

Skema Penelitian  
Internal

## LAPORAN PENELITIAN



JUDUL:

### **KAJIAN PENERAPAN MODULUS REAKSI *SUBGRADE* EKIVALEN PADA SISTEM CAKAR AYAM MODIFIKASI**

Peneliti:

**Ir. Rony Ardiansyah, M.T., IPu.**

NIDN. 1011016301

**Dr. Anas Puri, S.T., M.T.**

NIDN. 1005057003

**Novia Afriliyani (mahasiswa s1)**

NPM. 123110184

**LEMBAGA PENELITIAN  
UNIVERSITAS ISLAM RIAU  
PEKANBARU**

**2018**

Dibiayai oleh:

**Lembaga Penelitian dan Pengabdian Masyarakat**

**Universitas Islam Riau**

**Sesuai dengan Kontrak Penelitian**

**Nomor: 339/KONTRAK/LP-UIR/9-2017**

## HALAMAN PENGESAHAN

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

1. Judul Penelitian : Kajian Penerapan Modulus Reaksi  
Subgrade Ekuivalen pada Sistem Cakar Ayam Modifikasi
2. Bidang Penelitian : REKAYASA TEKNIK SIPIL
3. Ketua Peneliti
  - a. Nama Lengkap : Ir. H. Rony Ardiansyah, M.T., IPu.
  - b. Jenis Kelamin : Laki-laki
  - c. NIK./NIDN : 08 03 02 336/1011016301
  - d. Jabatan Fungsional : Lektor Kepala
  - e. Fakultas/ Jurusan : Teknik/ Teknik Sipil
  - f. Telepon : 08127587531
  - g. E-mail : ronyardiansyahuir@gmail.com
4. Anggota I : Dr. Anas Puri, S.T., M.T.
5. Anggota II : Novia Afriliyani (mahasiswa s1)
6. Jangka Waktu Penelitian : 6 bulan
7. Pembiayaan : Rp 12.244.000,-

Pekanbaru, 30 Mei 2018

Mengetahui:  
Dekan Fakultas Teknik,

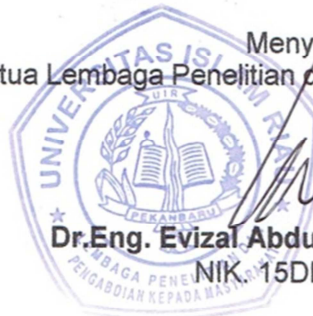


Ir. H. Abd. Kudus, M.T.  
NIK. 86 03 02 098

Ketua Peneliti,

Ir. Rony Ardiansyah, M.T., IPu.  
NIK. 08 03 02 336

Menyetujui:  
Ketua Lembaga Penelitian dan Pengabdian Masyarakat,



Dr.Eng. Evizal Abdul Kadir, S.T., M.Eng.  
NIK. 15DK1102013

## KATA PENGANTAR



Segala puji bagi Allah Yang Maha Penyayang (*al-Rohiim*), atas rahmat dan kehendak-Nya, dan nikmat '*akal* yang telah diberikan-Nya, *alhamdulillah* laporan penelitian ini dapat diselesaikan. Laporan ini menyajikan hasil kajian penerapan metode hitungan tambahan modulus reaksi *subgrade* yang telah dikembangkan pada perkerasan Sistem Pelat Terpaku, kemudian diterapkan pada perkerasan Sistem Cakar Ayam Modifikasi (CAM). Penelitian ini menggunakan data pengujian Setiawan (2015) pada sistem CAM. Metode hitungan tambahan modulus reaksi *subgrade* dapat diterapkan pada Sistem CAM namun dengan penyesuaian. Selain itu, hasil penelitian ini diharapkan dapat memberikan kontribusi dalam pengembangan ilmu pengetahuan dan teknologi khususnya teknologi perkerasan jalan pada tanah lunak.

Penulis mengucapkan terima kasih kepada Rektor Universitas Islam Riau (UIR) Pekanbaru beserta Ketua Lembaga Penelitian dan Pengabdian Masyarakat (LPPM) UIR yang telah memberikan bantuan dana pelaksanaan penelitian ini. Terima kasih diarturkan pula kepada Dekan Fakultas Teknik UIR. Penulis juga mengarturkan terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu penelitian ini. Semoga Allah SWT membalas mereka dengan kebaikan yang banyak. Demikianlah, semoga bermanfaat hendaknya, amin.

Pekanbaru, 30 Mei 2018.

Penulis

## DAFTAR ISI

	<b>HALAMAN</b>
<b>HALAMAN PENGESAHAN</b>	<b>1</b>
<b>KATA PENGANTAR</b>	<b>2</b>
<b>DAFTAR ISI</b>	<b>3</b>
<b>DAFTAR TABEL</b>	<b>5</b>
<b>DAFTAR GAMBAR</b>	<b>7</b>
<b>RINGKASAN</b>	<b>10</b>
<b>SUMMARY</b>	<b>11</b>
<b>BAB I PENDAHULUAN</b>	<b>12</b>
A. Latar Belakang	12
B. Tujuan Penelitian	14
C. Faedah Penelitian	14
D. Rencana Luaran Penelitian	14
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA</b>	<b>15</b>
A. Perkerasan Sistem Cakar Ayam Pada Tanah Lunak	15
B. Pengembangan Sistem Pelat Terpaku	18
C. Modulus Reaksi <i>Subgrade</i> Ekuivalen	20
D. Lendutan dan Gaya Dalam	24
<b>BAB III METODE PENELITIAN</b>	<b>27</b>
A. Objek Penelitian	27
B. Tahapan Pelaksanaan Penelitian	28
C. Cara Analisis	29
<b>BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN</b>	<b>31</b>
A. Deskripsi Model Skala Penuh Perkerasan Sistem CAM	31
B. Modulus Reaksi <i>Subgrade</i> Ekuivalen	40
C. Lendutan Pelat Perkerasan Cakar Ayam Modifikasi Berdasarkan Lendutan Pengamatan Sebagai Lendutan Izin	45



D. Lendutan Pelat Perkerasan Cakar Ayam Modifikasi Berdasarkan Lendutan Izin Maksimum 5 mm	72
E. Gaya Dalam Pelat Perkerasan Cakar Ayam Modifikasi	83
<b>BAB V KESIMPULAN DAN SARAN</b>	<b>86</b>
A. Kesimpulan	86
B. Saran	87
<b>DAFTAR PUSTAKA</b>	<b>88</b>
<b>LAMPIRAN A. DATA PENELITIAN</b>	<b>89</b>
<b>LAMPIRAN B. HASIL ANALISIS</b>	<b>95</b>
<b>LAMPIRAN C. KONTRAK PENELITIAN</b>	<b>144</b>
<b>LAMPIRAN D. PERNYATAAN ORIGINALITAS</b>	<b>149</b>
<b>LAMPIRAN E. SURAT KETERANGAN PERSETUJUAN REVISI</b>	<b>150</b>
<b>LAMPIRAN F. PERSONALIA PENELITIAN</b>	<b>151</b>

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Sistem cakar ayam pada Jalan Prof. Sedyatmo	14
Gambar 2.2	Ilustrasi pengaruh pemasangan tiang sebagai "paku" pada perkerasan beton	18
Gambar 2.3	Tekanan dukung tanah di bawah pelat terpaku tiang tunggal	21
Gambar 2.4	Hubungan $\delta_0/\delta$ vs $\delta$ berdasarkan uji skala penuh pelat terpaku tiang tunggal pada lempung kaku	21
Gambar 2.5	Balok di atas fondasi elastis dengan panjang terbatas	24
Gambar 3.1	Dimensi perkerasan sistem Cakar Ayam Modifikasi	26
Gambar 3.2	Bagan alir penelitian	28
Gambar 3.3	Denah dan potongan melintang CAM	29
Gambar 4.1	Tampak atas kolam uji sistem CAM	32
Gambar 4.2	Potongan melintang kolam uji sistem CAM	33
Gambar 4.3	Titik beban dan dial pada model perkerasan Sistem CAM	34
Gambar 4.4	Dimensi dan letak beban di titik A	35
Gambar 4.5	Lendutan pada titik A di tepi pelat beton sistem CAM dengan koperan setelah pembasahan	36
Gambar 4.6	Lendutan pengamatan di sepanjang pelat pada potongan X-X akibat beban di titik A	36
Gambar 4.7	Dimensi dan letak beban di titik D	37
Gambar 4.8	Lendutan pada titik D di tengah pelat sistem CAM dengan koperan, setelah pembasahan	38
Gambar 4.9	Lendutan pengamatan di sepanjang pelat akibat beban di titik D potongan X - X	39
Gambar 4.10	Pengaruh tahanan ujung cakar ( $Q_b$ ) terhadap tambahan modulus reaksi <i>subgrade</i>	43
Gambar 4.11	Hasil analisa lendutan berdasarkan Metode Hardiyatmo menggunakan nilai $\delta_a = \delta_s$ dengan $Q_b = 0$ akibat beban di tepi	46
Gambar 4.12	Hasil analisa lendutan berdasarkan Metode Hardiyatmo menggunakan nilai $\delta_a = \delta_s$ dengan $Q_b = 0$ akibat beban di tengah	48
Gambar 4.13	Hasil analisa BoEF berdasarkan Metode Hardiyatmo Modifikasi menggunakan nilai $\delta_a = \delta_s$ dengan $Q_b = 0$ akibat beban di tepi	50
Gambar 4.14	Hasil analisa BoEF berdasarkan Metode Hardiyatmo Modifikasi menggunakan nilai $\delta_a = \delta_s$ dengan $Q_b = 0$ akibat beban di tengah	52

Gambar 4.15	Diagram selisih perhitungan menggunakan nilai $\delta_a = \delta_s$ dengan $Q_b=0$ terhadap pengamatan akibat beban di tepi	54
Gambar 4.16	Diagram selisih perhitungan menggunakan nilai $\delta_a = \delta_s$ dengan $Q_b=0$ terhadap pengamatan akibat beban di tengah	56
Gambar 4.17	Hasil analisa BoEF berdasarkan Metode Hardiyatmo Modifikasi menggunakan nilai $\delta_a = \delta_s$ dengan $Q_b = 0$ akibat beban di tepi	57
Gambar 4.18	Hasil analisa BoEF berdasarkan Metode Hardiyatmo Modifikasi menggunakan nilai $\delta_a = \delta_s$ dengan $Q_b = 0$ akibat beban di tengah	59
Gambar 4.19	Hasil analisa lendutan berdasarkan hitungan Metode Hardiyatmo Modifikasi menggunakan nilai $\delta_a = \delta_s$ dengan $Q_b \neq 0$ akibat beban di tepi	61
Gambar 4.20	Hasil analisa lendutan berdasarkan hitungan Metode Hardiyatmo Modifikasi menggunakan nilai $\delta_a = \delta_s$ dengan $Q_b \neq 0$ akibat beban di tengah	63
Gambar 4.21	Selisih perhitungan menggunakan nilai $\delta_a = \delta_s$ dengan $Q_b \neq 0$ terhadap pengamatan akibat beban di tepi	66
Gambar 4.22	Selisih perhitungan menggunakan nilai $\delta_a = \delta_s$ dengan $Q_b \neq 0$ terhadap pengamatan akibat beban di tengah	68
Gambar 4.23	Hubungan $Q - \delta$ berdasarkan Metode Hardiyatmo Modifikasi	70
Gambar 4.24	Hasil analisa lendutan berdasarkan hitungan metode Hardiyatmo menggunakan nilai $\delta_a=5\text{mm}$ dengan $Q_b \neq 0$ akibat beban di tepi	73
Gambar 4.25	Hasil analisa lendutan berdasarkan hitungan metode Hardiyatmo menggunakan nilai $\delta_a=5\text{mm}$ dengan $Q_b \neq 0$ akibat beban di tengah	74
Gambar 4.26	Hasil analisa lendutan berdasarkan hitungan Metode Hardiyatmo Modifikasi menggunakan nilai $\delta_a=5\text{mm}$ dengan $Q_b \neq 0$ akibat beban di tepi	77
Gambar 4.27	Hasil analisa lendutan berdasarkan hitungan Metode Hardiyatmo Modifikasi menggunakan nilai $\delta_a=5\text{mm}$ dengan $Q_b \neq 0$ akibat beban di tengah	78
Gambar 4.28	Distribusi momen sepanjang pelat berdasarkan Metode Hardiyatmo Modifikasi	83
Gambar 4.29	Distribusi momen sepanjang pelat berdasarkan Metode Hardiyatmo	84

## DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	<i>Properties</i> tanah lempung lunak Ngawi dan beton	27
Tabel 4.1	Sifat-sifat tanah dan beton	31
Tabel 4.2	Hasil lendutan akibat letak beban berdasarkan pengamatan	39
Tabel 4.3	Modulus reaksi <i>subgrade</i> ekuivalen metode Hardiyatmo $Q_b = 0$	40
Tabel 4.4	Modulus reaksi <i>subgrade</i> ekuivalen metode Hardiyatmo Modifikasi dengan $Q_b = 0$	41
Tabel 4.5	Modulus reaksi <i>subgrade</i> ekuivalen metode Hardiyatmo $Q_b \neq 0$	42
Tabel 4.6	Modulus reaksi <i>subgrade</i> ekuivalen metode Hardiyatmo Modifikasi dengan $Q_b \neq 0$	42
Tabel 4.7	Perbandingan lendutan hasil perhitungan terhadap pengamatan beban di tepi menggunakan metode Hardiyatmo dengan $Q_b = 0$	45
Tabel 4.8	Perbandingan lendutan hasil perhitungan terhadap pengamatan beban di tengah menggunakan metode Hardiyatmo dengan $Q_b = 0$	48
Tabel 4.9	Perbandingan lendutan hasil perhitungan terhadap pengamatan beban di tepi menggunakan Metode Hardiyatmo Modifikasi dengan $Q_b = 0$	51
Tabel 4.10	Perbandingan lendutan hasil perhitungan terhadap pengamatan beban di tengah menggunakan Metode Hardiyatmo Modifikasi dengan $Q_b = 0$	53
Tabel 4.11	Persentase perbedaan lendutan hitungan pelat Metode Hardiyatmo 55 dan Metode Hardiyatmo Modifikasi akibat beban di tepi dengan $Q_b = 0$	55
Tabel 4.12	Persentase perbedaan lendutan hitungan pelat Metode Hardiyatmo 56 dan Metode Hardiyatmo Modifikasi akibat beban di tengah dengan $Q_b = 0$	56
Tabel 4.13	Perbandingan lendutan hasil perhitungan terhadap pengamatan beban di tepi menggunakan Metode Hardiyatmo Modifikasi dengan $Q_b \neq 0$	59
Tabel 4.14	Perbandingan lendutan hasil perhitungan terhadap pengamatan beban di tengah menggunakan Metode Hardiyatmo Modifikasi dengan $Q_b \neq 0$	61
Tabel 4.15	Persentase perbedaan lendutan hitungan pelat Metode Hardiyatmo 63 dan Metode Hardiyatmo Modifikasi akibat beban di tepi dengan $Q_b \neq 0$	63

Tabel 4.16	Persentase perbedaan lendutan hitungan pelat Metode Hardiyatmo 65 dan Metode Hardiyatmo Modifikasi akibat beban di tengah dengan $Q_b \neq 0$	
Tabel 4.17	Perbandingan lendutan hasil perhitungan terhadap pengamatan beban di tepi menggunakan Metode Hardiyatmo Modifikasi dengan $Q_b \neq 0$	66
Tabel 4.18	Perbandingan lendutan hasil perhitungan terhadap pengamatan beban di tengah menggunakan Metode Hardiyatmo Modifikasi dengan $Q_b \neq 0$	68
Tabel 4.19	Perbandingan distribusi lendutan hitungan berdasarkan Metode Hardiyatmo dengan $Q_b=0$ dan $Q_b \neq 0$	69
Tabel 4.20	Perbandingan distribusi lendutan hitungan berdasarkan Metode Hardiyatmo Modifikasi dengan $Q_b=0$ dan $Q_b \neq 0$	70
Tabel 4.21	Modulus reaksi <i>subgrade</i> ekuivalen Metode Hardiyatmo menggunakan nilai $\delta_a = 5$ mm dengan $Q_b \neq 0$	73
Tabel 4.22	Perbandingan nilai lendutan hitungan Metode Hardiyatmo terhadap pengamatan menggunakan $\delta_a=5$ mm dengan $Q_b \neq 0$ akibat beban di tepi	74
Tabel 4.23	Perbandingan nilai lendutan hitungan Metode Hardiyatmo terhadap pengamatan menggunakan $\delta_a=5$ mm dengan $Q_b \neq 0$ akibat beban di tengah	76
Tabel 4.24	Modulus reaksi <i>subgrade</i> ekuivalen Metode Hardiyatmo Modifikasi menggunakan nilai $\delta_a = 5$ mm dengan $Q_b \neq 0$	76
Tabel 4.25	Perbandingan nilai lendutan hitungan Metode Hardiyatmo Modifikasi terhadap pengamatan menggunakan $\delta_a=5$ mm dengan $Q_b \neq 0$ akibat beban di tepi	78
Tabel 4.26	Perbandingan nilai lendutan hitungan Metode Hardiyatmo Modifikasi terhadap pengamatan menggunakan $\delta_a=5$ mm dengan $Q_b \neq 0$ akibat beban di tengah	79
Tabel 4.27	Perbandingan lendutan pelat akibat beban di tepi berdasarkan kedua metode menggunakan nilai $\delta_a=5$ mm dengan $Q_b \neq 0$	79
Tabel 4.28	Perbandingan lendutan pelat akibat beban di tengah berdasarkan kedua metode menggunakan nilai $\delta_a=5$ mm dengan $Q_b \neq 0$	80
Tabel 4.29	Faktor Penyesuaian ( $\beta$ ) untuk Metode Hardiyatmo Modifikasi	81
Tabel 4.30	Faktor Penyesuaian ( $\beta$ ) untuk Metode Hardiyatmo	81
Tabel 4.31	Momen ekstrim pada pelat berdasarkan analisis yang memperhitungkan tahanan ujung cakar ( $Q_b$ )	83

## RINGKASAN

Perkerasan jalan Sistem Cakar Ayam Modifikasi (CAM) merupakan pengembangan dari sistem Cakar Ayam (CA) Prof. Sedyatmo. Sistem ini merupakan salah satu metode untuk meningkatkan kinerja perkerasan kaku pada tanah lunak sehingga dapat membantu mereduksi lendutan pelat perkerasan. Penelitian ini bertujuan untuk mengkaji penerapan teori modulus reaksi *subgrade* ekuivalen guna menganalisis lendutan dan gaya dalam pada sistem Cakar Ayam Modifikasi (CAM). Modulus tersebut menggunakan tambahan modulus reaksi *subgrade* pada Sistem Pelat Terpaku guna mengetahui kesesuaian Metode Hardiyatmo dan Metode Hardiyatmo Modifikasi pada analisis CAM, mana di antara kedua metode menghasilkan hasil analisis yang lebih baik terhadap hasil pengamatan, dan melakukan penyesuaian bilamana diperlukan sehingga kedua metode tersebut dapat diterapkan dengan hasil yang lebih baik pada CAM. Ditinjau model skala penuh Sistem CAM oleh Setiawan (2015) untuk kondisi tanah lempung lunak. Tambahan modulus reaksi *subgrade* dari kedua metode didasarkan pada lendutan pengamatan sebagai lendutan izin dan lendutan izin maksimum 5,0 mm. Oleh karena diameter cakar cukup besar, maka modulus tersebut dihitung berdasarkan kondisi tahanan ujung cakar diabaikan dan dibandingkan dengan kondisi tahanan ujung cakar diperhitungkan. Lendutan pelat dianalisis menggunakan teori balok di atas fondasi elastis (BoEF). Hasil lendutan hitungan dibanding dengan lendutan pengamatan. Hasil penelitian menunjukkan bahwa teori tambahan modulus reaksi *subgrade* dapat digunakan pada analisis perkerasan jalan Sistem CAM. Kedua metode sesuai digunakan pada analisis CAM dengan memperhitungkan tahanan ujung cakar karena diameter cakar yang besar. Metode Hardiyatmo Modifikasi cenderung memberikan hasil lendutan hitungan lebih mendekati lendutan pengamatan dalam hal lendutan pelat pada perhitungan menggunakan lendutan pengamatan. Adapun bila menggunakan lendutan izin maksimum pada perhitungan, cenderung menghasilkan lendutan hitungan yang sangat *over-estimated*. Penggunaan kedua metode hitungan di atas perlu diberikan penyesuaian yaitu mengalikan modulus reaksi *subgrade* ekuivalen ( $k^s$ ) dengan faktor penyesuaian. Faktor Penyesuaian untuk kedua metode dapat diambil sebesar 4,5.

**Kata kunci:** cakar ayam modifikasi (CAM), lendutan pelat, lempung lunak, modulus reaksi *subgrade* ekuivalen, pelat terpaku, perkerasan kaku

## SUMMARY

Road pavement system of Modified *Cakar Ayam* (Chicken Claw-CAM) is a developed system based on the origin *Cakar Ayam* system by Prof. Sedyatmo. This system is a method to increase the performance of rigid pavement on soft subgrade. Hence, the pavement slab deflections can be reduced. This research is aimed to apply the theory of equivalent modulus of subgrade reaction in Nailed-slab Pavement System to calculate the slab deflections and inner forces. These moduli were defined by using Hardiyatmo method and Modified Hardiyatmo method and compared to observed deflections. It was also defined adjustment factor if necessary for both methods to reach better analysis results. Used data were based on previous test of Modified *Cakar Ayam* for soft clay. Additional modulus of subgrade reaction was based on two criteria they are the observed deflection as maximum allowable deflection and 5,0 mm maximum allowable deflection. The end bearing capacity of *Cakar Ayam* shell was ignored and compared to considered end bearing. Slab deflection and inner forces were calculated by Beam on Elastic Foundation (BoEF) theory. Results show that the theory of additional modulus of subgrade reaction can be used to analyze Modified *Cakar Ayam*. Both methods were appropriate to use in *Cakar Ayam* analysis by considering the end bearing capacity of shell because the larger the diameter of shell. Modified Hardiyatmo method tends to approach the observed deflections by considering the observed deflection as maximum allowable deflection. Results tend to be very over-estimated by considering the maximum allowable deflection. Utilization of both methods needs adjustment factors by multiplying them to equivalent modulus of subgrade reaction. Adjustment factor for both methods can be taken as 4,50.

**Keywords:** Modified *Cakar Ayam* (CAM), slab deflections, soft clay, equivalent modulus of subgrade reaction, Nailed-slab Pavement System, rigid pavement

## I. PENDAHULUAN

### A. Latar Belakang

Perkerasan kaku (*rigid pavement*) merupakan salah satu tipe perkerasan jalan yang umumnya digunakan pada tanah dasar lunak. Lapis perkerasan tersebut dapat langsung menumpu pada tanah dasar lunak dan/ atau di atas lapis fondasi jalan. Namun penurunan tanah lunak di bawahnya cenderung bersifat tidak seragam (*differential settlement*) pada arah melintang trase jalan sebagai akibat distribusi beban yang tidaklah merata sepanjang lebar perkerasan. Hal ini dapat mengakibatkan bergelombangnya jalan dan/ atau patahnya struktur perkerasan. Beberapa metode konstruksi telah dikembangkan untuk mengatasi atau meminimalisir masalah tersebut, misalnya penggunaan perkuatan tanah, *embankment on pile* (dengan *individual pile cap* maupun *continous pile cap*), serta fondasi cakar ayam.

