengangkatan miring (satu titik).

c. Cara I (Pengangkatan Lurus)



**Gambar. 6.6** Pengangkatan Tiang Pancang dengan 2 Titik

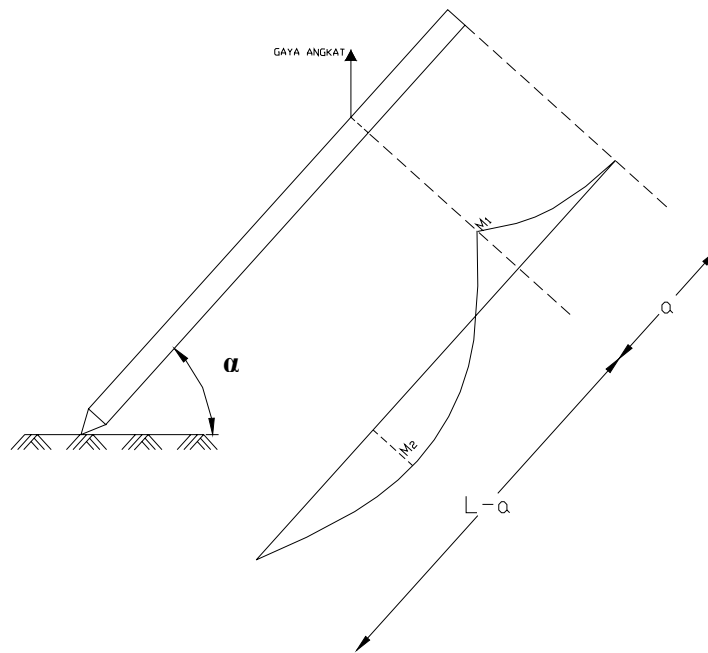
$$\begin{aligned}
 M_1 &= \frac{1}{2} q a^2 \\
 M_2 &= \frac{1}{8} q (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} q a^2 \\
 M_1 &= M_2 \\
 \frac{1}{2} q a^2 &= \frac{1}{8} q (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} q a^2 \\
 \frac{1}{2} a^2 &= \frac{1}{8} (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} a^2 \\
 4a^2 + 4aL - L^2 &= 0 \\
 4a^2 + 48a - 144 &= 0 \\
 a_{1,2} &= \frac{-48 \pm \sqrt{48^2 - 4 \cdot 4 \cdot (-144)}}{2 \cdot 4} \\
 a_1 &= 2,4853 \text{ m} ; a_2 = -14,4853 \text{ m} \\
 12 > a > 0, &\text{ maka } a = 2,4853 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$q = A_{\text{tiang}} \times \gamma_c = \frac{1}{4}\pi(0,5^2 - 0,30^2)m^2 \times 2400kg/m^3 = 301,5929 kg/m$$

$$M_1 = M_2 = \frac{1}{2} * q * a^2 = \frac{1}{2} \times 301,5929 \times 2,4853^2 = 931,4268kgm$$

$$Vu_{\text{max}} = q(\frac{1}{2}L - a) = 301,5929 \times (\frac{1}{2} \times 12 - 2,4853) = 1060,0086 kg$$

d. Cara II (pengangkatan miring)



**Gambar. 6.7** Pengangkatan Tiang Pancang dengan 1 Titik

$$M_1 = \frac{1}{2} * q * a$$

$$R_1 = \frac{1}{2}q(L-a) - \left( \frac{\frac{1}{2}L^2 - 2aL}{(L-a)} \right)^2 = \left( \frac{qL^2 - 2q*a*L}{2(L-a)} \right)$$

$$M_x = R_1 * x - \frac{1}{2} * q * x^2$$

$$M_{\max} \rightarrow \frac{dM_x}{dx} = 0$$

$$R_1 - qx = 0$$

$$x = \frac{R_1}{q} = \frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= M_2 = R \left( \frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)} \right) - \frac{1}{2} q * \left( \frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)} \right)^2 \\ &= \frac{1}{2} * \frac{q(L^2 - 2aL)}{2(L-a)} \end{aligned}$$