Pengalaman penggunaan sistem cakar ayam menunjukkan keberhasilan yang sangat memuaskan pada konstruksi landas pacu (*run way*), *taxi way*, dan apron pada lapangan terbang dan telah memberikan layanan hingga 29 tahun. Fondasi cakar ayam juga menunjukkan kinerja yang baik pada konstruksi jalan raya, seperti pada Jalan Tol Prof. Sedyatmo menuju Bandara Internasional Soekarno-Hatta di Cengkareng Banten, jalan tol di Malaysia dan lain-lain. Fondasi cakar ayam tersebut, mengalami berbagai pengembangan yang salah satunya adalah penggantian cakar yang semula berbahan beton dengan cangkang baja galvanis sehingga berat sendiri konstruksi jauh berkurang, kemudian dikenal dengan sebutan Sistem Cakar Ayam Modifikasi (CAM). Dalam rangka



kemudahan dalam pelaksanaan di lapangan, Hardiyatmo (2008) mengusulkan Sistem Pelat Terpaku (*Nailed-slab System*), yang muncul atas ide mengganti cakar ayam dengan tiang-tiang friksi yang pendek berbahan beton bertulang.

Studi tentang Sistem Pelat Terpaku masih terbatas pada eksperimental model di laboratorium dan uji skala penuh. Beberapa pengujian skala penuh (skala 1:1) telah dilakukan seperti oleh Nasib (2009) dan Dewi (2009) untuk Pelat Terpaku tiang tunggal pada lempung kaku, sedang Puri (2015) pada lempung lunak. Puri (2015) juga melakukan uji skala penuh Pelat Terpaku dengan 3 baris dan 1 baris tiang pada lempung lunak. Selain itu, juga telah dilakukan studi analitis (Hardiyatmo, 2008, 2009, dan 2011), dan analisis numerik menggunakan pendekatan *Beam on Elastic Foundation* (Hardiyatmo, 2011; Puri, 2011b, 2012a, 2012b, 2013b, 2015) serta analisis metode elemen hingga Sistem Pelat Terpaku tiang tunggal (Dewi, 2009), dan Pelat Terpaku dengan 3 dan 1 baris tiang (Somantri, 2013; Puri, 2015a, 2015b). Metode perancangan telah diusulkan oleh Hardiyatmo (2011), Puri, dkk. (2012a), dan Puri (2015a, 2017a, 2017b). Puri, dkk. (2012a) memodifikasi Metode Hardiyatmo (2011), sedangkan Puri (2015a, 2017) mengusulkan grafik faktor perpindahan dalam penentuan tambahan modulus reaksi *subgrade*. Metode Hardiyatmo dan Metode Hardiyatmo Modifikasi akan dikaji penerapannya pada sistem CAM melalui penelitian ini.

## **B. Tujuan Penelitian**

Penelitian ini bertujuan untuk mengkaji penerapan teori modulus reaksi *subgrade* ekuivalen guna menganalisis lendutan dan gaya dalam pada sistem CAM.

Modulus tersebut menggunakan tambahan modulus reaksi *subgrade* pada Sistem Pelat Terpaku guna mengetahui

1. kesesuaian Metode Hardiyatmo dan Metode Hardiyatmo Modifikasi pada analisis CAM,
2. mana di antara kedua metode menghasilkan hasil analisis yang lebih baik terhadap hasil pengamatan,
3. melakukan penyesuaian bilamana diperlukan sehingga kedua metode tersebut dapat diterapkan dengan hasil yang lebih baik pada CAM.

#### **C. Faedah Penelitian**

Faedah yang diharapkan dari penelitian ini adalah dapat memberikan suatu alternatif analisis perkerasan kaku sistem CAM pada tanah lunak, yang memberikan hasil yang memuaskan. Tambahan khazanah keilmuan dalam bidang rekayasa perkerasan jalan.

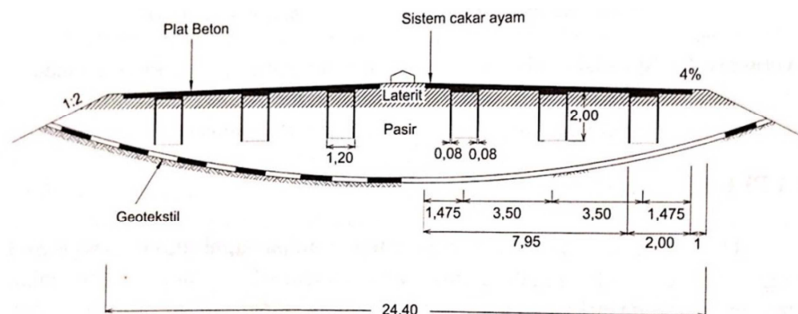
#### **D. Luaran Penelitian**

Luaran penelitian ini berupa satu makalah pada seminar nasional dan satu makalah pada jurnal nasional terakreditasi.

## II. TINJAUAN PUSTAKA DAN LANDASAN TEORI

### A. Perkerasan Sistem Cakar Ayam pada Tanah Lunak

Tipikal fondasi cakar ayam pada timbunan badan Jalan Tol Prof. Sedyatmo menuju Bandara Internasional Soekarno-Hatta di Cengkareng Banten ditunjukkan pada Gambar 2.1. Dasar timbunan diperkuat dengan geosintetik dan fondasi cakar ayam konvensional (terbuat dari pipa beton bertulang) ditempatkan di dalam timbunan, dan selanjutnya pelat beton bertulang berada di atas cakar-cakar tersebut dengan hubungannya dibuat monolit. Fondasi cakar ayam terdiri dari pelat beton bertulang tebal 10 cm -17 cm dan pipa-pipa beton (disebut cakar) berdiameter 120 cm dengan tebal 8 cm dan panjang pipa 150 cm – 200 cm, dengan jarak antar cakar 200 cm – 250 cm (Suhendro dan Hardiyatmo, 2010:1; Hardiyatmo, 2010:1). Sistem cakar ayam yang diaplikasikan pada Jalan Tol Prof. Sedyatmo mengalami penurunan berlebihan akibat konsolidasi tanah dasar, namun permukaan perkerasan tetap rata dan kendaraan masih dapat melewati dengan aman dan nyaman.



Gambar 2.1:  
Sistem cakar ayam pada Jalan Prof. Sedyatmo (Hardiyatmo, 2010:6).

Sebagai perkuatan perkerasan kaku pada tanah lunak, sistem cakar ayam dikembangkan dengan mengganti pipa beton bertulang dengan pelat baja (Suhendro dan Hardiyatmo, 2010), selanjutnya dikenal dengan sistem cakar ayam modifikasi (CAM). Cakar terbuat dari pelat baja bergalvanis dengan tebal 1,4 mm, diameter 80 cm dan tinggi 120 cm yang dipasang di bawah pelat beton berketebalan 15 cm dengan jarak antar cakar 250 cm. Fondasi cakar ayam modifikasi ini telah diaplikasikan di de Tour Jl. Tol Prof. Sedyatmo Cengkareng, *trial road* Pamanukan-Sumedang KM. 25+800 Jawa Barat dan Jl. Tol Seksi 4 Makassar, serta jalan truk pangangkut semen di Samarinda (Suhendro dan Hardiyatmo, 2010:14-17).

Penggunaan pelat baja yang dibentuk menjadi silinder/ pipa lebih praktis dalam mobilisasinya dimana pelat-pelat baja dibawa ke lokasi pekerjaan dalam bentuk lembaran yang kemudian di lokasi pekerjaan dilakukan penggulungan membentuk pipa sesuai diameter rencana. Adapun sambungan pelat tersebut dapat dengan cara dilas maupun paku keling. Selain itu, tanah dasar tidak mengalami gangguan berarti saat instalasinya. Sistem CAM ini juga tidak memerlukan alat-alat berat saat pelaksanaan, demikian halnya tidak memerlukan perkerasan sementara untuk landas kerja alat berat. Dari sisi berat sendiri konstruksi, CAM memberikan reduksi berat sendiri yang sangat signifikan, dimana cakar ayam konvensional (berbahan beton) mempunyai berat 1,1 ton sedangkan CAM hanya 35 kg (Suhendro dan Hardiyatmo, 2010:5). Dengan demikian kinerja cakar ayam modifikasi ini menjadi lebih baik.

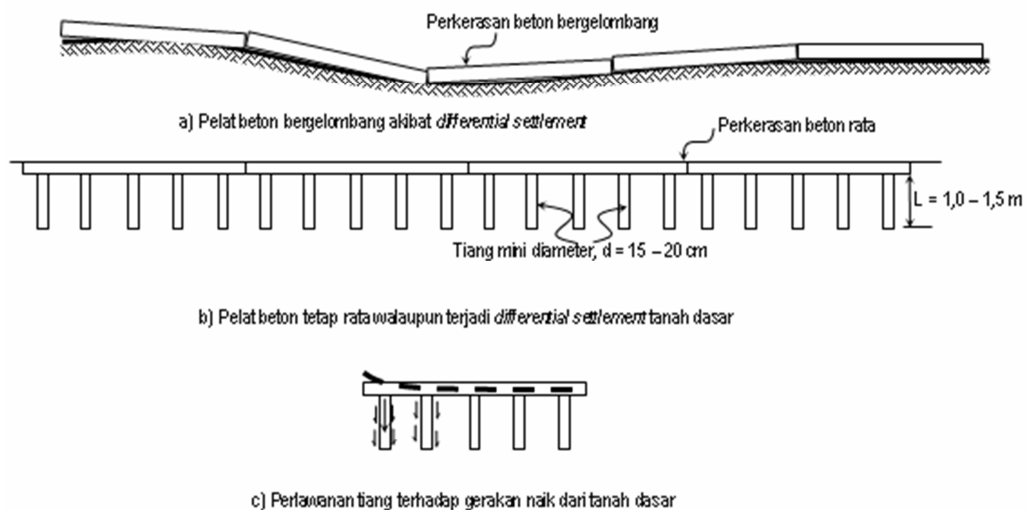
Setiawan (2015) meneliti perilaku Sistem Cakar Ayam Modifikasi pada tanah ekspansif. Peneliti menganalisis menggunakan metode Elemen Hingga menggunakan program SAP 2000 v.11 dan diverifikasi dengan pengamatan. Tanah dasar yang digunakan berasal dari Wates, Kulon Progo, Yogyakarta (untuk model skala kecil) dan dari Widodaren, Ngawi, Jawa Timur (untuk model skala penuh), mewakili media tanah ekspansif yang sebenarnya. Dimensi pelat dan cakar pada model skala kecil dapat mewakili kondisi saat pengamatan sebelum dilakukan uji model dalam skala penuh. Tinjauan dilakukan saat tanah dasar ekspansif mengembang, sedangkan kondisi susut tidak dibahas. Pembebanan dilakukan dengan cara *repetitif* dan *monotonik*, terutama dalam skala penuh. Hubungan pelat beton dengan cakar adalah monolit, pelat berada diatas permukaan tanah dasar, sedangkan cakar tertanam vertikal, di bawah dan tegak lurus pelat beton. Pengaruh pemuaihan, penyusutan material, temperatur, konsolidasi dan gempa tidak ditinjau. Reaksi yang terjadi terhadap dinding kotak uji dalam skala laboratorium dan kolam uji dalam skala di lapangan diabaikan (tidak dibahas). Peneliti dapat mengetahui perilaku sistem CAM pada tanah dasar ekspansif, yaitu dengan membuat model fisik skala kecil di laboratorium dan dilapangan, dan skala penuh dilapangan. Peneliti melakukan analisis pembebanan dan perilaku sistem CAM akibat dari mengembangnya tanah ekspansif. Melakukan analisis kemampuan sistem CAM dalam menerima beban luar dan tekanan pengembangan akibat pembasahan tanah dasar ekspansif. Peneliti juga menganalisis lendutan dan momen yang bekerja dengan menggunakan metode elemen hingga (MEH), program SAP 2000. Dari hasil pengamatan dan

perhitungan model uji skala kecil sistem perkerasan kaku CA dapat menggambarkan model skala penuh di lapangan, walaupun tidak keseluruhan perilaku akan tampak sama, namun perilaku ini dapat sebagai acuan sebelum perancangan. Sistem CAM dapat mereduksi perpindahan vertikal akibat tanah dasar ekspansif mengembang, reduksi berkisar 59,46% hingga 89,64% pada pemodelan skala kecil. Perilaku sistem CAM pada tanah dasar ekspansif saat basah (jenuh air) adalah sama dengan perilaku pada tanah lunak. Cakar berfungsi sebagai angkur (paku) dan pemberat, sehingga pelat akan tertahan pada saat proses pengembangan tanah dasarnya. Proses pengembangan, tanah mengalami perlemahan, lunak, dan menjadi jenuh. Pengembangan dimulai dari sisi tepi dibawah pelat beton perkerasan kaku, seiring dimulainya musim hujan. Analisis CAM 36 cakar dengan MEH, saat beban *monotonik* 100 kN, menghasilkan nilai momen jauh lebih kecil dari nilai momen nominalnya, yaitu berkisar -74%.

## **B. Pengembangan Sistem Pelat Terpaku**

Sistem pelat terpaku (*nailed-slab system*) dipekenalkan oleh Hardiyatmo (2008). Gambar 2.2 mengilustrasikan perbandingan perkerasan kaku konvensional dengan perkerasan sistem pelat terpaku dan perlawanan tiang terhadap beban. Perkerasan kaku diperkuat dengan tiang-tiang pendek. Tiang-tiang tersebut berfungsi laksana paku bagi pelat beton, serta menambah kuat dukung tanah dan mengurangi faktor kehilangan dukungan (*LS*), sehingga meningkatkan modulus reaksi *subgrade* vertikal efektif. Sistem pelat terpaku ini juga diharapkan berfungsi sebagai angkur pada beban rendah dan sekaligus berfungsi sebagai perlawanan lendutan pada beban berat. Kinerjanya pun diharapkan serupa dengan

kinerja sistem cakar ayam, namun dengan konstruksinya yang lebih kecil maka akan diperoleh keuntungan berupa pelaksanaan yang lebih praktis dan biaya konstruksi yang sedikit lebih rendah dibanding penggunaan cakar ayam.



Gambar 2.2:  
Ilustrasi pengaruh pemasangan tiang sebagai "paku" pada perkerasan beton (Hardiyatmo, 2008).

Berdasarkan hasil uji model Sistem Pelat Terpaku pada lempung lunak, diketahui bahwa Sistem Pelat Terpaku meningkatkan kekakuan sistem, dan kekakuan tersebut meningkat seiring dengan penambahan jumlah baris tiang, dan lebih kaku dibanding pelat saja. Peningkatan kekakuan tersebut sebagai kontribusi dari adanya tiang-tiang. Lendutan pelat terpaku lebih kecil dan tidak ada pelat yang terjungkit karena ditahan oleh tiang-tiang oleh karena tiang berfungsi sebagai penahan lendutan dan juga sebagai jangkar/ angkur untuk menahan jungkitan (Puri dkk, 2011; Puri, 2015). Sistem Pelat Terpaku menunjukkan perilaku bahwa pelat tetap kontak dengan tanah (tidak terdapat *displacement* negatif yang signifikan). Dengan demikian keawetan pelat

diharapkan menjadi lebih terjaga. Lendutan yang terjadi pada Sistem Pelat Terpaku cenderung lebih rendah dibanding Sistem CAM dan terdistribusi pada area yang lebih sempit (terkonsentrasi di dekat beban). Hal yang sama juga terjadi pada distribusi momen pelat (Puri, 2015b).

### C. Modulus Reaksi *Subgrade* Ekuivalen

Koefisien reaksi tanah dasar arah vertikal ( $k_v$ ) dapat digunakan dalam hitungan lendutan. Koefisien ini ditentukan sebagai tekanan fondasi ( $q$ ) yang dibagi dengan penurunan yang bersesuaian ( $\delta$ ) dari tanah di bawahnya. Dengan kata lain, reaksi tanah dasar tidak lain adalah distribusi reaksi tanah ( $q$ ) di bawah struktur fondasi rakit guna melawan beban fondasi. Selanjutnya modulus reaksi *subgrade* ( $k$ ) ditentukan dengan cara mengalikan nilai koefisien tersebut ( $k_v$ ) dengan lebar pelat ( $B$ ). Reaksi *subgrade* terdistribusi tidak linier akibat beban merata fondasi. Pada lempung, distribusi reaksi tanah berbentuk cembung dengan reaksi maksimum di sekitar pinggir fondasi dan reaksi yang lebih kecil pada tengah-tengah fondasi.

Pada Sistem Pelat Terpaku, pendekatan penentuan modulus reaksi *subgrade* ekuivalen ditentukan sebagai (Hardiyatmo, 2011; Dewi, 2009; Puri, et.al., 2011b, 2012a):

$$k' = k + \Delta k \quad (1)$$

Dimana  $k$  : modulus reaksi *subgrade* dari tanah ( $\text{kN/m}^3$ ) dan  $\Delta k$  : tambahan modulus reaksi *subgrade* karena adanya tiang ( $\text{kN/m}^3$ ).



Istilah modulus reaksi *subgrade* ekivalen ( $k'$ ), digunakan untuk membedakan modulus reaksi *subgrade* klasik (yaitu dari uji beban pelat standar) dan modulus *subgrade* pelat yang sudah dipengaruhi oleh dimensi pelat yang lebih lebar dan perlawanan kelompok tiang yang mendukung pelat.

#### **A.1 Tambahan modulus reaksi *subgrade* Metode Hardiyatmo (2011)**

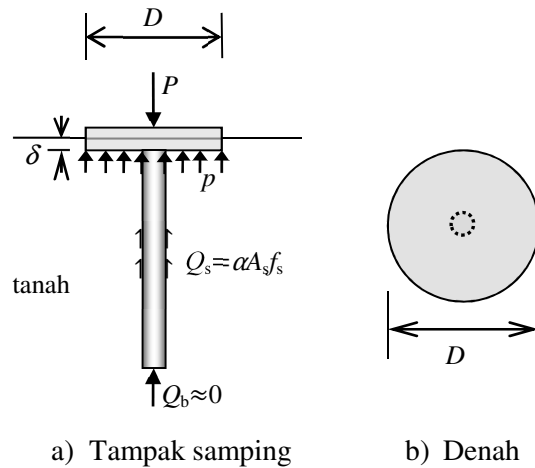
Hardiyatmo (2011a) dalam melakukan analisis kenaikan modulus reaksi *subgrade* akibat pengaruh tiang, meninjau keseimbangan gaya-gaya yang bekerja pada pelat beban bulat yang didukung oleh tiang, seperti yang ditunjukkan oleh Gambar 2.3 tambahan kekuatan tanah oleh tiang bergantung pada tahanan tiang yang termobilisasi. Mempertimbangkan tiang tunggal yang terhubung dengan pelat lingkaran yang berada di atas tanah, Hardiyatmo (2011a) mengusulkan Persamaan (2) untuk penentuan nilai  $\Delta k$ .

$$\Delta k = \frac{\delta_0 A_s}{\delta^2 s^2} (a_d c_u + p_0 K_d \tan \phi_d) \quad (2)$$

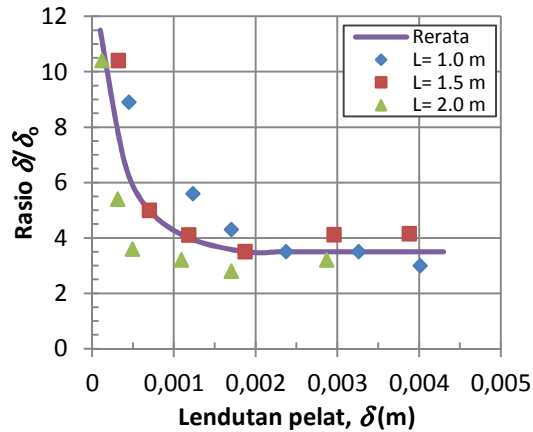
Dimana  $\delta_0$  : perpindahan relatif antara tanah dan tiang (m),  $\delta$  : defleksi pada permukaan pelat (m),  $A_s$  : luas selimut tiang ( $m^2$ ),  $s$  : jarak antar tiang (m),  $a_d$  : faktor adhesi (non-dimensional),  $c_u$  : kohesi *undrained* ( $kN/m^2$ ),  $p_0'$  : tekanan *overburden* efektif rerata sepanjang tiang ( $kN/m^2$ ),  $K_d$  : koefisien tekanan tanah lateral tanah di sekitar tiang, dan  $\phi_d$  : sudut gesek antara tanah-tiang ( $^\circ$ ).

Hubungan  $\delta/\delta_0$  vs  $\delta$  berdasarkan uji skala penuh pelat terpaku tiang tunggal diberikan pada Gambar 2.4 (Hardiyatmo, 2011b). Pada pengujian tersebut digunakan tiang berdiameter 20 cm pada lempung kaku dimana hubungan pelat

dan tiang menggunakan mur-baut. Nilai  $\delta/\delta_0$  cenderung konstan sebesar 3,25 pada lendutan  $> 2,0$  mm.



Gambar 2.3:  
Tekanan dukung tanah di bawah pelat terpaku tiang tunggal (Hardiyatmo, 2011a).



Gambar 2.4:  
Hubungan  $\delta_0/\delta$  vs  $\delta$  berdasarkan uji skala penuh pelat terpaku tiang tunggal pada lempung kaku (Hardiyatmo, 2011b).

## A.2 Tambahan modulus reaksi *subgrade* Metode Hardiyatmo Modifikasi

Metode Hardiyatmo (2011a) menggunakan pendekatan reduksi tahanan tiang dalam penentuan  $\Delta k$ . Perpindahan relatif antara tanah dan tiang, dan reduksi tahanan tiang telah diperhitungkan. Untuk keperluan desain praktis, penentuan

reduksi tahanan tiang sulit dilakukan. Puri, et.al. (2012a) mengusulkan suatu pendekatan dalam penentuan tambahan modulus reaksi *subgrade* dengan menggunakan penurunan izin/ toleransi pelat perkerasan.

Untuk Pelat Terpaku yang berada di atas tanah lunak, maka tahanan ujung tiang diabaikan. Dalam hal ini, tambahan modulus reaksi *subgrade* karena adanya tiang di bawah pelat ditentukan sebagaimana Persamaan (3) (Puri, et.al., 2012a). Metode ini disebut Metode Hardiyatmo Modifikasi.

$$\Delta k = \frac{0.4a_d c_u A_s}{\delta_a A_{ps}} \quad (3)$$

Sehingga modulus reaksi *subgrade* ekuivalen dapat dihitung dengan (Puri, et.al., 2012a)

$$k' = k + \frac{0.4a_d c_u A_s}{\delta_a A_{ps}} \quad (4)$$

Dimana  $k'$  : modulus reaksi *subgrade* ekuivalen pelat terpaku ( $\text{kN/m}^3$ ),  $k$  : modulus reaksi *subgrade* tanah ( $\text{kN/m}^3$ ),  $a_d$  : faktor adhesi (non-dimensional),  $c_u$  : kohesi *undrained* ( $\text{kN/m}^2$ ),  $\delta_a$  : toleransi penurunan (*tolerable settlement*) pelat perkerasan kaku (m),  $A_s$ : luas selimut tiang ( $\text{m}^2$ ),  $A_{ps}$  : luasan zona pelat yang didukung oleh satu tiang ( $\text{m}^2$ ),  $A_{ps} = s^2$  (Hardiyatmo, 2011a), dan  $s$  : jarak antar tiang (m).

Adapun tahanan friksi ultimit tiang dinyatakan dengan persamaan klasik

$$f_s = a_d c_u + p'_0 K_d \tan \phi_d \quad (5)$$

Dan khusus untuk tahanan friksi ultimit tiang pada lempung jenuh dinyatakan dengan

$$f_s = a_d c_u \quad (6)$$

Untuk lempung lunak atau lempung terkonsolidasi normal, faktor adhesi dapat diambil sebesar 1,0 (Flemming, et.al, 2009; Wai, et.al., 2006). Selain itu, modulus reaksi *subgrade* dari uji beban pelat ( $k$ ) biasanya menggunakan pelat lingkaran dan mesti dikoreksi terhadap bentuk pelat dari pelat terpaku (Puri, et.al., 2012a). Lebih detail tentang penurunan Persamaan (3) dan (4) dapat diacu pada Puri, et.al. (2012a).

#### D. Lendutan dan Gaya Dalam Pelat

Usaha yang telah dilakukan guna menghitung lendutan, momen, dan gaya geser akibat beban yang bekerja pada pelat terpaku adalah dengan menggunakan teori balok di atas fondasi elastis (*beams on elastic foundation-BoEF*) sebagaimana telah ditunjukkan oleh Hardiyatmo (2009, 2011), Taa (2010) dan Puri, et.al. (2011b, 2012a), dimana formula-formula yang diberikan Hetenyi (1974) telah digunakan. Defleksi akibat beban terpusat (Gambar 2.5a) bila dihitung dengan Formula Roark (Young dan Budynas, 2002) untuk balok di atas fondasi elastis dengan panjang terbatas adalah sebagai

$$y = y_A F_1 + \frac{\theta_A}{2\beta} F_2 + \frac{M_A}{2EI\beta^2} F_3 + \frac{R_A}{4EI\beta^3} F_4 - \frac{W}{4EI\beta^3} F_{a4} \quad (7)$$

Dimana untuk kedua ujung bebas, nilai  $R_A = 0$  dan  $M_A = 0$  dan nilai  $\theta_A$  dan  $y_A$  adalah

$$\theta_A = \frac{W}{2EI\beta^2} \frac{C_2 C_{a2} - 2C_3 C_{a1}}{C_{11}} \quad (8)$$

$$y_A = \frac{W}{2EI\beta^3} \frac{C_4 C_{a1} - C_3 C_{a2}}{C_{11}} \quad (9)$$

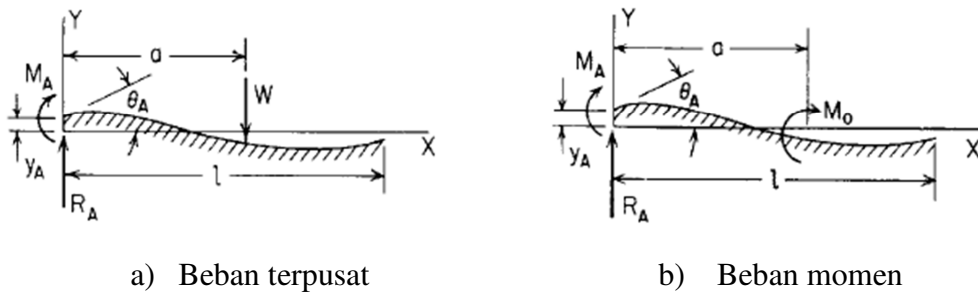
Sedangkan akibat beban momen (Gambar 2.5b) besar defleksi adalah

$$y = y_A F_1 + \frac{\theta_A}{2\beta} F_2 + \frac{M_A}{2EI\beta^2} F_3 + \frac{R_A}{4EI\beta^3} F_4 + \frac{M_0}{2EI\beta^2} F_{a3} \quad (10)$$

Dimana untuk kedua ujung bebas, nilai  $R_A = 0$  dan  $M_A = 0$  dan nilai  $\theta_A$  dan  $y_A$  adalah

$$\theta_A = \frac{-M_0}{EI\beta} \frac{C_3 C_{a4} + C_2 C_{a1}}{C_{11}} \quad (11)$$

$$y_A = \frac{M_0}{2EI\beta^2} \frac{2C_3 C_{a1} - C_4 C_{a4}}{C_{11}} \quad (12)$$



Gambar 2.5:

Balok di atas fondasi elastis dengan panjang terbatas (Young dan Budynas, 2002).

Adapun untuk Persamaan (7) sampai dengan (12), nilai-nilai lainnya adalah

$$F_1 = \cosh \beta x \cos \beta x \quad (13a)$$

$$F_2 = \cosh \beta x \sin \beta x + \sinh \beta x \cos \beta x \quad (13b)$$

$$F_3 = \sinh \beta x \cos \beta x \quad (13c)$$

$$F_4 = \cosh \beta x \sin \beta x - \sinh \beta x \cos \beta x \quad (13d)$$

$$F_{a3} = \sinh \beta (x-a) \sin \beta (x-a) \quad (13e)$$

$$F_{a4} = \cosh \beta (x-a) \sin \beta (x-a) - \sinh \beta (x-a) \cos \beta (x-a) \quad (13f)$$

$$C_2 = \cosh \beta l \sin \beta l + \sinh \beta l \cos \beta l \quad (13g)$$

$$C_3 = \sinh \beta l \cos \beta l \quad (13h)$$

$$C_4 = \cosh \beta l \sin \beta l - \sinh \beta l \cos \beta l \quad (13i)$$

$$C_{a1} = \cosh \beta (l-a) \cos \beta (l-a) \quad (13j)$$

$$C_{a2} = \cosh \beta (l-a) \sin \beta (l-a) + \sinh \beta (l-a) \cos \beta (l-a) \quad (13k)$$

$$C_{a4} = \cosh \beta (l-a) \sin \beta (l-a) - \sinh \beta (l-a) \cos \beta (l-a) \quad (13l)$$

$$C_{11} = \sinh^2 \beta l - \sin^2 \beta l \quad (13m)$$

Dimana  $W$  : beban terpusat (kN),  $\beta$  : fleksibilitas balok,  $\beta = \sqrt[4]{\frac{Bk}{4EI}}$ ,  $k$  :

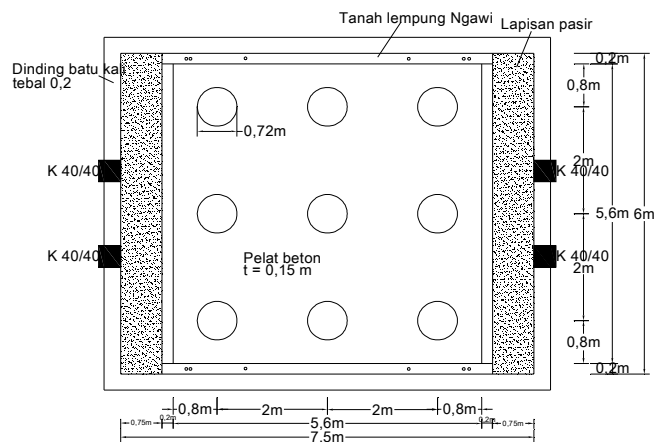
modulus reaksi *subgrade* (kN/m<sup>2</sup>/m),  $B$  : lebar balok (m),  $E$  : modulus elastisitas balok (kN/m<sup>2</sup>),  $I$  : momen inersia balok (m<sup>4</sup>),  $a$  : jarak beban terhadap tepi kiri balok (sebagaimana dijelaskan pada Gambar 2),  $x$  : jarak titik yang ditinjau terhadap tepi kiri balok (m), dan  $l$  : panjang balok (m).

Untuk Sistem Pelat Terpaku, nilai  $k_0$  diganti dengan nilai  $k'$  yang dihitung dengan Persamaan (4). Besarnya defleksi total pada titik yang ditinjau diperoleh dengan cara superposisi defleksi akibat beban terpusat dan akibat momen.

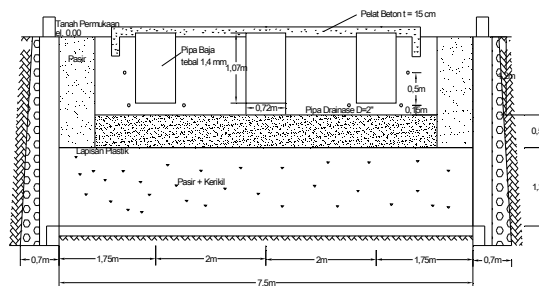
### III. METODE PENELITIAN

#### A. Objek Penelitian

Objek penelitian ini adalah model sistem CAM yang merupakan model skala penuh perkerasan sistem CAM dari Setiawan (2015) dengan ukuran 6,0 m x 5,6 m dengan tebal 0,15 m. Di bawah pelat terpasang pipa cakar dengan panjang 1,015 m, diameter pipa 0,72 m dan tebal pipa baja 1,4 mm. Selanjutnya dimensi perkerasan disajikan pada Gambar 3.1. Konstruksi CAM dipasang pada tanah lempung lunak Ngawi dengan sifat-sifat seperti pada Tabel 3.1.



a) Denah



b) Tampang lintang

Gambar 3.1:  
Dimensi perkerasan sistem Cakar Ayam Modifikasi (Setiawan, 2015).

Tabel 3.1:  
*Properties* tanah lempung lunak Ngawi dan beton (Setiawan, 2015)

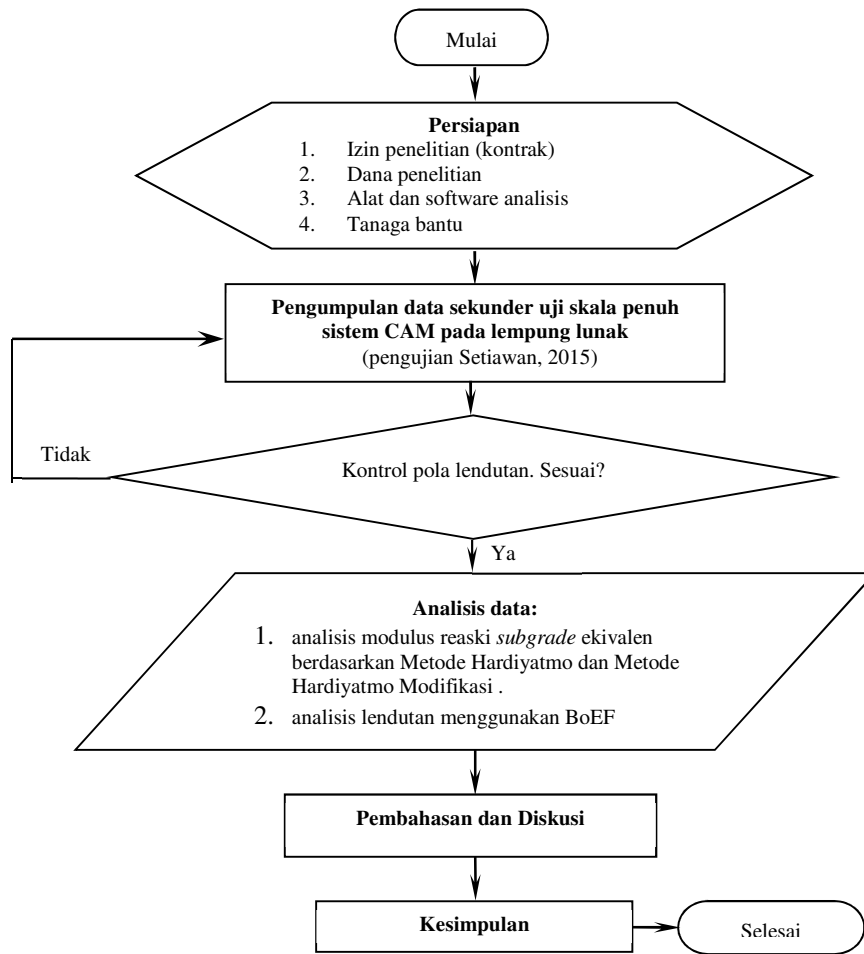
No	<i>Properties</i>	Besaran	Satuan
1	Kohesi ( $c$ )	15	kN/m <sup>2</sup>
2	Kepadatan lapangan	92	%
3	Modulus reaksi <i>subgrade</i> vertikal, $k_v$	5.498,4	kN/m <sup>3</sup>
4	Mutu beton, $f_c$ pada 28 hari	32,16	MPa
5	Klasifikasi tanah menurut USCS	CH	

### B. Tahapan Pelaksanaan Penelitian

Bagan alir penelitian ini secara keseluruhan diberikan pada Gambar 3.2 dan lebih detail diuraikan sebagai berikut

1. Persiapan, meliputi perizinan penelitian dll.
2. Pengumpulan data sekunder. Indikator capaiannya adalah terpenuhi data yang memadai.
3. Analisis data. Analisis modulus reaksi *subgrade* ekivalen berdasarkan Metode Hardiyatmo dan Metode Hardiyatmo Modifikasi. Kemudian dilanjutkan dengan analisis lendutan pelat menggunakan BoEF. Indikator berupa hasil analisis perilaku lendutan pelat CAM.
4. Pembahasan dan kesimpulan. Indikator: teori tentang perilaku CAM berdasarkan modulus reaksi *subgrade* akivalen.
5. Laporan hasil dan publikasi ilmiah. Indikator: dokumentasi *hardcopy* dan *softcopy* sebagai sarana distribusi ilmu pengetahuan untuk kemaslahatan manusia.





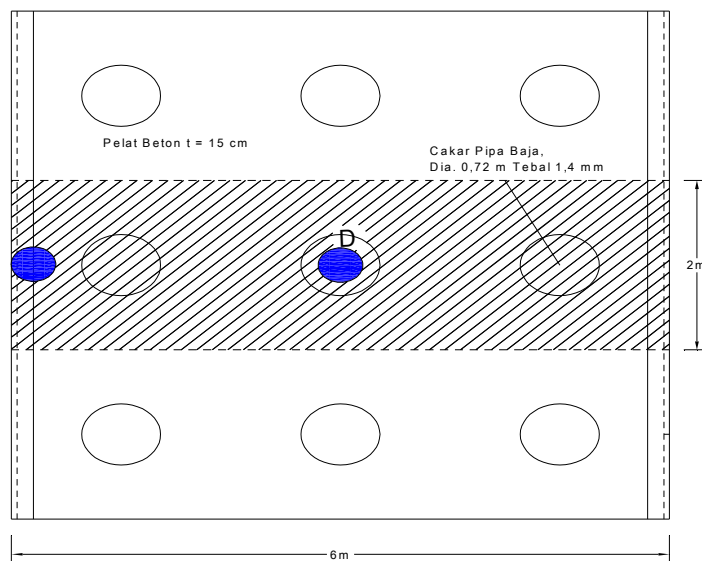
Gambar 3.2:  
Bagan alir penelitian.

### C. Cara Analisis

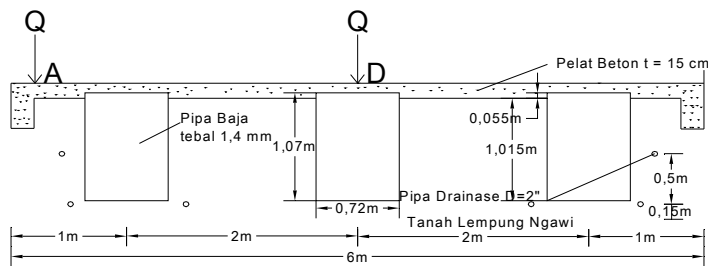
Analisis dilakukan menggunakan metode BoEF. Perhitungan model skala penuh hanya ditinjau satu baris saja sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 3.3a dimana lebar pelat diambil sama dengan jarak antar cakar. Dalam perhitungan lendutan yang terjadi pada pelat menggunakan modulus reaksi *subgrade* ekuivalen. Selain itu, penyederhanaan hitungan BoEF dilakukan sebagai berikut (Gambar 3.3b):

- 1) lantai kerja diabaikan pada perhitungan, sehingga perhitungan lebih aman,

2) hal yang sama pada pelat penebalan/pelat konektor, pelat penutup tepi (koperan) juga diabaikan. Maka panjang cakar terpasang menjadi 1,015 m (panjang cakar rencana 1,07 m dikurangi dengan cakar yang masuk ke dalam pelat 0,055 m).



a) Denah satu baris cakar



b) Potongan melintang satu baris cakar

Gambar 3.3:  
Denah dan potongan melintang CAM.

Perhitungan dilakukan dengan cara menggunakan lendutan pengamatan (Setiawan, 2015) sebagai lendutan izin ( $\delta_s = \delta_a$ ). Untuk lendutan pengamatan yang digunakan pada perhitungan ini diambil dari lendutan rerata beban repetitif setelah pembasahan (Setiawan, 2015).

## IV. HASIL DAN PEMBAHASAN

### A. Deskripsi Model Skala Penuh Perkerasan Sistem CAM

#### A.1 Sifat-sifat bahan yang digunakan

Model skala penuh perkerasan Sistem Cakar Ayam Modifikasi (CAM) pada penelitian Setiawan (2015) terbuat dari beton bertulang untuk struktur pelat dan berbahan pelat baja untuk cakar. Model tersebut dibangun pada tanah lempung ekspansif. Namun pada penelitian ini tidak mengkaji sifat-sifat ekspansifnya kecuali hanya meninjau pada kondisi lunak. Sifat-sifat tanah diberikan pada Tabel 4.1.

Mengacu pada klasifikasi tanah AASHTO dapat digolongkan kepada tanah A-7-6, sedangkan menurut USCS adalah tanah CH (lempung tak organik dengan plastisitas tinggi, tanah gemuk). Kondisi tanah yang ditinjau termasuk sangat lunak dengan kuat geser undrained  $15 \text{ kN/m}^2$  dan CBR 1,09%. Adapun beton yang digunakan mempunyai kuat tekan karakteristik sebesar  $f'_c = 32,16 \text{ MPa}$  memenuhi syarat minimum kuat tekan beton perkerasan sebesar 29 MPa. Sifat-sifat pelat baja bahan cakar tidak tersedia datanya.

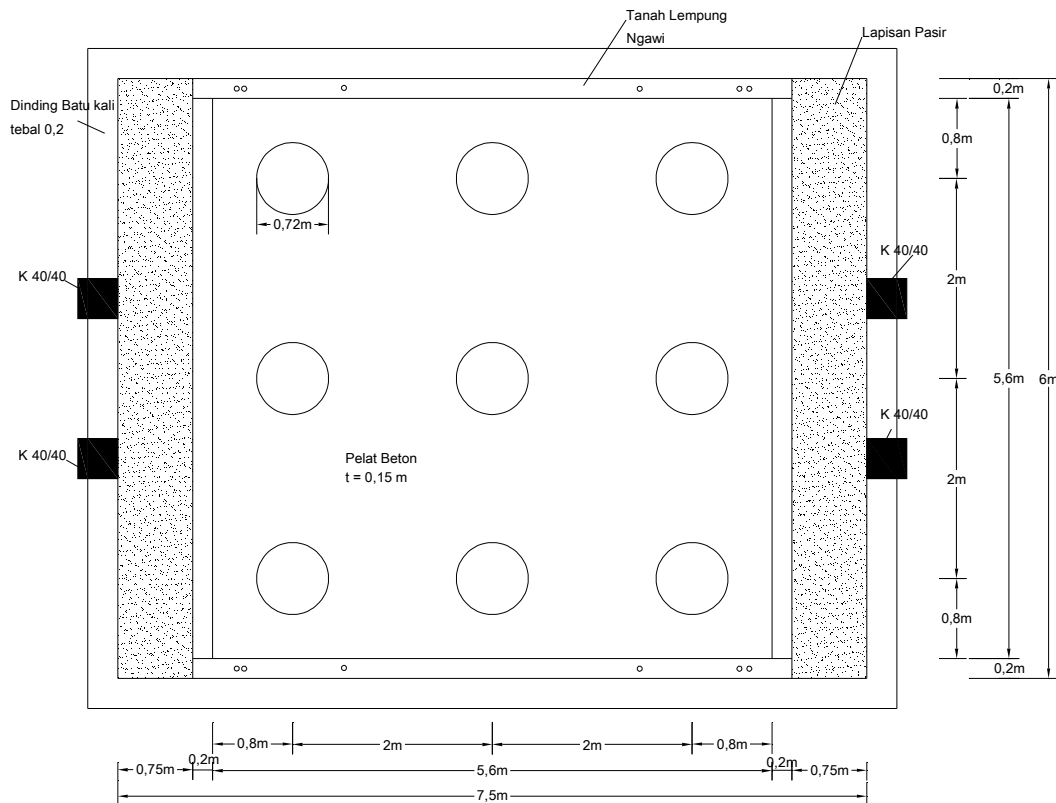
#### A.2 Dimensi perkerasan Sistem CAM

Lebar model perkerasan sistem CAM skala penuh adalah 6,0 m pada arah sisi terpanjang kolam uji dan panjang pelat 5,6 m pada arah sisi lebar kolam. Denah pelat perkerasan ditunjukkan pada Gambar 4.1. Dimensi perkerasan menggunakan pelat beton bertulang tebal 15 cm dan pada arah melintang di ujung-ujung pelat dipasang pelat penutup tepi (koperan) setebal 12,5 cm dan

tinggi 50 cm. Cakar menggunakan pipa baja dengan tebal 1,4 mm, diameter cakar 0,72 m, dan tinggi 1,07 m.

Tabel 4.1:  
Sifat-sifat tanah dan beton (Setiawan, 2015)

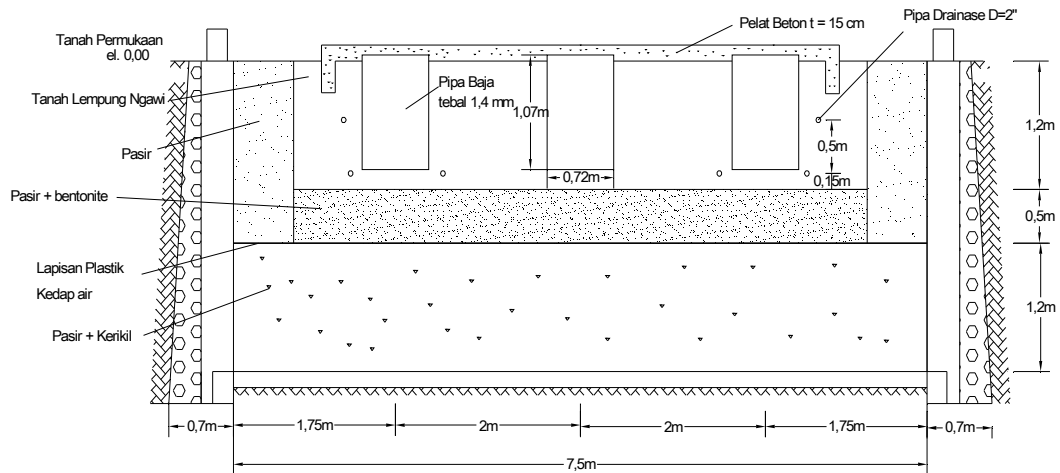
No	Uraian	Satuan	Tanah Ngawi
1	Uji gradasi tanah <ul style="list-style-type: none"> <li>• Kerikil</li> <li>• Pasir</li> <li>• Lanau</li> <li>• Lempung</li> </ul>	% % % %	0,17 7,17 79,20 13,47
2	Uji batas konsistensi tanah <ul style="list-style-type: none"> <li>• Batas cair, <i>LL</i></li> <li>• Batas Plastis, <i>PL</i></li> <li>• Indeks Plastisitas, <i>PI</i></li> </ul>	% % %	77,43 20,04 48,39
3	Kadar air asli, $w_n$ kadar air pasca pembahasan, $w$	% %	33,31 44,01
4	Berat Spesifik, $G_s$		2,32
5	Berat isi tanah, $\gamma_d$ Berat isi tanah, $\gamma_b$	$\text{kN/m}^3$ $\text{kN/m}^3$	12,0 15,32
6	Kuat geser tanah <ul style="list-style-type: none"> <li>• Kohesi, <math>c</math></li> <li>• Sudut gesek internal, <math>\phi</math></li> </ul>	$\text{kN/m}^2$ ..... <sup>o</sup>	15 0
7	Uji Proctor standard <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>\gamma_d</math></li> <li>• <math>w_{\text{optimum}}</math></li> <li>• <math>\gamma_b</math></li> <li>• CBR (setelah basah)</li> </ul>	$\text{kN/m}^3$ % $\text{kN/m}^3$ %	12,9 33,41 17,1 8,8
8	Uji lapangan <ul style="list-style-type: none"> <li>• Kepadatan lapangan</li> <li>• <math>K_v</math> dari PLT (setelah basah)</li> <li>• CBR (setelah basah)</li> </ul>	% $\text{kN/m}^3$ %	92 5.498,4 1,09
9	Klasifikasi tanah <ul style="list-style-type: none"> <li>• AASHTO</li> <li>• USCS</li> </ul>		A-7-6 CH



Gambar 4.1:

Tampak atas kolam uji sistem CAM (Setiawan, 2015).