$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2} * qa^2 = \frac{1}{2} * \frac{q(L^2 - 2aL)}{2(L-a)}$$

$$2a^2 - 4aL + L^2 = 0$$

$$2a^2 - 4a \times 12 + 12^2 = 0$$

$$2a^2 - 48a + 144 = 0$$

$$a_{1,2} = \frac{-48 \pm \sqrt{48^2 - 4 * 2 * 144}}{2 * 2}$$

$$a_1 = 3,5147 \text{ m} ; a_2 = -20,4853 \text{ m}$$

$$12 > a > 0, \text{ maka } a = 3,5147 \text{ m}$$

$$q = A_{\text{tiang}} \times \gamma_c = \frac{1}{4} \pi (0,5^2 - 0,30^2) m^2 \times 2400 kg/m^3 = 301,5929 \text{ kg/m}$$

$$M_1 = M_2 = \frac{1}{2} * q * a^2 = \frac{1}{2} \times 301,5929 \times 3,5147^2 = 1862,8061 \text{ kgm}$$

$$Vu_{\max} = q(L-a) = 301,5929 \times (12 - 3,5147) = 2559,1062 \text{ kg}$$

Penulangan didasarkan pada gaya dalam maximum yang dilihat dari cara pengangkatan

$$Mu_{\max} = 1862,8061 \text{ kgm} = 18628061 \text{ Nmm}$$

$$Vu_{\max} = 2559,1062 \text{ kg} = 25591,062 \text{ N}$$

Ti dicari dengan mengecek beberapa kemungkinan tegangan yang terjadi.

➤ Kondisi 1

$$\frac{R \times Ti}{A} + \frac{Mu_{\max}}{S_x} \leq fc$$

$$\frac{0,8Ti}{\frac{1}{4} \pi (500^2 - 300^2)} + \frac{18628061}{10681415} \leq 49,8$$

$$6,3662 \cdot 10^{-6} Ti + 1,7440 \leq 49,8$$

$$Ti \leq 7548616,128 \text{ N}$$

$$Ti \leq 7548,6161 \text{ kN}$$

➤ Kondisi 2

$$\frac{R \times Ti}{A} - \frac{Mu_{\max}}{S_x} \leq fc$$

$$\frac{0,8Ti}{\frac{1}{4} \pi (500^2 - 300^2)} - \frac{18628061}{10681415} \leq 49,8$$

$$6,3662 \cdot 10^{-6} Ti - 1,7440 \leq 49,8$$

$$Ti \leq 8096509,691 \text{ N}$$

$$Ti \leq 8096,5097 \text{ Kn}$$

➤ Kondisi 3

$$\frac{R \times Ti}{A} + \frac{Mu_{\max}}{S_x} \geq ft$$

$$\frac{0,8Ti}{\frac{1}{4} \pi (500^2 - 300^2)} + \frac{18628061}{10681415} \geq -7,746$$

$$6,3662 \cdot 10^{-6} Ti + 1,7440 \geq -7,746$$

$$Ti \geq -1490685,181 \text{ N}$$

$$Ti \geq -1490,6852 \text{ kN}$$



➤ Kondisi 4

$$\frac{R \times Ti}{A} - \frac{Mu_{\max}}{S_x} \geq ft$$

$$\frac{0,8Ti}{\frac{1}{4}\pi(500^2 - 300^2)} - \frac{18628061}{10681415} \geq -7,746$$

$$6,3662 \cdot 10^{-6} Ti - 1,7440 \geq -7,746$$

$$Ti \geq -943262,8570 \text{ N}$$

$$Ti \geq -943,2629 \text{ kN}$$

Penulangan didasarkan pada gaya dalam maximum pada saat beban mati dan beban impact bekerja

$$\sum Pv = 3512,4976 \text{ ton}$$

$$Pu_{\max} = 3512,4976/48 = 73,17703333 \text{ ton} = 731770,3333 \text{ N}$$

Ti dicari dengan mengecek beberapa kemungkinan tegangan yang terjadi.