Konstruksi model perkerasan Sistem CAM dibangun pada tanah lempung lunak yang ditempatkan pada suatu kolam uji berukuran 6,0 m x 7,5 m dan kedalaman 2,9 m. Sisi bawah kolam diisi pasir padat setebal 1,2 m dan di atas lapisan pasir padat diisi campuran pasir-bentonite, sedang lempung lunak berada pada sisi paling atas yaitu di atas lapisan pasir-bentonite. Lempung lunak setebal 1,2 m. Lebih jelasnya potongan sistem CAM dapat dilihat pada Gambar 4.2.



Gambar 4.2:  
Potongan melintang kolom uji sistem CAM (Setiawan, 2015).

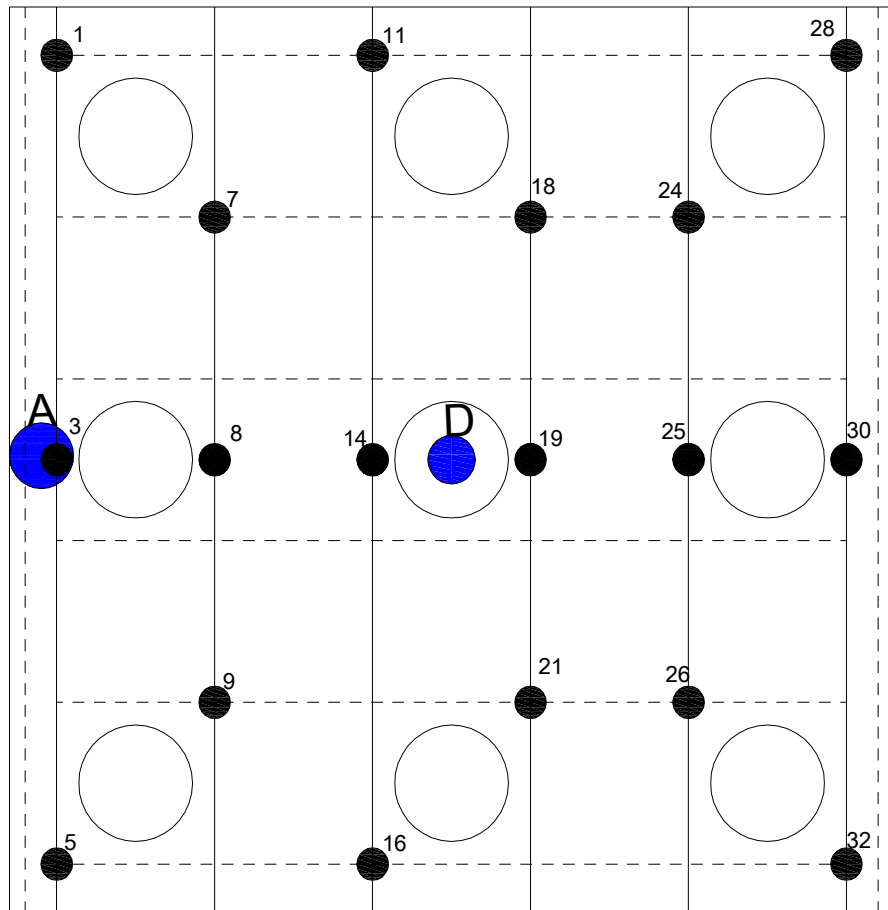
### A.3 Pembebanan

Perhitungan lendutan dan gaya dalam hanya meninjau 2 titik beban pada pekerasan sistem CAM (titik A dan titik D). Pembebanan pada setiap titik dilakukan secara *monotonik* mulai dari beban 0 kN, 20 kN, 40 kN, 60 kN, sampai 100 kN. Gambar 4.3 adalah letak titik uji beban pada model perkerasan.

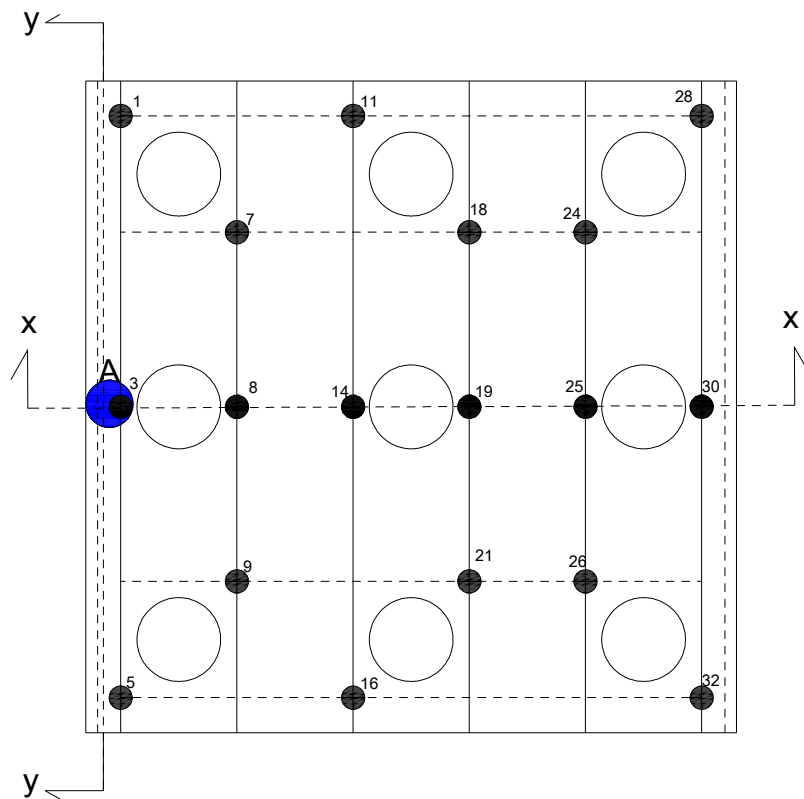
#### A.3.1 Beban di titik A (di tepi pelat)

Beban di titik A terletak di tepi kiri pelat dengan koperan (Gambar 4.4) dimana pembebanan dilakukan secara *monotonik*. Hasil uji yang diplot dalam bentuk hubungan beban dan lendutan pada titik A diberikan pada Gambar 4.5. Terlihat bahwa perilaku sistem cenderung linier hingga beban maksimum yang diberikan. Sistem ini memperlihatkan kekakuan yang tinggi pada lempung lunak. Adapun distribusi lendutan di sepanjang pelat yang segaris dengan beban (potongan X – X) diberikan pada Gambar 4.6. Tampak bahwa pelat cenderung

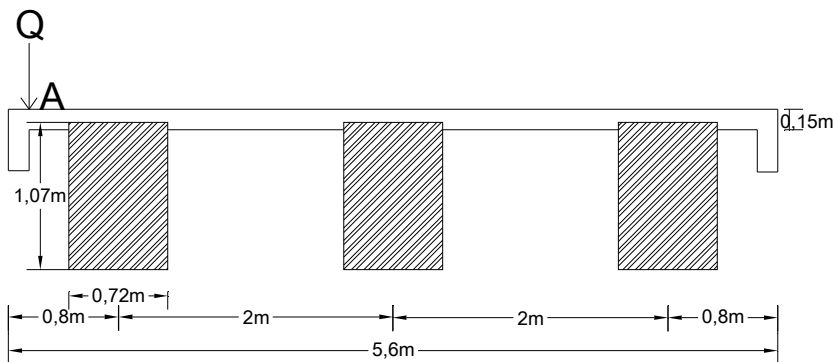
tetap kontak dengan tanah, tidak ada yang terjungkit. Lendutan maksimum yang teramati tepat di bawah beban yaitu 3,774 mm pada beban 100 kN.



Gambar 4.3:  
Titik beban dan dial pada model perkerasan Sistem CAM (Setiawan,2015).



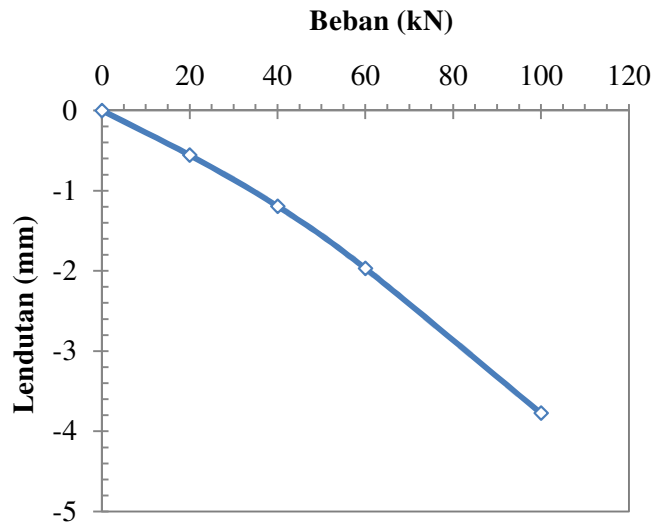
a) Denah



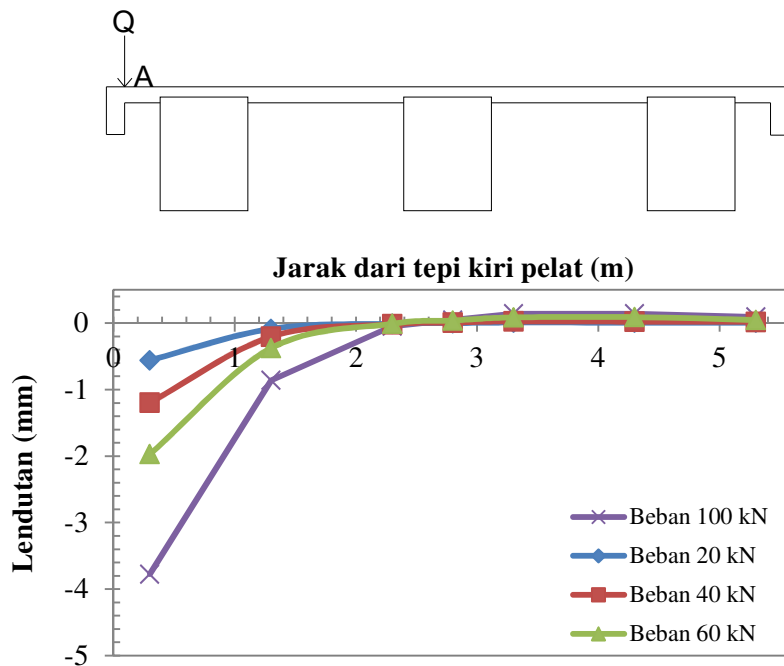
b) Potongan X-X

Gambar 4.4:  
Dimensi dan letak beban di titik A (Setiawan, 2015).





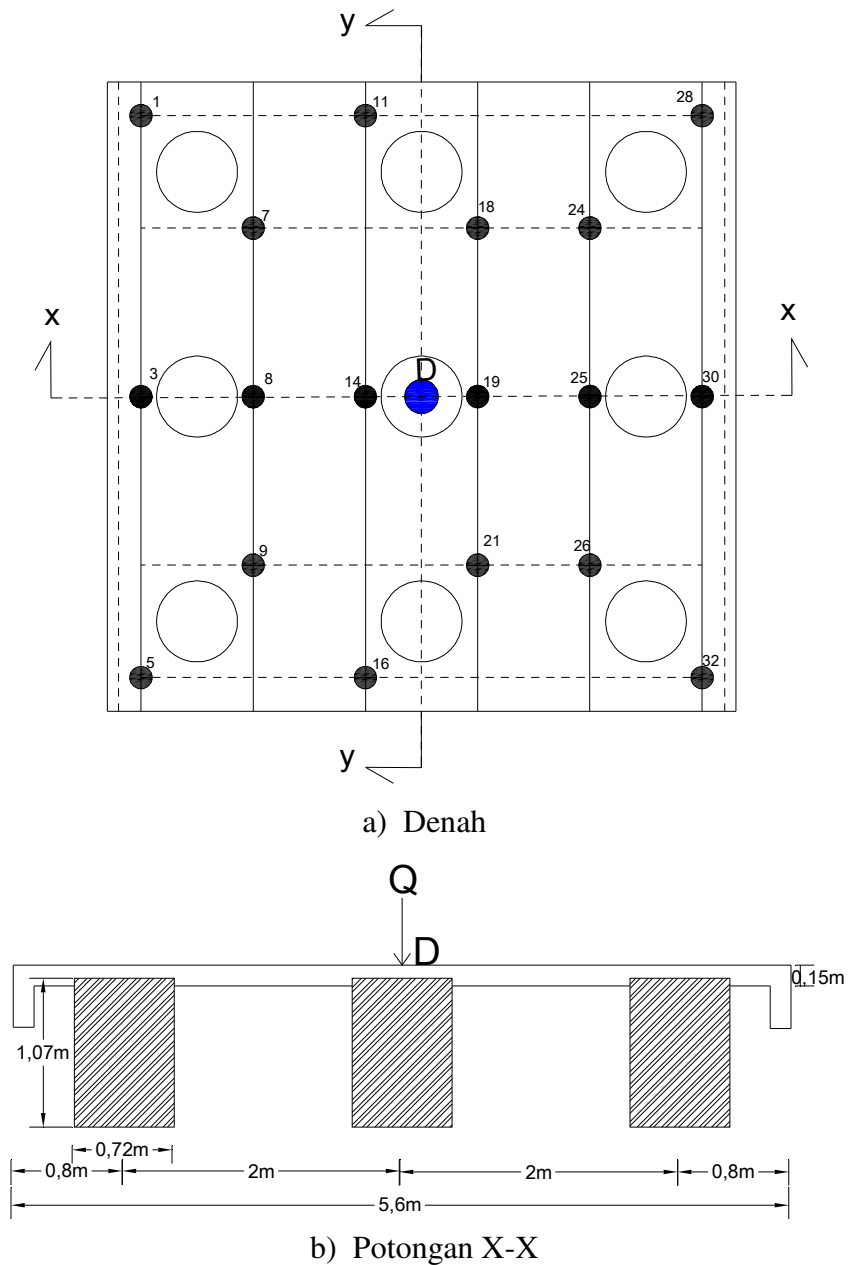
Gambar 4.5:  
Lendutan pada titik A di tepi pelat beton sistem CAM dengan koporan setelah pembasahan (Setiawan,2015).



Gambar 4.6:  
Lendutan pengamatan di sepanjang pelat pada potongan X-X akibat beban di titik A (Setiawan, 2015).

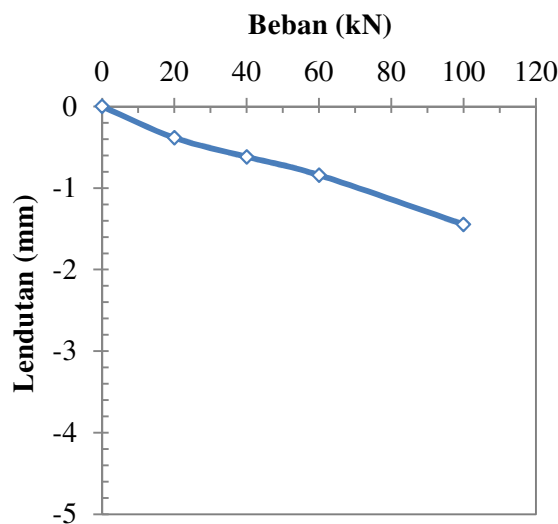
### A.3.2 Beban di titik D

Beban di titik D terletak di tengah pelat. Denah dan potongan untuk beban di tengah diberikan pada Gambar 4.7.

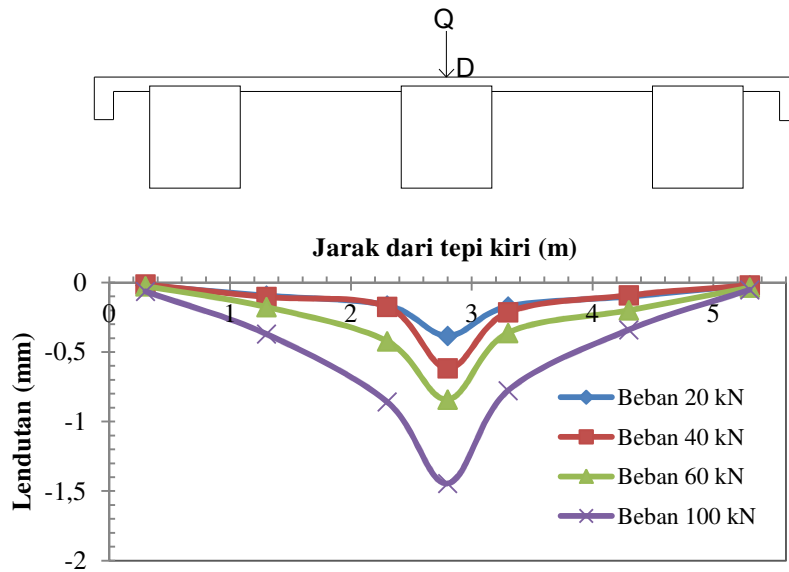


Gambar 4.7:  
Dimensi dan letak beban di titik D (Setiawan, 2015).

Pembebanan di tengah pelat yaitu titik D memiliki nilai dan distribusi lendutan yang berbeda dengan pelat yang mendapat beban di tepi (titik A). Hasil Pengujian dapat dilihat pada Gambar 4.8 yang merupakan lendutan yang terjadi dari hasil pengamatan dengan perletakan beban di tengah pelat akibat dari variasi beban di setiap titik pembebanan dengan nilai  $k_v = 5.498,4 \text{ kN/m}^3$  terhadap pengaruh beban pelat 20 kN, 40 kN, 60 kN, 100 kN di tiap titik, sedangkan Gambar 4.9 merupakan hasil lendutan dengan menggunakan metode pengamatan yang terjadi di sepanjang pelat (Potongan x-x), 1 baris dengan 3 cakar. hasil lendutan dari pengamatan dirangkum pada Tabel 4.2.



Gambar 4.8:  
Lendutan pada titik D di tengah pelat sistem CAM dengan koperan, setelah pembasahan (Setiawan, 2015).



Gambar 4.9:  
Lendutan pengamatan di sepanjang pelat akibat beban di titik D potongan X-X (Setiawan, 2015).

Tabel 4.2:  
Hasil lendutan akibat letak beban berdasarkan pengamatan (Setiawan, 2015)

No	Beban kN	Lendutan maksimum (mm)	
		Di tepi (titik A)	Di tengah (titik D)
1	20	0,558	0,383
2	40	1,195	0,617
3	60	1,970	0,841
4	100	3,774	1,445

## B. Modulus Reaksi *Subgrade* Ekuivalen

### B.1 Tahanan ujung cakar diabaikan ( $Q_b = 0$ )

#### B.1.1 Metode Hardiyatmo (2011) dan Grafik Hardiyatmo (2011)

Perhitungan ini menggunakan nilai lendutan pengamatan sebagai lendutan izin ( $\delta_a = \delta_s$ ). Nilai modulus reaksi *subgrade* arah vertikal ( $k_v$ ) sudah diperoleh sebesar  $5.498,4 \text{ kN/m}^3$  (Setiawan, 2015). Berdasarkan dimensi cakar dan pelat

maka luas selimut cakar ( $A_s$ ) = 2,3 m<sup>2</sup>, luas pelat didukung cakar ( $A_{ps}$ ) = 4 m<sup>2</sup>, Maka didapat rasio  $\delta/\delta_0$  dari Grafik Hardiyatmo (2011). Selanjutnya diperoleh tambahan modulus reaksi *subgrade*,  $\Delta k$ . Dengan menjumlahkan  $k$  dan  $\Delta k$  didapat nilai modulus reaksi *subgrade* ekivalen,  $k'$ . Tabel 4.3 merangkum nilai  $\Delta k$  dan  $k'$ . Untuk perhitungan disajikan pada Lampiran B-1 (hal. B.1 – B.10).

Tabel 4.3:  
Modulus reaksi *subgrade* ekivalen Metode Hardiyatmo dengan  $Q_b = 0$

No	Beban (kN)	Beban di tepi pelat (Titik A)			Beban di tengah pelat (Titik D)		
		$\delta_s$ (mm)	$\Delta k$ (kPa/m)	$k'$ (kPa/m)	$\delta_s$ (mm)	$\Delta k$ (kPa/m)	$k'$ (kPa/m)
1	20	0,558	2.782,26	6.097,83	0,383	3.377,94	4.660,90
2	40	1,195	1.804,39	4.631,02	0,617	2.516,21	3.799,17
3	60	1,970	1.269,67	3.828,94	0,841	2.256,24	3.539,20
4	100	3,774	662,76	2.918,58	1,445	1.611,59	2.894,55

#### B.1.2 Metode Hardiyatmo Modifikasi (Puri, dkk., 2012)

Perhitungan ini menggunakan nilai lendutan rencana dari pengamatan ( $\delta_a = \delta_s$ ) pada Tabel 4.4. Pada perhitungan dengan menggunakan metode ini, nilai modulus reaksi *subgrade* arah vertikal ( $k_v$ ) sudah diperoleh sebesar 5.498,4 kN/m<sup>3</sup> (Setiawan, 2015). Pada kasus ini menggunakan tanah lempung lunak Ngawi yang memiliki nilai kohesi ( $c$ ) = 15 kN/m<sup>2</sup>, dari kurva Tomlinson pada Grafik McClelland (1974) diperoleh faktor adhesi  $a_d = 1$ . Selanjutnya diperoleh tahanan gesek satuan  $f_s = 15 \times 1 = 15$  kN/m<sup>2</sup>. Berdasarkan dimensi cakar dan pelat maka didapat luas selimut cakar ( $A_s$ ) = 2,3 m<sup>2</sup>, luas pelat yang didukung cakar ( $A_{ps}$ ) = 4 m<sup>2</sup>. Maka diperoleh variasi nilai tambahan modulus reaksi *subgrade* ( $\Delta k$ ). Dengan menjumlahkan  $k$  dan  $\Delta k$  didapat nilai modulus reaksi *subgrade* ekivalen. Tabel 4.4 merangkum Nilai  $\Delta k$  dan  $k'$  untuk perhitungan metode ini disajikan pada

Lampiran B-2. Nilai modulus reaksi subgrade Metode Hardiyatmo Modifikasi lebih besar dibanding Metode Hardiyatmo. Perbedaan antara kedua metode tersebut pada kisaran 38% - 122% untuk beban di tepi pelat (titik A) dan 48% - 167% untuk beban di tengah pelat (titik D). Perbedaan tersebut meningkat seiring peningkatan beban.

Tabel 4.4:  
Modulus reaksi *subgrade* ekuivalen metode Hardiyatmo Modifikasi dengan  $Q_b = 0$

No	Beban (kN)	Beban di tepi pelat (Titik A)			Beban di tengah pelat (Titik D)		
		$\delta_s$ (mm)	$\Delta k$ (kPa/m)	$k'$ (kPa/m)	$\delta_s$ (mm)	$\Delta k$ (kPa/m)	$k'$ (kPa/m)
1	20	0,558	6.182,79	11.198,625	0,383	9.007,83	10.290,79
2	40	1,195	2.887,03	6.254,985	0,617	5.591,57	6.874,53
3	60	1,970	1.751,27	4.551,345	0,841	4.102,26	5.385,22
4	100	3,774	914,14	3.295,665	1,445	2.387,54	3.670,50

## B.2 Tahanan ujung cakar diperhitungkan ( $Q_b > 0$ )

### B.2.1 Metode Hardiyatmo (2011) dan Grafik Hardiyatmo (2011)

Sebagaimana pada perhitungan sebelumnya, nilai lendutan pengamatan dipakai sebagai lendutan izin ( $\delta_a = \delta_s$ ). Cara perhitungan masih sama dengan yang sebelumnya, dimana perbedaan hanya pada perhitungan tambahan modulus reaksi *subgrade*. Di sini nilai tahanan ujung ultimit cakar diperhitungkan ( $Q_b \neq 0$ ) karena dimensi cakar yang digunakan lebih besar dari pada dimensi tiang pada pelat terpaku. Tabel 4.5 merangkum nilai  $\Delta k$  dan  $k'$ . Untuk perhitungan nilai  $k'$  disajikan pada Lampiran B-1 (hal. B.10 – B.17).

Tabel 4.5:  
Modulus reaksi *subgrade* ekuivalen metode Hardiyatmo dengan  $Q_b > 0$

No	Beban (kN)	Beban di tepi pelat (Titik A)			Beban di tengah pelat (Titik D)		
		$\delta_s$ (mm)	$\Delta k$ (kPa/m)	$k'$ (kPa/m)	$\delta_s$ (mm)	$\Delta k$ (kPa/m)	$k'$ (kPa/m)
1	20	0,558	7.213,31	12.744,41	0,383	8.757,67	10.040,63
2	40	1,195	4.678,08	8.941,56	0,617	6.523,54	7.806,50
3	60	1,970	3.291,76	6.862,08	0,841	5.849,55	7.132,51
4	100	3,774	1.718,27	4.501,85	1,445	4.178,23	5.461,19

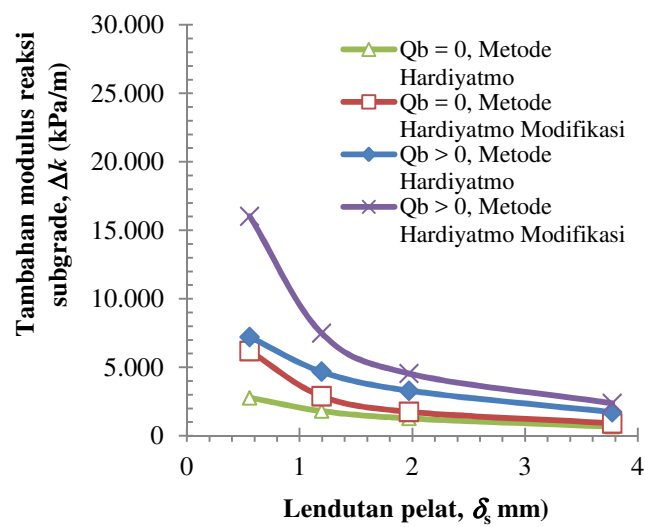
### B.2.2 Metode Hardiyatmo Modifikasi (Puri, dkk., 2012)

Perhitungan ini menggunakan nilai lendutan rencana berdasarkan lendutan pengamatan ( $\delta_a = \delta_s$ ). Cara perhitungan masih sama dengan yang sebelumnya yang membedakan hanya pada perhitungan tambahan modulus reaksi *subgrade* dimana nilai tahanan ujung ultimit cakar diperhitungkan ( $Q_b \neq 0$ ) karena dimensi cakar yang lebih besar daripada dimensi tiang pada pelat terpaku. Hasil rangkuman dari perhitungan modulus reaksi *subgrade* ekuivalen metode ini disajikan pada Tabel 4.6. Untuk perhitungan di sajikan pada Lampiran B-2 (hal. B.27 – B.34).

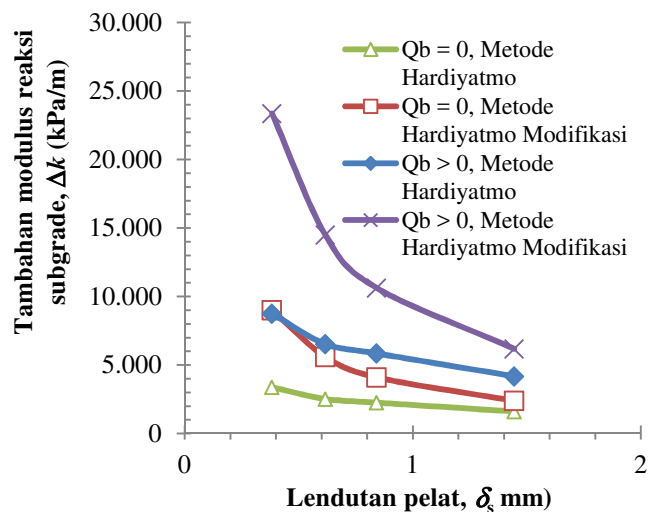
Tabel 4.6:  
Modulus reaksi *subgrade* ekuivalen metode Hardiyatmo Modifikasi dengan  $Q_b > 0$

No	Beban (kN)	Beban di tepi pelat (Titik A)			Beban di tengah pelat (Titik D)		
		$\delta_s$ (mm)	$\Delta k$ (kPa/m)	$k'$ (kPa/m)	$\delta_s$ (mm)	$\Delta k$ (kPa/m)	$k'$ (kPa/m)
1	20	0,558	16.029,57	25.968,80	0,383	23.353,78	24.636,74
2	40	1,195	7.484,94	13.151,85	0,617	14.496,76	15.779,72
3	60	1,97	4.540,35	8.734,97	0,841	10.635,55	11.918,51
4	100	3,774	2.370,03	5.479,49	1,445	6.189,96	7.472,92

Nilai modulus reaksi subgrade Metode Hardiyatmo Modifikasi lebih besar dibanding Metode Hardiyatmo (Gambar 4.10). Perbedaan antara kedua metode tersebut pada kisaran 46% - 161% untuk beban di tepi pelat (titik A) dan 21% - 143% untuk beban di tengah pelat (titik D). Berbeda dengan tahanan ujung diabaikan ( $Q_b = 0$ ), perbedaan tersebut menurun seiring peningkatan beban.



a)



b)

Gambar 4.10:

Pengaruh tahanan ujung cakar ( $Q_b$ ) terhadap tambahan modulus reaksi *subgrade* ( $\Delta k$ ); a) beban di titik A, b) beban di titik D.



### **B.3 Pengaruh tahanan ujung terhadap modulus reaksi *subgrade***

Gambar 4.10 memperlihatkan pengaruh tahanan ujung cakar ( $Q_b$ ) terhadap tambahan modulus reaksi *subgrade* ( $\Delta k$ ). Tahanan ujung berpengaruh sangat signifikan terhadap nilai  $\Delta k$ , pada semua metode dan titik beban. Nilai  $\Delta k$  lebih besar 7% - 113% bila memperhitungkan tahanan ujung untuk beban di tepi pelat (titik A), pada kisaran -3% - 75% untuk beban di tengah pelat (titik D). Namun perbedaan cenderung menurun dengan peningkatan beban atau lendutan pelat.

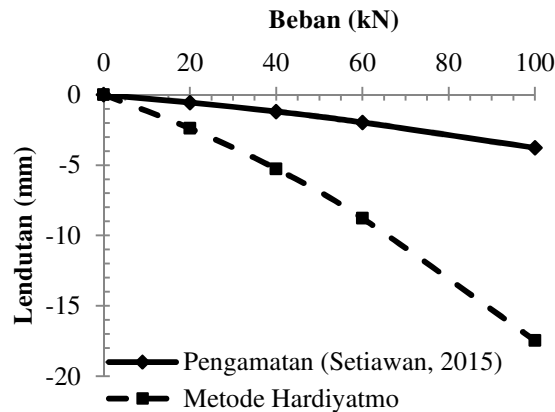
## **C. Lendutan Pelat Perkerasan Cakar Ayam Modifikasi Berdasarkan Lendutan Pengamatan Sebagai Lendutan Izin**

### **C.1 Tahanan ujung cakar diabaikan ( $Q_b = 0$ )**

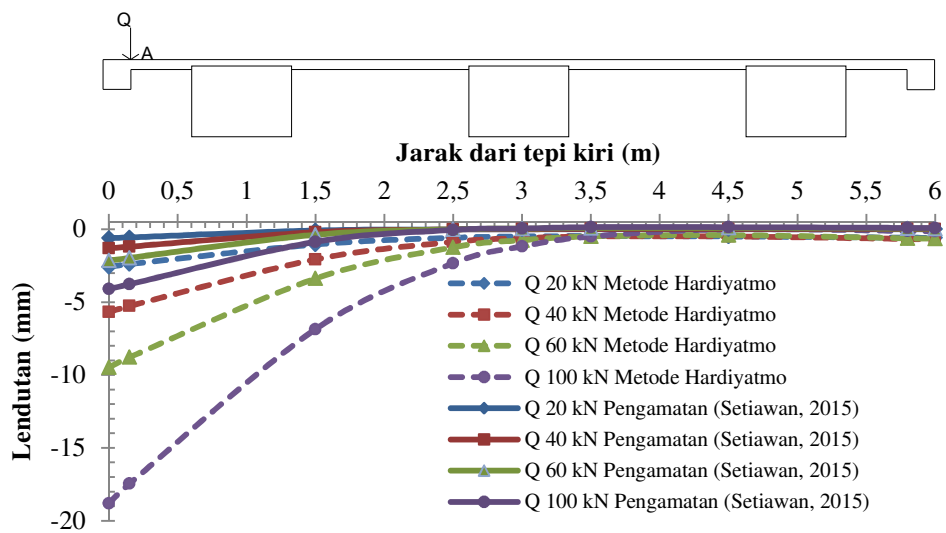
#### **C.1.1 Metode Hardiyatmo (2011) dan Grafik Hardiyatmo (2011)**

##### **C.1.1.1 Lendutan pelat akibat beban di tepi pelat**

Gambar 4.11 merupakan hasil analisis lendutan yang terjadi akibat beban di tepi pelat (titik A). Gambar 4.11a memberikan hubungan  $Q - \delta$  untuk beban tepi dimana perilaku lendutan cenderung berada pada zona *elastik-linier*. Gambar 4.11b menunjukkan pola distribusi lendutan hitungan sepanjang pelat yang masih bersesuaian dengan pola lendutan pengamatan. Lendutan yang terjadi di dekat titik pembebanan (di tepi kiri pelat) lebih besar dari pada lendutan yang terjadi di tepi kanan pelat, dimana titik tersebut merupakan titik terjauh dari pusat beban. Hal ini menunjukkan bahwa penyebaran nilai lendutan semakin kecil bila semakin jauh dari pusat beban.



a) Hubungan  $Q - \delta$  di titik beban di titik beban



b) Distribusi lendutan di sepanjang pelat

Gambar 4.11:

Hasil analisa lendutan berdasarkan Metode Hardiyatmo menggunakan nilai  $\delta_a = \delta_s$  dengan  $Q_b = 0$  akibat beban di tepi.

Tabel 4.7:

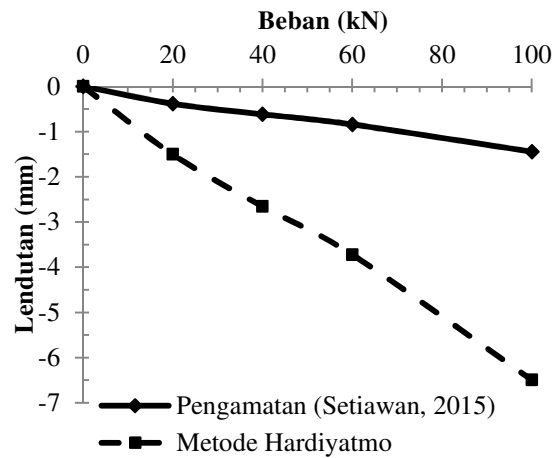
Perbandingan lendutan hasil perhitungan terhadap pengamatan akibat beban di tepi menggunakan metode Hardiyatmo dengan  $Q_b = 0$

o	Beban (kN)	Lendutan di tepi pelat (mm)		Selisih (%)
		Pengamatan (Setiawan, 2015)	Perhitungan	
1	20	0,558	2,393	328,85
2	40	1,195	5,269	340,96
3	60	1,970	8,780	345,71
4	100	3,774	17,457	362,56

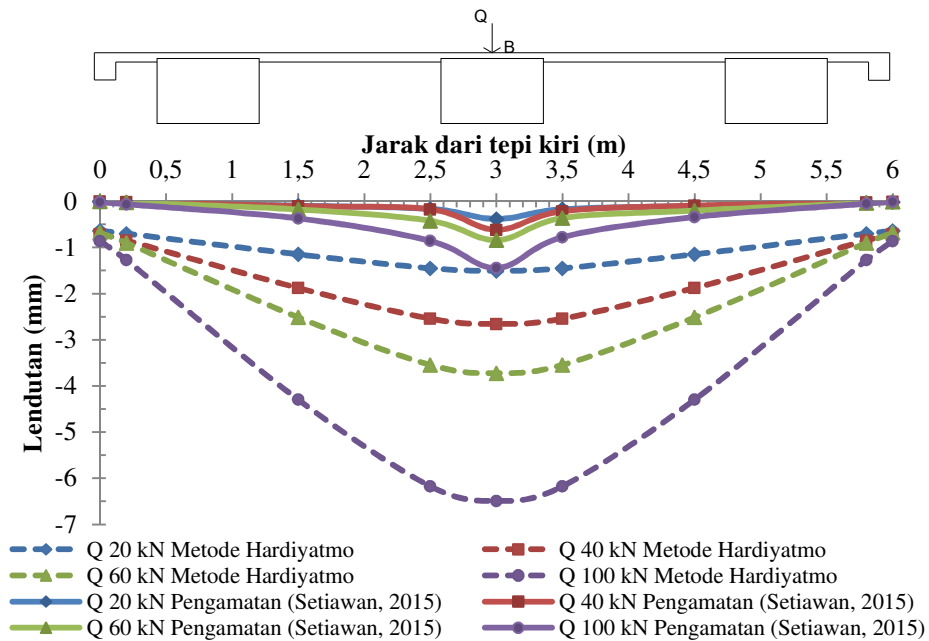
Tabel 4.7 menyajikan perbandingan nilai lendutan perhitungan dengan pengamatan akibat pembebanan di tepi pelat. Selisih merupakan persentase perbandingan hasil perhitungan terhadap pengamatan. Terlihat lendutan hitungan cenderung sangat *over-estimated* terhadap lendutan pengamatan. *Over-estimated* pada kisaran 328,85% - 362,56%. Perbedaan lendutan berdasarkan perhitungan terhadap pengamatan cenderung bertambah dengan peningkatan beban. Untuk tinjauan pada beban 20 kN di titik beban, hasil hitungan lendutan 2,393 mm tidak melebihi lendutan toleransi 5 mm. Untuk beban 40 kN, 60 kN dan 100 kN, lendutan hitungan melebihi lendutan toleransi.

#### **C.1.1.2 Lendutan pelat akibat beban di tengah pelat**

Gambar 4.12 merupakan hasil analisis lendutan yang terjadi akibat beban di tengah pelat (titik D). Gambar 4.12a memberikan hubungan  $Q - \delta$  untuk beban tepi dimana perilaku lendutan cenderung berada pada zona *elastik-linier*. Gambar 4.12b menunjukkan pola distribusi lendutan hitungan sepanjang pelat yang masih bersesuaian dengan pola lendutan pengamatan. Lendutan yang terjadi di dekat titik pembebanan (di tengah pelat) lebih besar dari pada lendutan yang terjadi di tepi pelat, dimana titik tersebut merupakan titik terjauh dari pusat beban. Hal ini menunjukkan bahwa penyebaran nilai lendutan semakin kecil bila semakin jauh dari pusat beban.



a) Hubungan  $Q - \delta$  di titik beban di titik beban



b) Distribusi lendutan di sepanjang pelat

Gambar 4.12:

Hasil analisa lendutan berdasarkan Metode Hardiyatmo menggunakan nilai  $\delta_a = \delta_s$  dengan  $Q_b = 0$  akibat beban di tengah

Tabel 4.8 menyajikan perbandingan nilai lendutan perhitungan dengan pengamatan akibat pembebanan di tengah pelat. Selisih merupakan persentase perbandingan hasil perhitungan terhadap pengamatan. Terlihat lendutan hitungan

cenderung sangat *over-estimated* terhadap lendutan pengamatan. *Over-estimated* pada kisaran 292,69% - 349,27%. Perbedaan lendutan berdasarkan perhitungan terhadap pengamatan cenderung bertambah dengan peningkatan beban. Untuk tinjauan pada beban 20 kN, 40 kN, dan 60 kN di titik beban, hasil hitungan lendutan tidak melebihi lendutan toleransi 5 mm. Untuk beban dan 100 kN, lendutan hitungan melebihi lendutan toleransi.

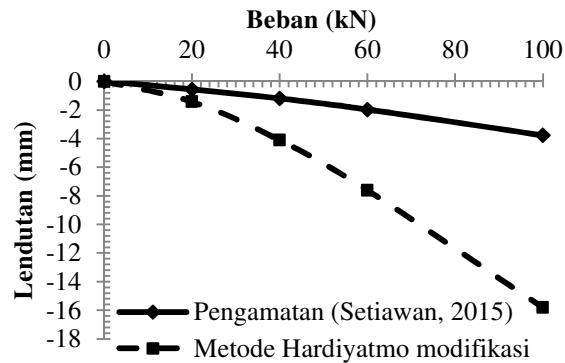
Tabel 4.8:  
Perbandingan lendutan hasil perhitungan terhadap pengamatan akibat beban di tengah menggunakan Metode Hardiyatmo dengan  $Q_b = 0$

No	Beban (kN)	Lendutan di tengah pelat (mm)		Selisih (%)
		Pengamatan (Setiawan, 2015)	Perhitungan	
1	20	0,383	1,504	292,69
2	40	0,617	2,657	330,63
3	60	0,841	3,723	342,69
4	100	1,445	6,492	349,27

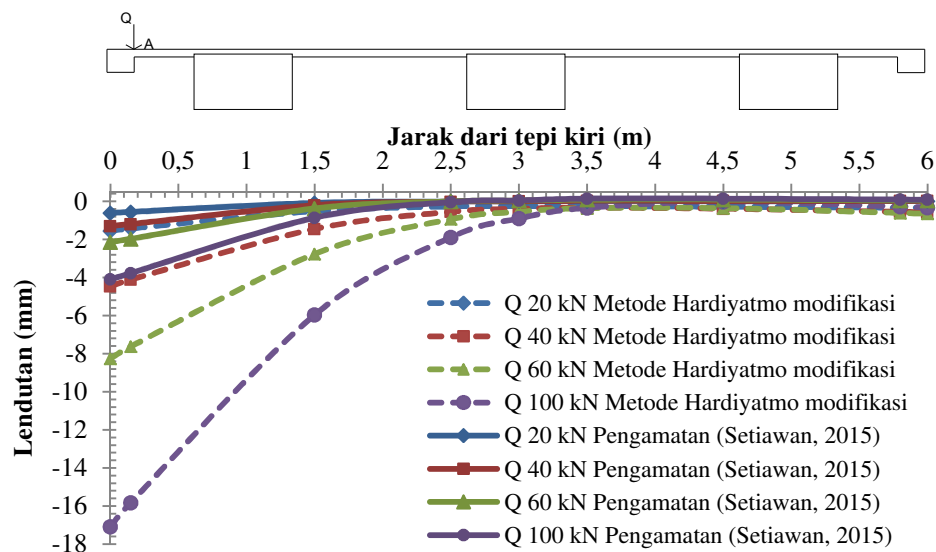
### C.1.2 Metode Hardiyatmo Modifikasi (Puri, dkk., 2012)

#### C.1.2.1 Lendutan pelat akibat beban di tepi pelat

Dengan menggunakan Metode Hardiyatmo Modifikasi (2012) dengan variasi beban, maka lendutan yang terjadi akibat beban di tepi pelat seperti pada Gambar 4.13.



a) Hubungan  $Q - \delta$  di titik beban di titik beban



b) Distribusi lendutan di sepanjang pelat

Gambar 4.13:  
 Hasil analisa BoEF berdasarkan Metode Hardiyatmo Modifikasi menggunakan nilai  $\delta_a = \delta_s$  dengan  $Q_b = 0$  akibat beban di tepi

Dari Gambar 4.13a terlihat hubungan  $Q - \delta$  untuk beban tepi menghasilkan analisis lendutan yang berada pada zona elastik-linier. Gambar 4.13b menunjukkan pola distribusi lendutan hitungan masih bersesuaian dengan pola lendutan pengamatan. Pola distribusi lendutan yang terjadi akibat dari pembebanan di tepi kiri pelat lebih besar dari pada lendutan yang terjadi di tepi kanan pelat, dimana titik tersebut merupakan titik terjauh dari pusat beban. Hal ini

menunjukkan bahwa penyebaran nilai lendutan akan semakin kecil semakin jauh dari beban. Tabel 4.9 menyajikan perbandingan nilai lendutan hitungan dengan pengamatan akibat pembebanan. Selisih merupakan persentase perbandingan hasil perhitungan terhadap pengamatan. Terlihat bahwa hasil analisis pada setiap beban menghasilkan lendutan yang cenderung *over-estimated* terhadap lendutan pengamatan. *Over-estimated* berada pada rentang 155,82% - 319,13%. Perbedaan lendutan cenderung bertambah dengan peningkatan beban.