➤ Kondisi 1

$$\frac{R \times Ti + Pu_{\max}}{A} \leq fc$$

$$\frac{0,8Ti + 731770,3333}{\frac{1}{4}\pi(500^2 - 300^2)} \leq 49,8$$

$$6,3662 \cdot 10^{-6} Ti + 5,8232 \leq 49,8$$

$$Ti \leq 6907857,120 \text{ N}$$

$$Ti \leq 6907,8571 \text{ kN}$$

➤ Kondisi 2

$$\frac{R \times Ti + Pu_{\max}}{A} \geq ft$$

$$\frac{0,8Ti + 731770,3333}{\frac{1}{4}\pi(500^2 - 300^2)} \geq -7,746$$

$$6,3662 \cdot 10^{-6} Ti + 5,8232 \geq -7,746$$

$$Ti \geq -302032,6097 \text{ N}$$

$$Ti \geq -302,0326 \text{ kN}$$

Berdasarkan keenam nilai  $T_i$  tersebut, maka gaya prategang  $T_i$  harus diambil sebesar :  $- 302,0326 \text{ kN} \leq T_i \leq 6907,8571 \text{ kN}$

Direncanakan menggunakan gaya prategang  $T_i = 1500 \text{ kN}$

Menghitung jumlah tendon

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tendon yang diperlukan} &= T_i / \text{gaya prategang tendon} \\ &= 1500 \text{ kN} / 260,7 \text{ kN} \\ &= 5,7537 \text{ buah tendon} \end{aligned}$$

Dipakai 6 tendon =  $6 \times 260,7 \text{ kN} = 1564,2000 \text{ kN}$

$$- 312,6669 \text{ kN} \leq 1564,2000 \text{ kN} \leq 6918,4914 \text{ kN} \dots\dots \text{ Ok !!}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar tendon} &= \pi ( D_L - 2 \times \text{Øskg} - \text{Østrand} - 2 \times \text{slmt btn} ) / \text{jumlah strand} \\ &= \pi ( 500 - 2 \times 10 - 15,24 - 2 \times 32,38 ) / 6 \\ &= 66,6667 \text{ mm} \end{aligned}$$

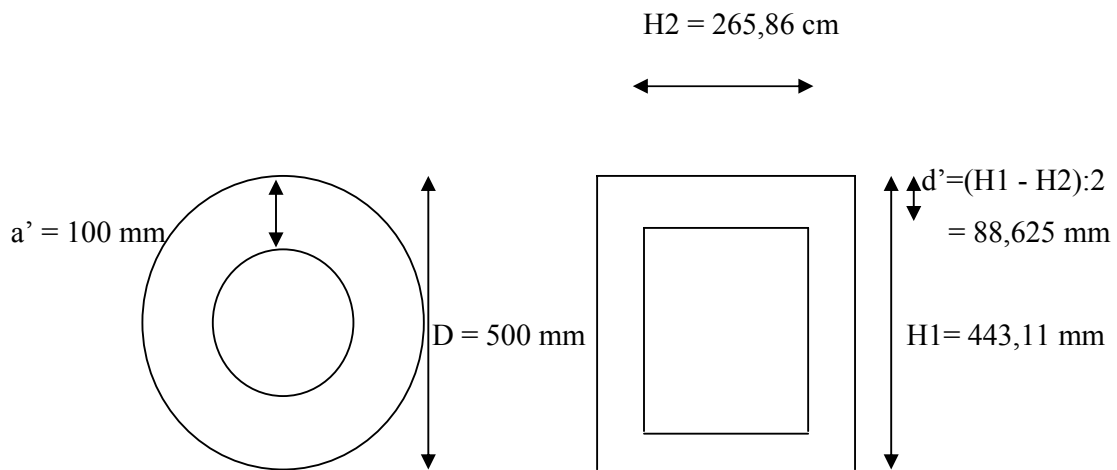
Berdasarkan SNI 2002,

$$\text{jarak antar tendon} \geq 4 \text{ db} = 4 \times 15,24$$

$$66,6667 \text{ mm} \geq 60,96 \text{ mm} \dots \text{ Ok !!}$$

Perhitungan tulangan geser

Perhitungan penampang lingkaran akan didekati dengan perhitungan bujur sangkar. Ekuivalensi penampang adalah sebagai berikut.