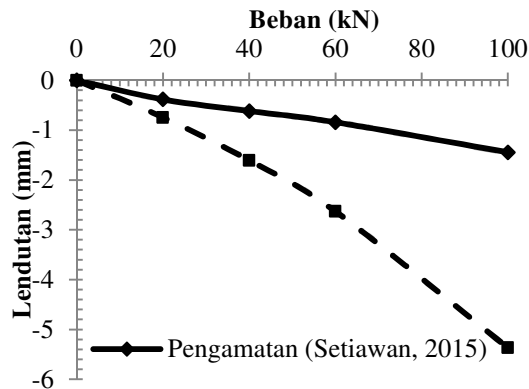
Tabel 4.9:  
Perbandingan nilai lendutan hitungan terhadap pengamatan akibat beban di tepi Metode Hardiyatmo Modifikasi menggunakan nilai  $\delta_a = \delta_s$  dengan  $Q_b = 0$

No	Beban (kN)	Lendutan di tepi pelat (mm)		Selisih (%)
		Pengamatan (Setiawan, 2015)	Perhitungan	
1	20	0,558	1,427	155,82
2	40	1,195	4,109	243,85
3	60	1,97	7,623	286,95
4	100	3,774	15,818	319,13

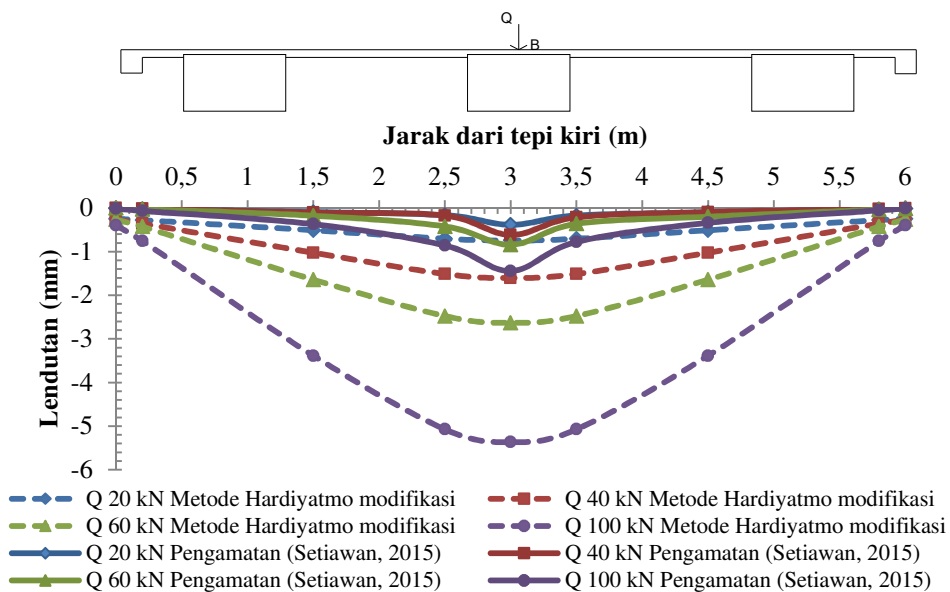
### C.1.2.2 Lendutan pelat akibat beban di tengah pelat

Dengan menggunakan Metode Hardiyatmo Modifikasi (2012), maka didapat lendutan yang terjadi akibat beban di tengah seperti pada Gambar 4.14. Gambar 4.14a terlihat hubungan  $Q - \delta$  untuk beban tengah menghasilkan analisis lendutan yang berada pada zona elastik-linier. Gambar 4.14b menunjukkan pola distribusi lendutan yang terjadi di sepanjang pelat akibat pembebanan di tengah pelat dan lendutan yang terkecil terletak di tepi kiri dan tepi kanan pelat, dimana titik tersebut merupakan titik terjauh dari pusat beban. Hal ini menunjukkan bahwa penyebaran nilai lendutan akan semakin kecil apabila semakin jauh dari

beban. Pola lendutan yang didapat dari perhitungan masih bersesuaian dengan pola lendutan pengamatan. Tabel 4.10 menyajikan persentase perbandingan nilai lendutan perhitungan dengan pengamatan akibat pembebanan di titik beban.



a) Hubungan  $Q - \delta$  di titik beban di titik beban



b) Distribusi lendutan di sepanjang pelat

Gambar 4.14:

Hasil analisa BoEF berdasarkan metode Hardiyatmo modifikasi menggunakan nilai  $\delta_a = \delta_s$  dengan  $Q_b = 0$  akibat beban di tengah.

Tabel 4.10:

Perbandingan lendutan hitungan terhadap pengamatan akibat beban di tengah



pelat untuk Metode Hardiyatmo Modifikasi, nilai  $\delta_a = \delta_s$  dengan  $Q_b = 0$

No	Beban (kN)	Lendutan di tepi pelat (mm)		Selisih (%)
		Pengamatan (Setiawan, 2015)	Perhitungan	
1	20	0,383	0,744	94,25
2	40	0,617	1,606	160,29
3	60	0,841	2,631	212,84
4	100	1,445	5,367	271,42

Tabel 4.10 menunjukkan hasil analisis pada setiap beban menghasilkan lendutan yang cenderung *over-estimated* 94,25% - 271,42%. Perbedaan lendutan berdasarkan perhitungan terhadap pengamatan cenderung bertambah dengan peningkatan beban. Untuk beban 20 kN, 40 kN, dan 60 kN hitungan lendutan tidak melebihi lendutan toleransi 5 mm. Pada beban 100 kN hasil hitungan lendutan di titik beban 5,367 mm melebihi lendutan toleransi.

### C.1.3 Perbandingan hasil lendutan perhitungan Metode Hardiyatmo dan Metode Hardiyatmo Modifikasi

Perbandingan hasil lendutan di titik beban berdasarkan perhitungan Metode Hardiyatmo (dengan Grafik Hardiyatmo) dan Metode Hardiyatmo Modifikasi terhadap pengamatan pada beban di tepi dan di tengah diuraikan sebagai berikut.

#### 1. Beban di tepi pelat

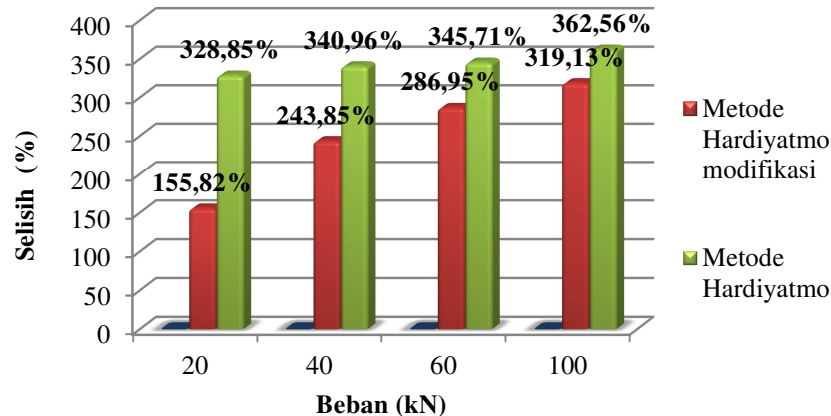
Perbandingan nilai lendutan di titik beban akibat beban di tepi menggunakan lendutan pengamatan sebagai lendutan rencana ( $\delta_a = \delta_s$ ) dengan  $Q_b = 0$  disajikan pada Tabel 4.11. Selisih merupakan perbedaan hasil lendutan hitungan Metode Hardiyatmo terhadap Metode Hardiyatmo Modifikasi.

Tabel 4.11:  
 Persentase perbedaan lendutan hitungan pelat Metode Hardiyatmo dan Metode Hardiyatmo Modifikasi akibat beban di tepi dengan  $Q_b = 0$

No	Beban (kN)	Lendutan Pengamatan (Setiawan, 2015) (mm)	Perbedaan Lendutan (%)		
			Metode Hardiyatmo Modifikasi	Metode Hardiyatmo	Selisih Antar Dua Metode (%)
1	20	0,558	155,82	328,85	173,03
2	40	1,195	243,85	340,96	97,11
3	60	1,970	286,95	345,71	58,76
4	100	3,774	319,13	362,56	43,43

Perbedaan lendutan berdasarkan perhitungan metode Hardiyatmo Modifikasi dengan Metode Hardiyatmo terhadap pengamatan cenderung berkurang dengan peningkatan beban. Terlihat hasil hitungan lendutan berdasarkan Metode Hardiyatmo Modifikasi lebih rendah 173,03% pada beban 20 kN, 97,11% pada beban 40 kN, 58,76% pada beban 60 kN dan 43,43% pada beban 100 kN bila dibandingkan dengan penggunaan metode Hardiyatmo (Gambar 4.15). Dari Gambar 4.15 terlihat perbandingan masing-masing metode terhadap pengamatan. Metode Hardiyatmo mengalami lendutan yang relatif konstan pada setiap kenaikan beban sedangkan Metode Hardiyatmo Modifikasi terjadi lompatan lendutan pada setiap kenaikan beban baik beban di tepi, maupun di tengah. Untuk memperhitungkan lendutan pada perencanaan, kedua metode ini tidak bisa langsung digunakan karena terjadi lendutan yang sangat *over-estimated* terhadap pengamatan, dengan selisih persentase yang paling kecil terjadi pada beban 20 kN untuk Metode Hardiyatmo Modifikasi yaitu 155,82% dan metode Hardiyatmo 328,85%, sedangkan yang paling besar terjadi pada beban 100 kN

untuk metode Hardiyatmo modifikasi yaitu 319,13% dan metode Hardiyatmo yaitu 362,56%.



Gambar 4.15:  
Diagram selisih perhitungan menggunakan nilai  $\delta_a = \delta_s$  dengan  $Q_b=0$  terhadap pengamatan akibat beban di tepi.

## 2. Beban di tengah pelat

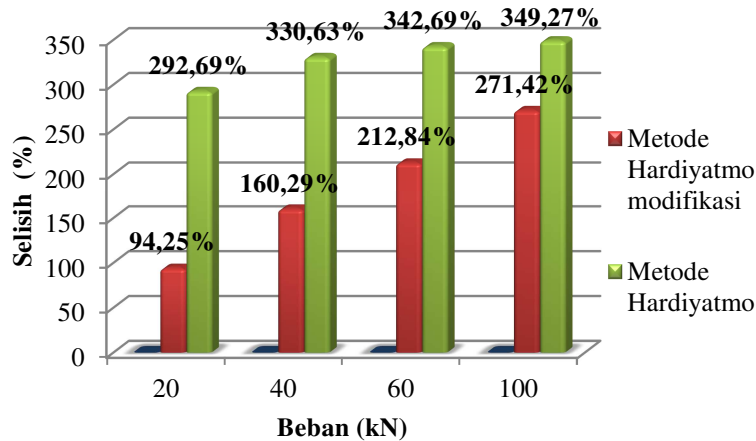
Perbandingan nilai lendutan di titik beban akibat beban di tengah menggunakan lendutan pengamatan sebagai lendutan rencana ( $\delta_a = \delta_s$ ) dengan  $Q_b = 0$  disajikan pada Tabel 4.12 merupakan perbandingan lendutan hasil perhitungan kedua metode terhadap lendutan hasil pengamatan. Selisih merupakan perbandingan hasil lendutan metode Hardiyatmo modifikasi dengan metode Hardiyatmo terhadap pengamatan.

Perbedaan lendutan berdasarkan perhitungan metode Hardiyatmo modifikasi dengan Metode Hardiyatmo terhadap pengamatan cenderung berkurang dengan peningkatan beban. Terlihat pada Tabel 4.12 hasil hitungan lendutan berdasarkan metode Hardiyatmo modifikasi lebih rendah 198,44% pada beban 20 kN, 170,34% pada beban 40 kN, 129,85% pada beban 60 kN dan 77,85% pada beban

100 kN bila dibandingkan dengan penggunaan metode Hardiyatmo (Gambar 4.16). Terlihat perbandingan masing-masing metode terhadap pengamatan. Metode Hardiyatmo mengalami lendutan yang cenderung konstan pada setiap kenaikan beban sedangkan metode Hardiyatmo modifikasi terjadi lompatan lendutan pada setiap kenaikan beban baik beban di tepi, maupun di tengah. Untuk memperhitungkan lendutan pada perencanaan, metode ini tidak bisa langsung digunakan karena terjadi lendutan yang sangat *over-estimated* terhadap pengamatan dengan selisih persentase yang paling kecil terjadi pada beban 20 kN untuk metode Hardiyatmo modifikasi yaitu 94,25% dan metode Hardiyatmo yaitu 292,69%, sedangkan yang paling besar dengan selisih persentase terjadi pada beban 100 kN untuk metode Hardiyatmo modifikasi yaitu 271,42% dan metode Hardiyatmo yaitu 349,27%.

Tabel 4.12:  
 Persentase perbedaan lendutan hitungan pelat Metode Hardiyatmo dan Metode Hardiyatmo Modifikasi akibat beban di tengah  $Q_b = 0$

No	Beban (kN)	Pengamatan (Setiawan, 2015) (mm)	Perhitungan (%)		
			Hardiyatmo modifikasi	Hardiyatmo	Selisih
1	20	0,383	94,25	292,69	198,44
2	40	0,617	160,29	330,63	170,34
3	60	0,841	212,84	342,69	129,85
4	100	1,445	271,42	349,27	77,85



Gambar 4.16:

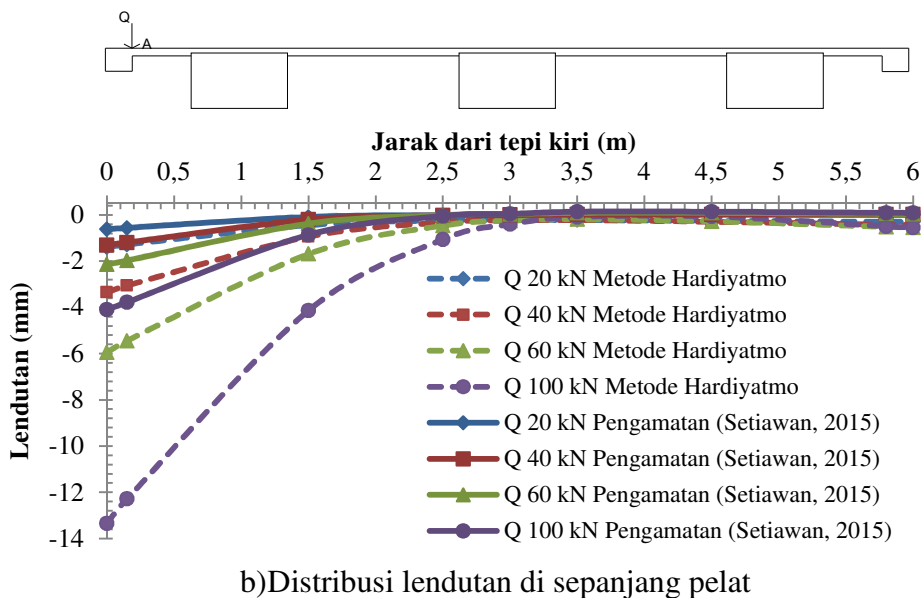
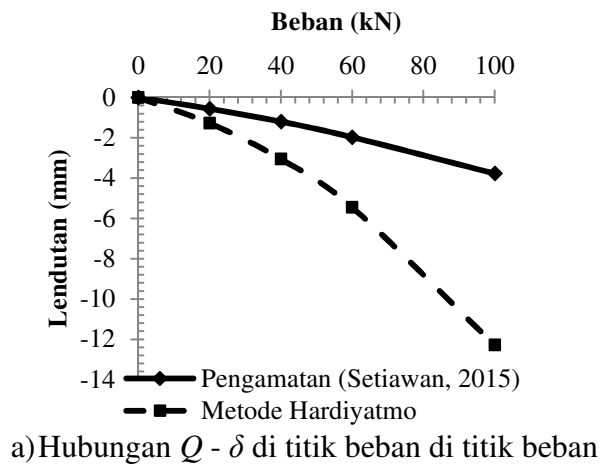
Diagram selisih perhitungan menggunakan nilai  $\delta_a = \delta_s$  dengan  $Q_b=0$  terhadap pengamatan akibat beban di tengah

## C.2 Tahanan ujung cakar diperhitungkan ( $Q_b > 0$ )

### C.2.1 Metode Hardiyatmo (2011) dan Grafik Hardiyatmo (2011)

#### C.2.1.1 Lentutan pelat akibat beban di tepi

Gambar 4.16a menyajikan hubungan  $Q - \delta$  untuk beban tepi, dimana perilaku lendutan cenderung berada pada zona elastik-linier. Gambar 4.16b menunjukkan pola distribusi lendutan hitungan masih bersesuaian dengan pola lendutan pengamatan. Pola distribusi lendutan yang terjadi akibat dari pembebanan di tepi kiri pelat lebih besar dari pada lendutan yang terjadi di tepi kanan pelat, dimana titik tersebut merupakan titik terjauh dari pusat beban. Hal ini menunjukkan bahwa penyebaran nilai lendutan akan semakin kecil bila semakin jauh dari pusat beban.



Gambar 4.17:  
 Hasil analisa lendutan berdasarkan hitungan Metode Hardiyatmo menggunakan nilai  $\delta_a = \delta_s$  dengan  $Q_b \neq 0$  akibat beban di tepi.

Tabel 4.13 menyajikan perbandingan nilai lendutan perhitungan dengan pengamatan. Terlihat bahwa hasil analisis pada setiap beban menghasilkan lendutan yang cenderung *over-estimated* terhadap lendutan pengamatan. *Over-estimated* 129,12% - 225,53% terhadap pengamatan. Perbedaan lendutan berdasarkan perhitungan terhadap pengamatan cenderung bertambah dengan

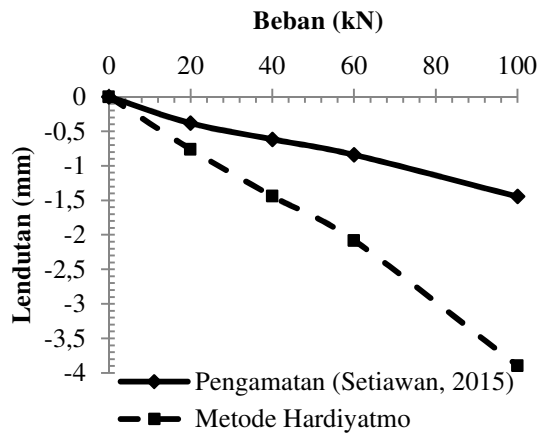
peningkatan beban. Untuk tinjauan desain pada beban sampai dengan 40 kN, hasil hitungan lendutan tidak melebihi lendutan toleransi 5 mm. Pada beban di atas 60 kN hasil hitungan lendutan melebihi lendutan toleransi.

Tabel 4.13:  
Perbandingan lendutan hitungan terhadap hasil pengamatan menggunakan Metode Hardiyatmo untuk beban di tepi dimana  $Q_b \neq 0$

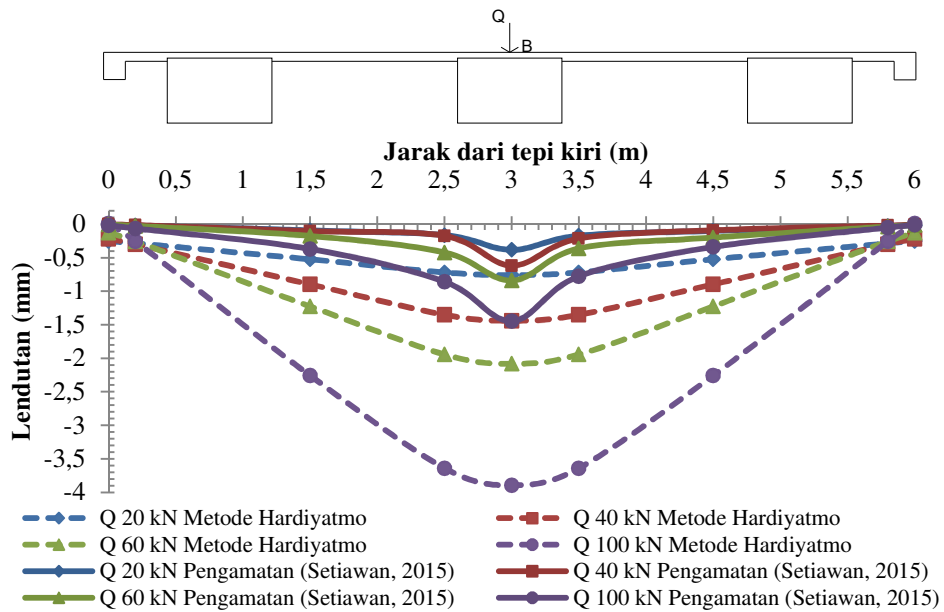
No	Beban (kN)	Lendutan di tepi pelat (mm)		Selisih (%)
		Pengamatan (Setiawan, 2015)	Perhitungan	
1	20	0,558	1,2785	129,12
2	40	1,195	3,055	155,65
3	60	1,970	5,446	176,45
4	100	3,774	12,285	225,53

#### C.2.1.1 Lendutan pelat akibat beban di tengah

Gambar 4.18a menyajikan hubungan  $Q - \delta$  untuk beban tengah yang menghasilkan lendutan yang berada pada zona elastik-linier. Lendutan hitungan cenderung *over-estimated* terhadap lendutan pengamatan. *Over-estimated* pada rentang 98,43% - 169,55% (Tabel 4.14). Perbedaan lendutan berdasarkan perhitungan terhadap pengamatan cenderung bertambah dengan peningkatan beban. Gambar 4.18b menunjukkan pola lendutan sepanjang pelat dan lendutan yang terkecil terletak di tepi kiri dan tepi kanan pelat, dimana titik tersebut merupakan titik terjauh dari pusat beban. Hal ini menunjukkan bahwa penyebaran nilai lendutan akan semakin kecil apabila semakin jauh dari pusat beban. Pola lendutan hitungan relatif sama dengan pengamatan.



a) Hubungan  $Q - \delta$  di titik beban di titik beban



b) Distribusi lendutan di sepanjang pelat

Gambar 4.18:  
 Hasil analisa BoEF berdasarkan hitungan metode Hardiyatmo menggunakan nilai  $\delta_s = \delta_a$  dengan  $Q_b \neq 0$  akibat beban di tengah.



Untuk tinjauan desain pada beban 20 kN hasil hitungan lendutan di titik beban 0,76 mm, pada beban 40 kN hasil hitungan lendutan di titik beban 1,441 mm, pada beban 60 kN hasil hitungan lendutan di titik beban 2,082 mm, pada beban 100 kN hasil hitungan lendutan di titik beban sebesar 3,895 mm tidak melebihi lendutan toleransi 5 mm, dengan demikian hitungan metode Hardiyatmo berdasarkan lendutan pengamatan dengan  $Q_b \neq 0$  akibat beban 20, 40, 60 dan 100 kN tengah *over-estimated* tidak melebihi lendutan toleransi 5 mm.

Tabel 4.14:  
Perbandingan nilai lendutan hitungan terhadap hasil pengamatan menggunakan Metode Hardiyatmo untuk beban di tengah dimana  $Q_b \neq 0$

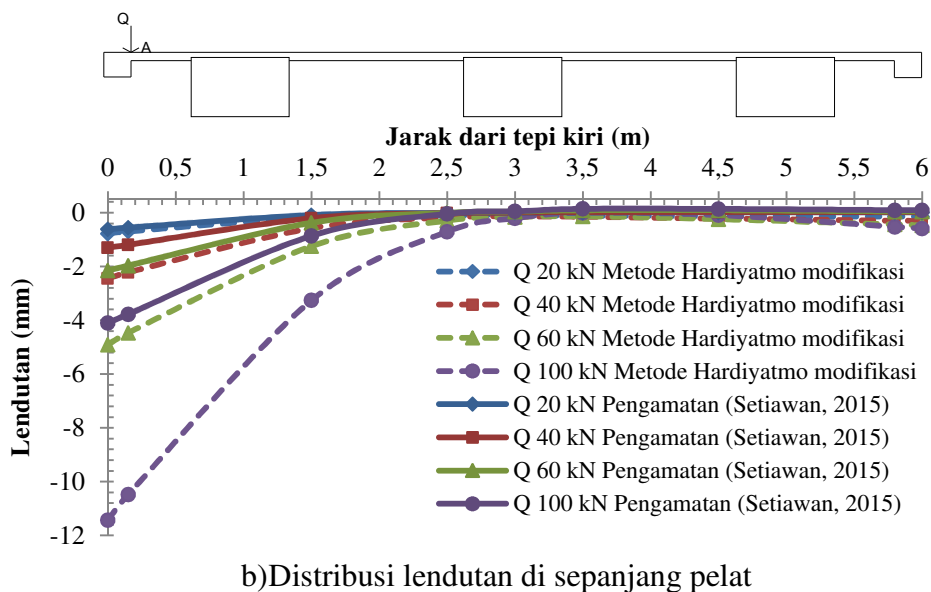
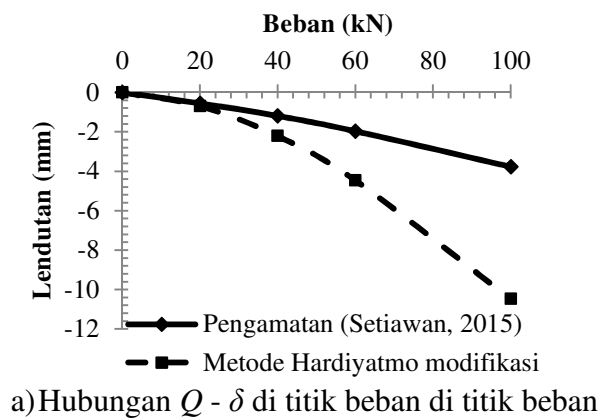
No	Beban (kN)	Lendutan di tengah (mm)		Selisih (%)
		Pengamatan (Setiawan, 2015)	Perhitungan	
1	20	0,383	0,76	98,43
2	40	0,617	1,441	133,55
3	60	0,841	2,082	147,56
4	100	1,445	3,895	169,55

## C.2.2 Metode Hardiyatmo Modifikasi (Puri, dkk. 2012)

### C.2.2.1 Lendutan pelat akibat beban di tepi pelat

Dari Gambar 4.19a terlihat hubungan  $Q - \delta$  untuk beban tepi menghasilkan analisis lendutan yang berada pada zona elastik-linier. Gambar 4.19b menunjukkan pola distribusi lendutan hitungan masih bersesuaian dengan pola lendutan pengamatan. Pola distribusi lendutan yang terjadi akibat dari pembebanan di tepi kiri pelat lebih besar dari pada lendutan yang terjadi di tepi kanan pelat, dimana titik tersebut merupakan titik terjauh dari pusat beban. Hal ini menunjukkan bahwa penyebaran nilai lendutan akan semakin kecil semakin jauh dari beban. Tabel 4.15 menyajikan perbandingan nilai lendutan hitungan dengan

pengamatan akibat pembebanan. Selisih merupakan persentase perbandingan hasil perhitungan terhadap pengamatan. Terlihat bahwa hasil analisis pada setiap beban menghasilkan lendutan yang cenderung *over-estimated* terhadap lendutan pengamatan. *Over-estimated* berada pada rentang 24,73% - 126,73% (Tabel 4.14). Perbedaan lendutan cenderung bertambah dengan peningkatan beban.



Gambar 4.19:  
 Hasil analisa lendutan berdasarkan hitungan Metode Hardiyatmo Modifikasi menggunakan nilai  $\delta_a = \delta_s$  dengan  $Q_b \neq 0$  akibat beban di tepi.

Tabel 4.15:  
Perbandingan nilai lendutan hitungan terhadap hasil pengamatan menggunakan Metode Hardiyatmo Modifikasi untuk beban di tengah dimana  $Q_b \neq 0$

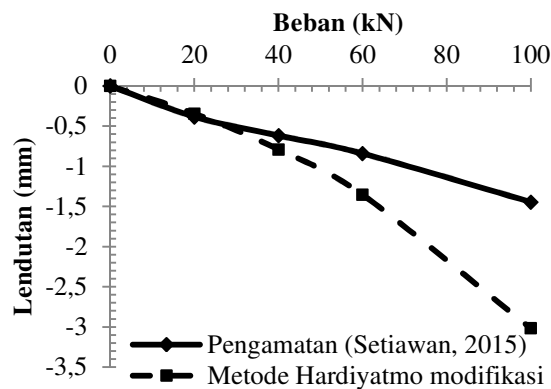
No	Beban (kN)	Lendutan di tepi (mm)		Selisih (%)
		Pengamatan (setiawan, 2015)	Perhitungan	
1	20	0,558	0,696	24,73
2	40	1,195	2,2155	85,40
3	60	1,970	4,4665	126,73
4	100	3,774	10,4765	177,60

Untuk tinjauan desain pada beban 20 kN hasil hitungan lendutan di titik beban 0,696 mm, pada beban 40 kN hasil hitungan lendutan di titik beban 2,2155 mm, pada beban 60 kN hasil hitungan lendutan di titik beban 4,4665 mm tidak melebihi lendutan toleransi 5 mm. Pada beban 100 kN hasil hitungan lendutan di titik beban 10,4765 mm melebihi lendutan toleransi, dengan demikian hasil lendutan metode Hardiyatmo modifikasi berdasarkan lendutan pengamatan dengan  $Q_b \neq 0$  akibat beban 20,40 dan 60 kN di tepi *over-estimated* tidak melebihi lendutan toleransi 5 mm sedangkan pada beban 100 kN lendutan *over-estimated* melebihi lendutan toleransi.

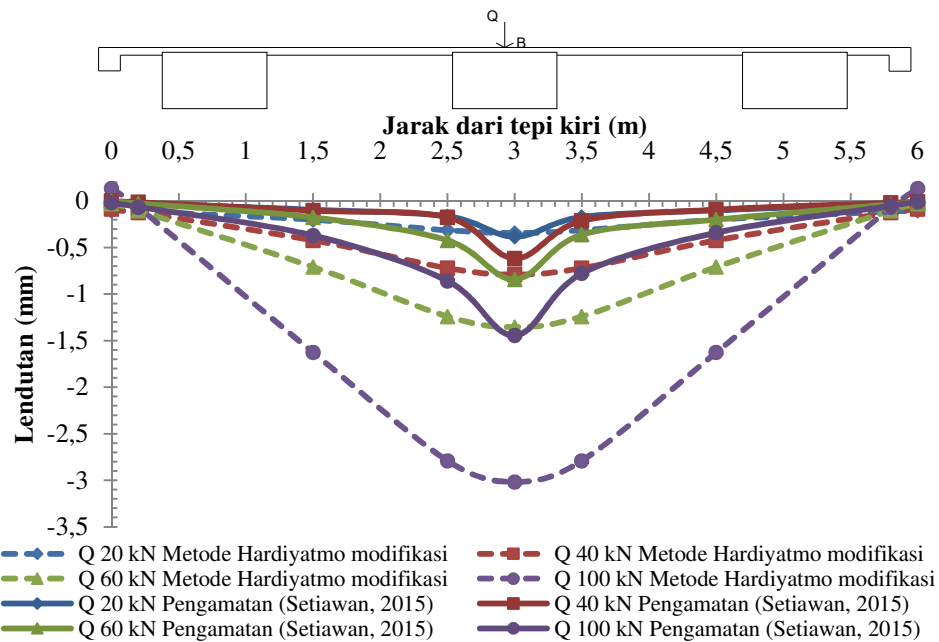
### C.2.2.1 Lendutan pelat akibat beban di tepi pelat

Gambar 4.20a terlihat hubungan  $Q - \delta$  untuk beban tengah menghasilkan analisis lendutan yang berada pada zona elastik-linier. Gambar 4.20b menunjukkan pola distribusi lendutan yang terjadi di sepanjang pelat akibat pembebanan di tepi pelat dan lendutan yang terkecil terletak di tepi kanan pelat, dimana titik tersebut merupakan titik terjauh dari pusat beban. Hal ini menunjukkan bahwa penyebaran nilai lendutan akan semakin kecil apabila semakin jauh dari beban. Pola lendutan yang didapat dari perhitungan masih

bersesuaian dengan pola lendutan pengamatan. Tabel 4.16 menyajikan persentase perbandingan nilai lendutan perhitungan dengan pengamatan akibat pembebanan di titik beban. Selisih merupakan persentase perbandingan hasil perhitungan dengan pengamatan.



a) Hubungan  $Q - \delta$  di titik beban di titik beban



b) Distribusi lendutan di sepanjang pelat

Gambar 4.20:

Hasil analisa lendutan berdasarkan hitungan Metode Hardiyatmo Modifikasi menggunakan nilai  $\delta_a = \delta_s$  dengan  $Q_b \neq 0$  akibat beban di tengah.

Tabel 4.16:  
Perbandingan nilai lendutan hitungan terhadap hasil pengamatan menggunakan Metode Hardiyatmo Modifikasi untuk beban di tepi dimana  $Q_b \neq 0$

No	Beban (kN)	Lendutan di tengah (mm)		Selisih (%)
		Pengamatan (Setiawan, 2015)	Perhitungan	
1	20	0,383	0,344	-10,18
2	40	0,617	0,79	28,04
3	60	0,841	1,354	60,99
4	100	1,445	3,017	108,79

Telihat bahwa perbandingan hasil analisis lendutan pada beban 20 kN *under-estimated* 10,18%, 40 kN *over-estimated* 28,04%, 60 kN *over-estimated* 60,99%, 100 kN *over-estimated* 108,79%. Perbedaan lendutan berdasarkan perhitungan terhadap pengamatan cenderung bertambah dengan peningkatan beban. Untuk tinjauan desain pada beban 20 kN hasil hitungan lendutan di titik beban 0,344 mm, pada beban 40 kN hasil hitungan lendutan di titik beban 0,79 mm, pada beban 60 kN hasil hitungan lendutan di titik beban 1,354 mm dan pada beban 100 kN hasil hitungan lendutan di titik beban 3,017 mm tidak melebihi lendutan toleransi 5 mm. Dengan demikian hasil lendutan metode Hardiyatmo modifikasi berdasarkan lendutan pengamatan dengan  $Q_b \neq 0$  akibat beban 20 kN di tengah *under-estimated* tidak melebihi lendutan toleransi 5 mm dan pada beban 40, 60, 100 kN *over-estimated* tidak melebihi lendutan toleransi 5 mm.

### C.2.3 Perbandingan hasil lendutan perhitungan Metode Hardiyatmo dan Metode Hardiyatmo Modifikasi

Perbandingan hasil lendutan di titik beban berdasarkan Metode Hardiyatmo (menggunakan grafik Hardiyatmo) dan Metode Hardiyatmo Modifikasi terhadap

pengamatan pada beban di tepi dan di tengah dimana tahanan ujung cakar diperhitungkan ( $Q_b \neq 0$ ).

### 1. Beban Di Tepi Pelat

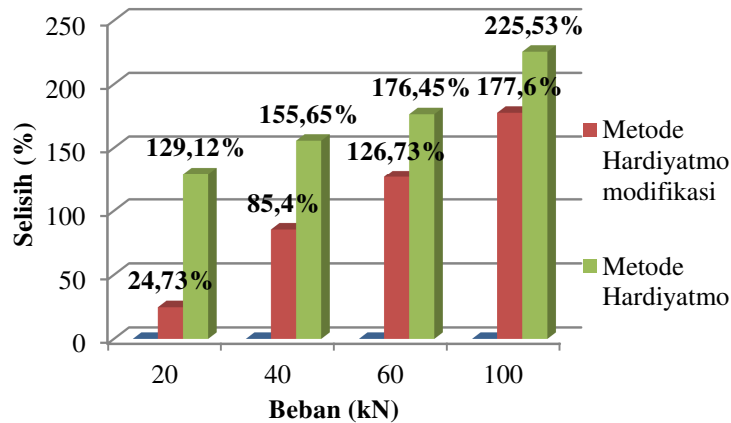
Perbandingan nilai lendutan di titik beban akibat beban di tepi menggunakan lendutan pengamatan sebagai lendutan rencana ( $\delta_a = \delta_s$ ) dengan  $Q_b \neq 0$  disajikan pada Tabel 4.17 merupakan perbandingan lendutan hasil perhitungan kedua metode terhadap lendutan hasil pengamatan. Selisih merupakan perbandingan hasil lendutan metode Hardiyatmo modifikasi dengan metode Hardiyatmo terhadap pengamatan.

Tabel 4.17:  
Perbandingan nilai lendutan hitungan terhadap pengamatan akibat beban di tepi memperhitungkan tahanan ujung  $Q_b \neq 0$

No	Beban (kN)	Pengamatan (Setiawan, 2015) (mm)	Perhitungan (%)		
			Hardiyatmo modifikasi	Hardiyatmo	Selisih
1	20	0,558	24,73	129,12	104,39
2	40	1,195	85,40	155,65	70,25
3	60	1,970	126,73	176,45	49,72
4	100	3,774	177,60	225,53	47,93

Perbedaan lendutan berdasarkan perhitungan Metode Hardiyatmo Modifikasi dengan Metode Hardiyatmo terhadap pengamatan cenderung berkurang dengan peningkatan beban. Terlihat pada Tabel 4.17 hasil hitungan lendutan berdasarkan Metode Hardiyatmo Modifikasi lebih rendah 104,39% pada beban 20 kN, 70,25% pada beban 40 kN, 49,72% pada beban 60 kN dan 47,93% pada beban 100 kN bila dibandingkan dengan penggunaan Metode Hardiyatmo

terhadap pengamatan. Gambar 4.21 menggambarkan perbandingan prosentase perbedaan lendutan hitungan terhadap pengamatan.



Gambar 4.21:  
Selisih perhitungan menggunakan nilai  $\delta_a = \delta_s$  dengan  $Q_b \neq 0$  terhadap pengamatan akibat beban di tepi.

Dari Gambar 4.21 terlihat perbandingan masing-masing metode terhadap pengamatan. Metode Hardiyatmo modifikasi dan metode Hardiyatmo mengalami lendutan yang continue pada setiap kenaikan beban di tepi. Untuk memperhitungkan lendutan pada perencanaan, metode ini tidak bisa langsung digunakan karena terjadi lendutan yang sangat *over-estimated* terhadap pengamatan, dengan selisih persentase yang paling kecil terjadi pada beban 20 kN untuk metode Hardiyatmo modifikasi yaitu 24,73% dan metode Hardiyatmo yaitu 129,12% yang paling besar dengan selisih persentase terjadi pada beban 100 kN untuk metode Hardiyatmo modifikasi yaitu 177,60%% dan metode Hardiyatmo yaitu 225,53%. Hasil hitungan lendutan Metode Hardiyatmo Modifikasi lebih baik dibanding Metode Hardiyatmo.

## 2. Beban di tengah pelat

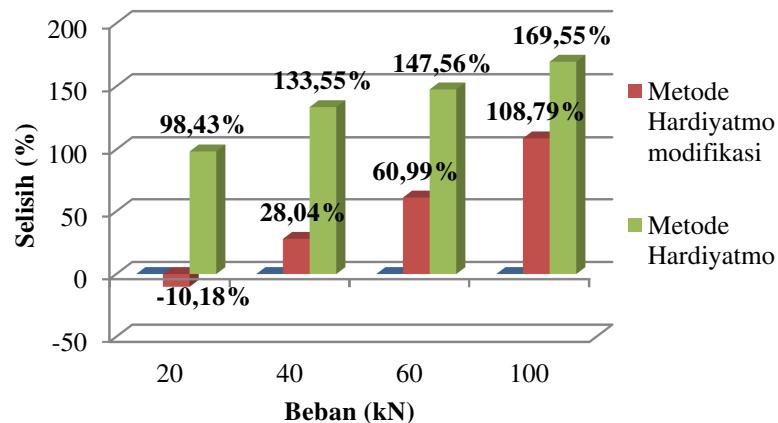
Perbandingan nilai lendutan di titik beban akibat beban di tengah menggunakan lendutan pengamatan sebagai lendutan rencana ( $\delta_a = \delta_s$ ) dengan  $Q_b \neq 0$  disajikan pada Tabel 4.18 merupakan perbandingan lendutan hasil perhitungan kedua metode terhadap lendutan hasil pengamatan. Selisih merupakan perbandingan hasil lendutan Metode Hardiyatmo Modifikasi dengan Metode Hardiyatmo terhadap pengamatan.

Tabel 4.18:  
Perbandingan nilai lendutan hitungan terhadap pengamatan akibat beban di tepi memperhitungkan tahanan ujung  $Q_b \neq 0$

No	Beban (kN)	Pengamatan (Setiawan, 2015) (mm)	Perhitungan (%)		
			Metode Hardiyatmo modifikasi	Metode Hardiyatmo	Selisih
1	20	0,383	-10,18	98,43	108,61
2	40	0,617	28,04	133,55	105,51
3	60	0,841	60,99	147,56	86,57
4	100	1,445	108,79	169,55	60,76

Perbedaan lendutan berdasarkan perhitungan metode Hardiyatmo modifikasi dengan Metode Hardiyatmo terhadap pengamatan cenderung berkurang dengan peningkatan beban. Tabel 4.18 terlihat bahwa hasil hitungan lendutan berdasarkan metode Hardiyatmo modifikasi lebih rendah 108,61% pada beban 20 kN, 105,51% pada beban 40 kN, 86,57% pada beban 60 kN dan 60,76% pada beban 100 kN bila dibandingkan dengan penggunaan metode Hardiyatmo. Gambar 4.22 memperlihatkan diagram perbandingan metode perhitungan terhadap pengamatan. Hasil hitungan lendutan Metode Hardiyatmo Modifikasi lebih baik dibanding Metode Hardiyatmo.





Gambar 4.22:

Selisih perhitungan menggunakan nilai  $\delta_a = \delta_s$  dengan  $Q_b \neq 0$  terhadap pengamatan akibat beban di tengah

### C.3 Pengaruh tahanan ujung terhadap lendutan

Perbandingan yang disajikan pada sub bab ini adalah hasil distribusi lendutan hitungan berdasarkan kedua metode berdasarkan lendutan pengamatan dengan memperhitungkan ( $Q_b \neq 0$ ) dan tidak memperhitungkan tahanan ujung ultimit cakar ( $Q_b = 0$ ). Tabel 4.19 merupakan perbandingan distribusi lendutan hitungan berdasarkan Metode Hardiyatmo (menggunakan grafik Hardiyatmo), sedangkan Tabel 4.20 berdasarkan Metode Hardiyatmo Modifikasi.

Tabel 4.19:

Perbandingan distribusi lendutan hitungan berdasarkan Metode Hardiyatmo dengan  $Q_b = 0$  dan  $Q_b \neq 0$

No	Beban (kN)	Beban di tepi pelat			Beban di tengah pelat		
		$Q_b = 0$ (mm)	$Q_b \neq 0$ (mm)	Selisih (%)	$Q_b = 0$ (mm)	$Q_b \neq 0$ (mm)	Selisih (%)
1	20	2,393	1,2785	-46,57	1,504	0,76	-49,47
2	40	5,2695	3,055	-42,02	2,657	1,441	-45,76
3	60	8,7805	5,446	-37,97	3,723	2,082	-44,08
4	100	17,457	12,2855	-29,62	6,492	3,895	-40,00

Dari Tabel 4.19 terlihat bahwa perbedaan lendutan dengan memperhitungkan tahanan ujung ultimit cakar ( $Q_b \neq 0$ ) dengan tidak memperhitungkan tahanan ujung ultimit cakar ( $Q_b = 0$ ) terhadap pengamatan cenderung berkurang dengan peningkatan beban. Perhitungan Metode Hardiyatmo dengan memperhitungkan tahanan ujung ultimit cakar ( $Q_b$ ) dapat mereduksi lendutan hitungan pada kisaran 29,62% - 46,57% untuk beban di tepi dan pada rentang 40,00% - 49,47% untuk beban di tengah pelat.

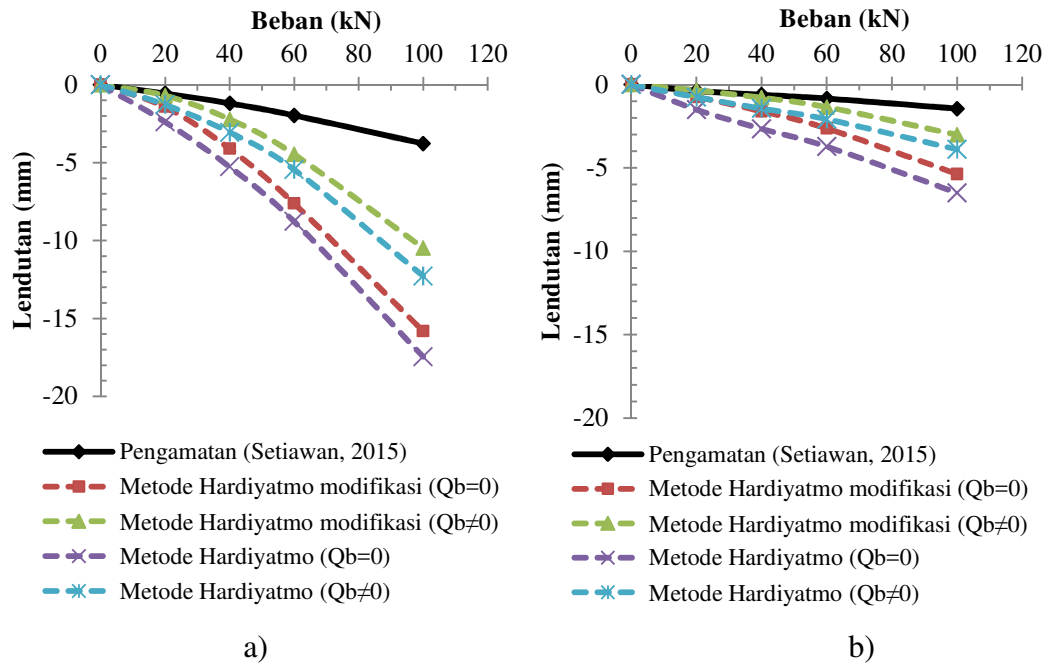
Tabel 4.20:  
Perbandingan distribusi lendutan hitungan berdasarkan Metode Hardiyatmo Modifikasi dengan  $Q_b = 0$  dan  $Q_b \neq 0$

No	Beban (kN)	Beban di tepi pelat			Beban di tengah pelat		
		$Q_b = 0$ (mm)	$Q_b \neq 0$ (mm)	Selisih (%)	$Q_b = 0$ (mm)	$Q_b \neq 0$ (mm)	Selisih (%)
1	20	1,4275	0,696	-51,24	0,744	0,344	-53,76
2	40	4,109	2,2155	-46,08	1,606	0,79	-50,81
3	60	7,623	4,4665	-41,41	2,631	1,354	-48,54
4	100	15,818	10,4765	-33,77	5,367	3,017	-43,79

Dari Tabel 4.20 terlihat bahwa perbedaan lendutan dengan memperhitungkan tahanan ujung ultimit cakar ( $Q_b \neq 0$ ) dengan tidak memperhitungkan tahanan ujung ultimit cakar ( $Q_b = 0$ ) terhadap pengamatan cenderung berkurang dengan peningkatan beban. Perhitungan Metode Hardiyatmo dengan memperhitungkan tahanan ujung ultimit cakar ( $Q_b$ ) dapat mereduksi lendutan hitungan pada kisaran 33,77% - 51,24% untuk beban di tepi dan pada rentang 43,79% - 53,76% untuk beban di tengah pelat.