Luas Lingkaran = Luas Bujur Sangkar

$$\frac{1}{4} \pi D^2 = H^2$$

$$H = \left( \frac{1}{4} \pi D^2 \right)^{\frac{1}{2}}$$
$$= 0,8862 D$$

$$H_1 = 0,8862 D_L = 0,8862 \times 500 \text{ mm} = 443,11 \text{ mm}$$

$$H_2 = 0,8862 D_D = 0,8862 \times 300 \text{ mm} = 265,86 \text{ mm}$$

Direncanakan :

$$\text{Ø sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$f_y \text{ sengkang} = 240 \text{ MPa}$$

$$\text{Selimut beton} = p = (88,625 - \text{Ø strand} - \text{Ø skg})/2$$
$$= (88,625 - 15,24 - 10)/2$$
$$= 31,69 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif beton} = d = H_1 - p - \text{Ø skg} - \frac{1}{2} \text{Ø strand}$$
$$= 443,11 - 31,69 - 10 - \frac{1}{2} 15,24$$
$$= 397,61 \text{ mm}$$

Momen dan geser bekerja bersama-sama pada saat pengangkatan tiang pancang

$$V_u = 25591,062 \text{ N}$$

$$M_u = 18628061 \text{ Nmm}$$

$$V_c = \left[ \frac{\sqrt{f'_c}}{20} + 5 \frac{V_u}{M_u} d \right] \times b_w d$$

$$V_c = \left[ \frac{\sqrt{60}}{20} + 5 \frac{25591,062}{18628061} \times 397,61 \right] \times 265,86 \times 397,61$$

$$V_c = 329648,3911 \text{ N}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{25591,062}{265,86 \times 397,61} = 0,2421 \text{ MPa}$$

$$v_c = \frac{V_c}{b.d} = \frac{329648,3911}{265,86 \times 397,61} = 3,1185 \text{ MPa}$$

$$\phi v_c = 0,6 \times v_c = 0,6 \times 3,1185 = 1,8711 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} \phi v_c = \frac{1}{2} \times 1,8711 = 0,9355 \text{ N}$$

$v_u \leq \frac{1}{2} \phi v_c \Rightarrow 0,2421 \text{MPa} \leq 0,9355 \text{MPa}$  , maka diperlukan tulangan geser

minimum

$$A_v = \frac{b_w \cdot y}{3 f_y} = \frac{265,86 \times 1000}{3 \times 240} = 369,25 \text{ mm}^2$$

Batas jarak antar tulangan geser :

$$S_{\max} = \left( \frac{3}{4} \right) H = \left( \frac{3}{4} \right) 443,11 = 332,3325 \text{ mm, atau}$$

$$S_{\max} = 350 \text{ mm}$$

Jadi dipakai  $\text{Ø}10 - 200$  (  $A_{s_t} = 393 \text{ mm}^2$  )

#### 14. Spesifikasi *Pile Cap*

- Pelat,
  - Panjang = 11,5 m
  - Lebar = 8,5 m
  - Tebal = 0,55 m
  - Mutu beton = 25 MPa
  - Mutu baja = 400 MPa
  - Tulangan arah x =  $\text{Ø} 20 - 75$
  - Tulangan arah y =  $\text{Ø} 20 - 100$
- Tiang Pancang *prestress*
  - Diameter luar = 50 cm
  - Diameter dalam = 30 cm
  - Panjang = 36 m
  - Jumlah =  $6 \times 8 = 48$  buah
  - Mutu beton = 60 MPa
  - Gaya prategang = 2400 kN
  - 7 wire strand derajat 1860 MPa
  - $\text{Ø} 1$  strand = 15,24 mm
  - Jumlah tendon = 10 buah
  - Sengkang =  $\text{Ø} 8 - 125$
  - Mutu sengkang = 240 MPa

## 15. Metode Pelaksanaan *Pile Cap*

### 1. Persiapan lahan

Dilakukan penggalian terhadap lapisan perkerasan dan timbunan sehingga mencapai tanah dasar. Penggalian dilakukan dengan menggunakan *excavator*

### 2. Penentuan titik pemancangan

Penentuan titik pemancangan dilakukan sesuai dengan gambar rencana

### 3. Pekerjaan pemancangan tiang pancang

Pekerjaan pemancangan dilakukan dengan alat bantu *crane, vibro hammer*. Pemancangan dilakukan di titik yang telah direncanakan dengan kedalaman 36 meter. Tiang pancang yang digunakan berdiameter 50 cm dengan panjang 12 meter sehingga diperlukan penyambungan

### 4. Pekerjaan pengecoran pelat

Setelah pemasangan bekisting serta tulangan pelat, maka pengecoran pelat setebal 75 cm dapat dilakukan.

### 5. Pekerjaan timbunan

Setelah pelat kering dapat dilakukan pekerjaan timbunan. Pekerjaan timbunan meliputi timbunan tanah, lapis pondasi bawah, lapis pondasi atas. Pekerjaan timbunan dilakukan lapis demi lapis yaitu dilakukan penimunan tanah dulu lalu dipadatkan, setelah padat lalu ditimbun dengan lapis pondasi bawah lalu dipadatkan dan terakhir ditimbun dengan lapis pondasi atas

### 6. Pekerjaan pengaspalan

Setelah pekerjaan timbunan selesai dapat dilakukan pekerjaan pengaspalan dimulai dengan penghamparan lapisan pondasi bawah, lapisan pondasi atas dan aspal.

### 7. Pekerjaan *finishing*

Untuk pekerjaan *finishing* meliputi pembuatan marka jalan dan lampu jalan.

## 6.4 Rencana Anggaran Biaya

Tabel 6.7 Rencana Anggaran Biaya

No.	Uraian Pekerjaan	Volume	Harga Satuan (Rp)	Harga Total (Rp)
1	Pekerjaan galian (m <sup>3</sup> )	758,0501	11480,00	8702415,15
2	Pekerjaan pemancangan (m)	1752,0000	588947,00	1031835144,00
3	Pemadatan tanah (m <sup>3</sup> )	102,3565	14350,00	1468815,78
4	Pemasangan bekisting pelat (m <sup>2</sup> )	30,0000	53787,00	1613610,00
5	Pekerjaan penulangan pelat (kg)	25078,2534	10168,00	254995680,57
5	Pekerjaan beton pelat (m <sup>3</sup> )	73,3125	832380,00	61023858,75
7	Pekerjaan pengaspalan (m <sup>2</sup> )	92,0000	40000,00	3680000,00
8	Pekerjaan Grouting (titik)	410,0000	150000,00	61500000,00
<b>Jumlah</b>				<b>Rp 1.424.819.524,24</b>

## 6.5 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan *impact* di atas, maka dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut:

1. Ternyata hasil dari gaya dalam yang disebabkan oleh *impact* cukup besar. Hal ini disebabkan tanah asli pada daerah utara kota Semarang sangat jelek sehingga penurunan yang terjadi pada daerah oprit sangat besar. Dengan begitu sudut loncatan akan semakin besar sehingga benturan kendaraan ke pelat lantai kaki seribu menyebabkan retak
2. Untuk mengatasi benturan kendaraan ke pelat lantai kaki seribu dengan membuat *pile cap* pada daerah oprit sehingga pada daerah tersebut mengalami konsolidasi yang tidak signifikan. Dengan begitu kendaraan tidak jatuh pada pelat lantai kaki seribu tetapi pada *pile cap* tersebut. Di sisi lain pelat lantai kaki seribu yang sudah retak harus diperbaiki dengan *grouting* agar kuat tekan pelat tidak berkurang drastis.

## BAB VII

### PENUTUP

#### 7.1 Kesimpulan

1. Pembangunan jembatan kali Tenggang arteri utara kota Semarang akan memperlancar pergerakan arus lalu lintas yang menghubungkan jalan Kaligawe dengan jalan Ronggowarsito kecamatan Semarang Timur Kotamadya Semarang
2. Perbaikan jembatan kali Tengggang arteri utara kota Semarang akan memberikan tingkat pelayanan jalan dan jembatan yang lebih baik sesuai dengan keamanan dan kenyamanan perjalanan bagi pemakai jalan
3. Retaknya pelat lantai kaki seribu jembatan kali Tenggang disebabkan oleh adanya gaya *impact*. Loncatan roda kendaraan yang diperhitungkan seperti gerak peluru, disebabkan oleh peristiwa konsolidasi daerah oprit. Gaya *impact* yang jatuh pada pelat lantai kaki seribu juga akan merambat pada gelagar yang ada di sekeliling pelat lantai
4. Loncatan roda kendaraan juga mempunyai kemungkinan jatuh pada gelagar tepi maupun gelagar tengah kaki seribu jembatan kali Tenggang. Hal tersebut juga mengakibatkan retaknya gelagar.
5. Roda kendaraan yang mengalami gerak peluru yang jatuh pada pelat pertama kaki seribu akan mengakibatkan pelat pertama melendut sehingga roda kendaraan akan mengalami gerak peluru lagi yang lebih pendek yang jatuh pada pelat kedua. begitu seterusnya sehingga pelat semakin ke tengah bentang terkena gaya *impact* yang semakin kecil, dalam waktu yang relatif lama keretakan pelat lantai kaki seribu akan merambat ke bagian pelat gelagar di tengah bentang
6. Perbaikan jembatan kali Tenggang yang sudah retak pada bagian pelat lantai dan gelagar kaki seribu, yaitu dengan *grouting*. *Grouting* merupakan perbaikan beton dengan memasukan semen anti susut pada retak-retak sehingga permukaan beton menjadi halus. Dengan begitu kuat tekan beton tidak berkurang terlalu banyak.

7. Penanganan jembatan kali tenggang yang terkena gaya *impact*, yaitu dengan pembangunan *pile cap* pada daerah oprit. *Pile cap* tersebut diharapkan menahan lalu lintas di atas oprit. Dengan begitu oprit akan mengalami penurunan yang relatif kecil. Dengan adanya *pile cap* di daerah oprit, penurunan besar akan terjadi pada tanah sebelum oprit sehingga gerak peluru tidak jatuh pada lantai kaki seribu melainkan pada *pile cap* tersebut. Hal ini dibuktikan pada daerah oprit sebelah barat yang diberi *pile cap* ternyata tidak terjadi keretakan pada pelat kaki seribu maupun pada gelagar kaki seribu.

## 7.2 Saran

- a. Pemeriksaan kerusakan konstruksi harus melalui tahapan-tahapan yang relevan sehingga dapat diketahui dengan jelas runtutan pemeriksaan dan atau perencanaan ulang suatu konstruksi yang bermasalah
- b. Dengan faktor penyebab kegagalan yang sama, belum tentu akibat yang ditimbulkan terhadap suatu konstruksi itu sama. Dengan akibat yang ditimbulkan misalnya samapun belum tentu penanganannya sama, tergantung pada tingkat kerusakan suatu konstruksi
- c. Pada kondisi struktur yang ada sudah melampaui batas keamanan, maka harus dilakukan penggantian pada komponen yang sudah melampaui batas keamanan tersebut
- d. Selain analisa yang membuktikan konstruksi sudah tidak aman, jika penanganan atau penggantian pada komponen pada suatu struktur bangunan tersebut terlalu banyak dan bahkan dapat mempersulit proses pelaksanaan, sebaiknya dilakukan perencanaan pembuatan struktur yang baru sebagai pengganti struktur yang lama.
- e. Dalam suatu perencanaan jembatan sebaiknya beban gempa harus diperhitungkan dan digunakan faktor beban mati maupun beban hidup yang diperbolehkan dalam peraturan perencanaan jembatan yang terbaru.