Gambar 4.23 merupakan hubungan  $Q - \delta$  hasil hitungan Metode Hardiyatmo Modifikasi dan Metode Hardiyatmo menggunakan nilai  $\delta_a = \delta_s$  tanpa

memperhitungkan tahanan ujung cakar ( $Q_b=0$ ) dan memperhitungkan tahanan ujung ultimit cakar ( $Q_b \neq 0$ ).



Gambar 4.23: Hubungan  $Q - \delta$  berdasarkan Metode Hardiyatmo Modifikasi; a) beban di tepi, b) beban di tengah.

Gambar 4.23a menunjukkan bahwa hubungan  $Q - \delta$  untuk beban tepi pada seluruh metode menghasilkan analisis lendutan yang berada pada zona elastik-linier hingga awal zona plastis. Terlihat juga hasil hitungan lendutan berdasarkan Metode Hardiyatmo Modifikasi dengan memperhitungkan tahanan ujung ultimit cakar lebih mendekati pengamatan bila dibandingkan dengan penggunaan metode lainnya. Gambar 4.23b menunjukkan bahwa hubungan  $Q - \delta$  untuk beban di tengah pada seluruh metode menghasilkan analisis lendutan yang berada pada zona elastik-linier. Terlihat juga hasil hitungan lendutan berdasarkan Metode Hardiyatmo Modifikasi dengan memperhitungkan tahanan ujung ultimit cakar

lebih mendekati pengamatan bila dibandingkan dengan penggunaan metode lainnya, akan tetapi dengan memperhitungkan tahanan ujung ultimit cakar ( $Q_b \neq 0$ ) distribusi lendutan untuk beban di tengah, Metode Hardiyatmo Modifikasi pada beban 20 kN *under-estimated* terhadap pengamatan, sedangkan pada beban 40, 60 dan 100 kN cenderung *over-estimated*.

#### **D. Lendutan Pelat Perkerasan Cakar Ayam Modifikasi Berdasarkan Lendutan Izin Maksimum 5 mm**

Berdasarkan hasil dan pembahasan pada Bagian D, bahwa memperhitungkan tahanan ujung cakar lebih realistis dan mendekati lendutan pengamatan walaupun hasil hitungan cenderung sangat *over-estimated*. Untuk selanjutnya, hitungan dilakukan untuk tinjauan tahanan ujung cakar diperhitungkan ( $Q_b > 0$ ) dengan menggunakan lendutan maksimum pada penentuan tambahan modulus reaksi *subgrade* ( $\Delta k$ ). Dalam perencanaan, oleh karena lendutan pelat belum terjadi, maka lendutan pelat dapat didekati dengan lendutan izin. Puri (2015a) merekomendasikan lendutan izin maksimum sebesar 5,0 mm. Selanjutnya dengan menggunakan lendutan izin maksimum 5,0 mm dihitung  $\Delta k$ ,  $k'$  sehingga diperoleh lendutan hitungan. Berikut ini disajikan lendutan hitungan dan pengamatan untuk kedua metode hitungan (Metode Hardiyatmo dan Metode Hardiyatmo Modifikasi).

## D.1 Metode Hardiyatmo

Tabel 4.21 merangkum nilai  $\Delta k$  dan  $k'$  untuk Metode Hardiyatmo dengan memperhitungkan tahanan ujung cakar. Untuk perhitungan nilai  $k'$  disajikan pada Lampiran B-1 (hal. B.17 – B.18).

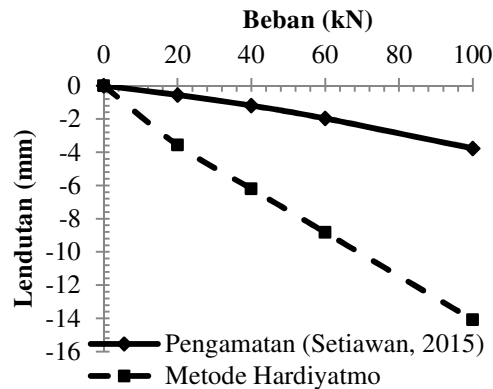
Tabel 4.21:  
Modulus reaksi *subgrade* ekuivalen Metode Hardiyatmo  
menggunakan nilai  $\delta_a = 5$  mm dengan  $Q_b \neq 0$

Titik beban`	$\delta_a$ (m)	$\Delta k$ (kPa/m)	$k'$ (kPa/m)
Tepi	0,005	1.252,23	3.802,78
Tengah	0,005	1.252,23	2.535,19

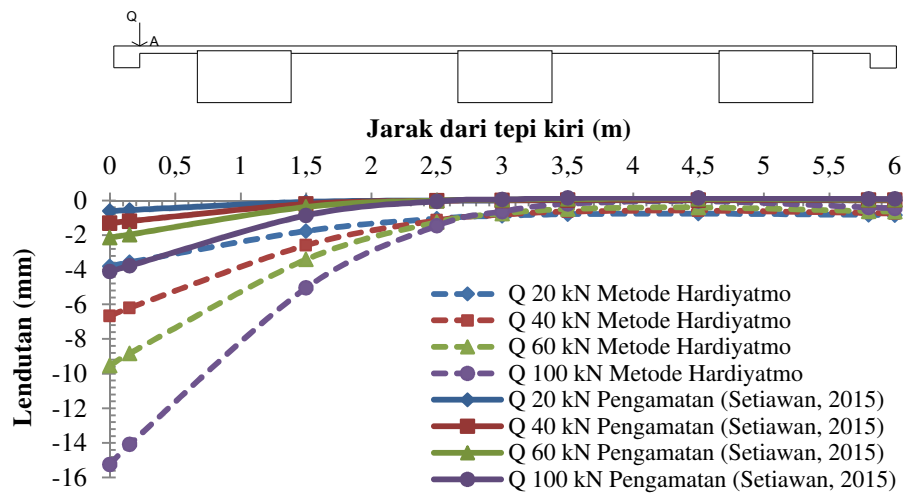
Berdasarkan beban yang ditinjau, diperoleh lendutan hitungan akibat variasi pembebanan adalah sebagai berikut:

### D.1.1 Distribusi lendutan akibat beban di tepi pelat

Metode Hardiyatmo menggunakan lendutan izin maksimum ( $\delta_a = 0,005$  m) dan variasi beban, maka lendutan yang terjadi pada pelat akibat beban di tepi seperti pada Gambar 4.24. Terlihat hubungan  $Q - \delta$  untuk beban tepi menghasilkan lendutan hitungan yang berada pada zona elastik-linier (Gambar 5.24a). Gambar 5.24b menunjukkan pola distribusi lendutan hitungan masih bersesuaian dengan pola lendutan pengamatan. Namun lendutan hitungan sangat *over-estimated* pada rentang 273% - 540% terhadap pengamatan (Tabel 5.22), dengan rerata 395,27%. Lendutan hitungan melampaui lendutan izin maksimum pada beban di atas 20 kN.



a) Hubungan  $Q - \delta$  di titik beban



b) Distribusi lendutan di sepanjang pelat

Gambar 4.24:

Hasil analisa lendutan berdasarkan hitungan metode Hardiyatmo menggunakan nilai  $\delta_a=5\text{mm}$  dengan  $Q_b \neq 0$  akibat beban di tepi.

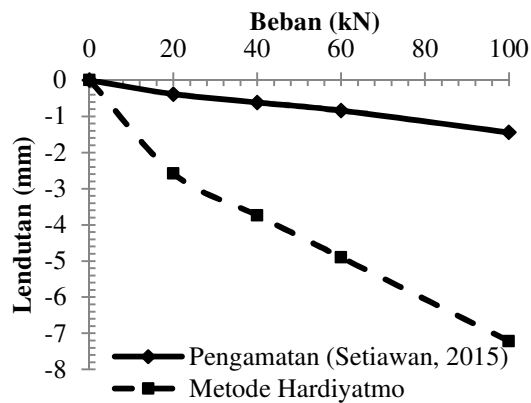
Tabel 4.22:

Perbandingan nilai lendutan hitungan Metode Hardiyatmo terhadap pengamatan menggunakan  $\delta_a=5\text{ mm}$  dengan  $Q_b \neq 0$  akibat beban di tepi

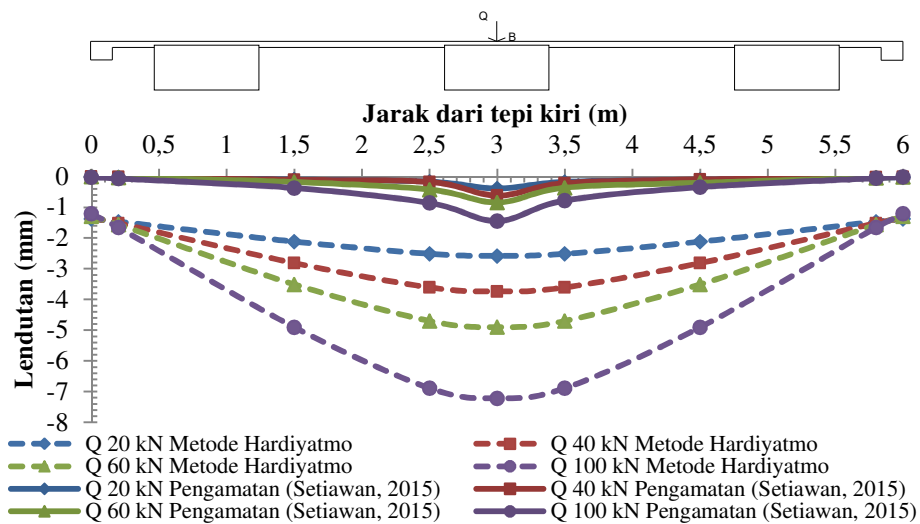
No	Beban (kN)	Lendutan di tepi (mm)		Selisih (%)
		Pengamatan (Setiawan, 2015)	Perhitungan	
1	20	0,558	3,5745	540,59
2	40	1,195	6,2025	419,04
3	60	1,970	8,8300	348,22
4	100	3,774	14,0855	273,22

### D.1.2 Distribusi lendutan akibat beban di tengah

Metode Hardiyatmo menggunakan lendutan izin maksimum ( $\delta_a = 0,005$  m) dan variasi beban, maka lendutan yang terjadi pada pelat akibat beban di tepi seperti pada Gambar 4.25.



a) Hubungan  $Q - \delta$  di titik beban di titik beban



b) Distribusi lendutan di sepanjang pelat

Gambar 4.25:

Hasil analisa lendutan berdasarkan hitungan metode Hardiyatmo menggunakan nilai  $\delta_a=5$ mm dengan  $Q_b \neq 0$  akibat beban di tengah.

Terlihat hubungan  $Q - \delta$  untuk beban tepi menghasilkan lendutan hitungan yang kurang realistis, dimana kecepatan lendutan berkurang setelah beban 20 kN (Gambar 4.25a). Gambar 4.25b menunjukkan pola distribusi lendutan hitungan masih bersesuaian dengan pola lendutan pengamatan. Namun lendutan hitungan sangat *over-estimated* pada rentang 399% - 574% terhadap pengamatan (Tabel 4.23), dengan rerata 490,41%. Lendutan hitungan melampaui lendutan izin maksimum pada beban di atas 60 kN.

Tabel 4.23:  
Perbandingan nilai lendutan hitungan Metode Hardiyatmo terhadap pengamatan menggunakan  $\delta_a=5$  mm dengan  $Q_b \neq 0$  akibat beban di tengah

No	Beban (kN)	Lendutan di tengah (mm)		Selisih (%)
		Pengamatan (Setiawan, 2015)	Perhitungan	
1	20	0,383	2,58	573,63
2	40	0,617	3,739	505,99
3	60	0,841	4,899	482,52
4	100	1,445	7,218	399,52

## D.2 Metode Hardiyatmo Modifikasi

Perhitungan ini menggunakan nilai lendutan izin maksimum  $\delta_a = 5$  mm atau 0,005 m. Pada perhitungan dengan menggunakan metode ini, data dan metode masih sama dengan yang sebelumnya, perbedaannya pada metode ini menggunakan lendutan izin toleransi 5 mm dan memperhitungkan tahanan ujung ultimit cakar ( $Q_b$ ). Tabel 4.24 merangkum nilai  $\Delta k$  dan  $k'$ . Untuk perhitungan nilai  $k'$  disajikan pada Lampiran B-2 (hal. B.34).



Tabel 4.24:  
Modulus reaksi *subgrade* ekuivalen Metode Hardiyatmo Modifikasi  
menggunakan nilai  $\delta_a = 5\text{mm}$  dengan  $Q_b \neq 0$

Titik beban`	$\delta_a$ (m)	$\Delta k$ (kPa/m)	$k'$ (kPa/m)
Tepi	0,005	1.788,9	4.607,79
Tengah	0,005	1.788,9	3.071,86

Berdasarkan beban yang ditinjau, diperoleh lendutan hitungan akibat variasi pembebanan adalah sebagai berikut:

### D.2.1 Distribusi lendutan akibat beban di tepi pelat

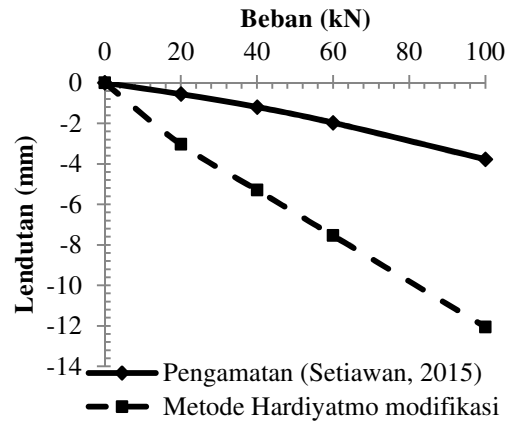
Diperoleh hubungan  $Q - \delta$  untuk beban tepi menghasilkan lendutan pada zona elastik linier (Gambar 4.26a). Gambar 4.26b menunjukkan pola distribusi lendutan hitungan masih bersesuaian dengan pola lendutan pengamatan. Namun lendutan hitungan sangat *over-estimated* pada rentang 219% - 444% terhadap pengamatan (Tabel 4.25), dengan rerata 322,4%. Lendutan hitungan melampaui lendutan izin maksimum pada beban di atas 20 kN.

### D.2.2 Distribusi lendutan akibat beban di tengah pelat

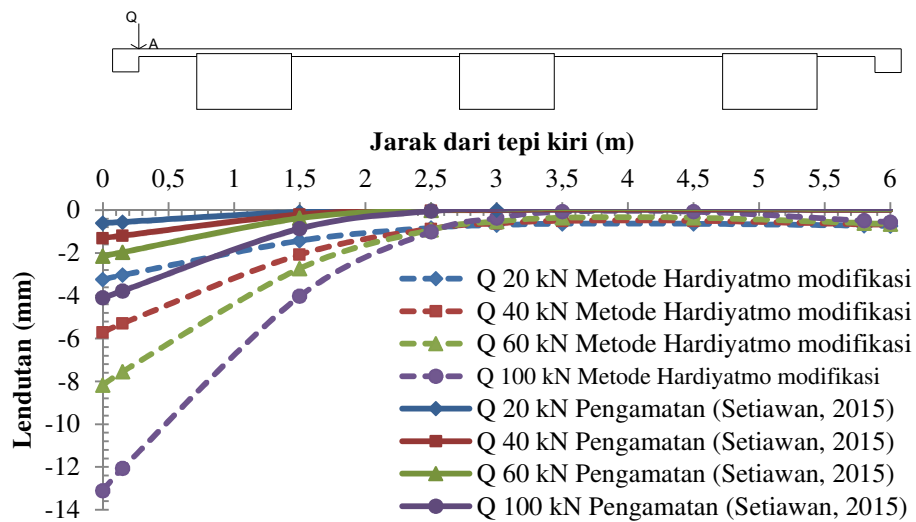
Metode Hardiyatmo menggunakan lendutan izin maksimum ( $\delta_a = 0,005$  m) dan variasi beban, maka lendutan yang terjadi pada pelat akibat beban di tepi seperti pada Gambar 4.27. Terlihat hubungan  $Q - \delta$  untuk beban tepi menghasilkan lendutan hitungan yang kurang realistis, dimana kecepatan lendutan berkurang setelah beban 20 kN (Gambar 4.27a). Hal ini sama seperti pada lendutan hitungan menggunakan Metode Hardiyatmo. Gambar 4.27b menunjukkan pola distribusi lendutan hitungan masih bersesuaian dengan pola lendutan pengamatan. Namun lendutan hitungan sangat *over-estimated* pada

rentang 328% - 468% terhadap pengamatan (Tabel 4.26), dengan rerata 402,29%.

Lendutan hitungan melampaui lendutan izin maksimum pada beban di atas 60 kN.



a) Hubungan  $Q - \delta$  di titik beban di titik beban



b) Distribusi lendutan di sepanjang pelat

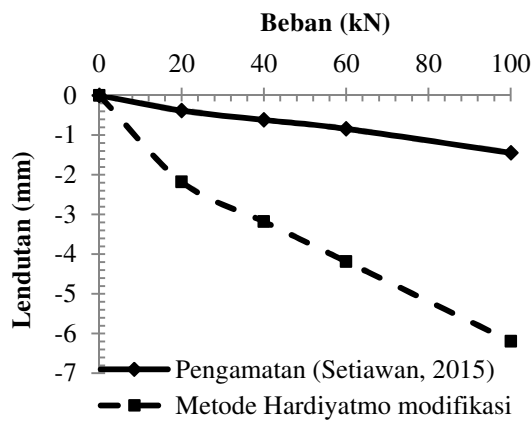
Gambar 4.26:

Hasil analisa lendutan berdasarkan hitungan Metode Hardiyatmo Modifikasi menggunakan nilai  $\delta_a=5\text{mm}$  dengan  $Q_b \neq 0$  akibat beban di tepi.

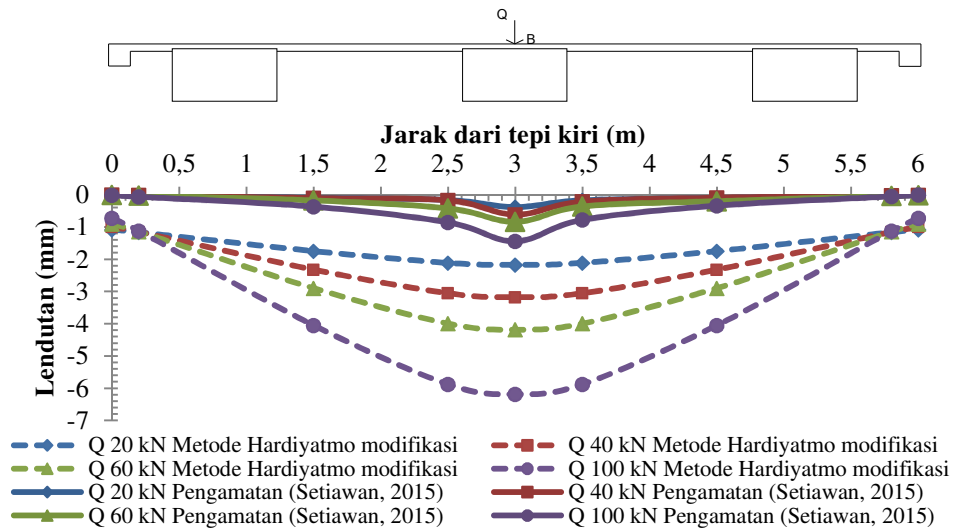
Tabel 4.25:

Perbandingan nilai lendutan hitungan Metode Hardiyatmo Modifikasi terhadap pengamatan menggunakan  $\delta_a=5$  mm dengan  $Q_b \neq 0$  akibat beban di tepi

No	Beban (kN)	Lendutan di tepi pelat (mm)		Selisih (%)
		Pengamatan (Setiawan, 2015)	Perhitungan	
1	20	0,558	3,036	444,09
2	40	1,195	5,291	342,76
3	60	1,970	7,546	283,05
4	100	3,774	12,0565	219,46



a) Hubungan  $Q - \delta$  di titik beban di titik beban



b) Distribusi lendutan di sepanjang pelat

Gambar 4.27:

Hasil analisa lendutan berdasarkan hitungan Metode Hardiyatmo Modifikasi menggunakan nilai  $\delta_a=5$  mm dengan  $Q_b \neq 0$  akibat beban di tepi tengah.

Tabel 4.26:  
Perbandingan nilai lendutan hitungan Metode Hardiyatmo Modifikasi terhadap pengamatan menggunakan  $\delta_a=5$  mm dengan  $Q_b \neq 0$  akibat beban di tengah

No	Beban (kN)	Lendutan di tengah pelat (mm)		Selisih (%)
		Pengamatan (Setiawan, 2015)	Perhitungan	
1	20	0,383	2,176	468,15
2	40	0,617	3,179	415,24
3	60	0,841	4,183	397,38
4	100	1,445	6,190	328,37

### D.3 Perbandingan lendutan hitungan terhadap pengamatan

Perbandingan hasil lendutan di titik beban berdasarkan metode Metode Hardiyatmo dan Metode Hardiyatmo Modifikasi terhadap pengamatan pada beban di tepi dan di tengah pelat.

#### D.3.1 Beban di tepi pelat

Perbandingan nilai lendutan di titik beban akibat beban di tepi dengan menggunakan lendutan rencana berdasarkan lendutan izin maksimum ( $\delta_a=5$ mm) disajikan pada Tabel 4.27. Tabel tersebut merupakan perbandingan lendutan hasil perhitungan kedua metode terhadap lendutan pengamatan.

Tabel 4.27:  
Perbandingan lendutan pelat akibat beban di tepi berdasarkan kedua metode menggunakan nilai  $\delta_a=5$ mm dengan  $Q_b \neq 0$

No	Beban (kN)	Pengamatan (Setiawan, 2015) (mm)	Perhitungan (%)		
			Hardiyatmo Modifikasi	Hardiyatmo	Selisih
1	20	0,558	444,09	540,59	96,50
2	40	1,195	342,76	419,04	76,28
3	60	1,970	283,05	348,22	65,17
4	100	3,774	219,46	273,22	53,76

Perbedaan lendutan berdasarkan perhitungan Metode Hardiyatmo Modifikasi dengan Metode Hardiyatmo terhadap pengamatan cenderung

berkurang dengan peningkatan beban. Terlihat pada Tabel 4.27 hasil hitungan lendutan berdasarkan Metode Hardiyatmo Modifikasi lebih rendah 53,76% - 96,5% (rerata 72,9%) bila dibandingkan dengan penggunaan Metode Hardiyatmo.

### D.3.2 Beban di tengah pelat

Perbandingan nilai lendutan di titik beban akibat beban di tengah dengan menggunakan lendutan rencana berdasarkan lendutan izin maksimum ( $\delta_a=5\text{mm}$ ) dengan ( $Q_b \neq 0$ ) disajikan pada Tabel 4.28 merupakan perbandingan lendutan hasil perhitungan kedua metode terhadap lendutan hasil pengamatan. Terlihat pada Tabel 4.28 hasil hitungan lendutan berdasarkan Metode Hardiyatmo Modifikasi lebih rendah 71,15% - 105,48% (rerata 88,13%) bila dibandingkan dengan penggunaan Metode Hardiyatmo.

Tabel 4.28:  
Perbandingan lendutan pelat akibat beban di tengah berdasarkan kedua metode menggunakan nilai  $\delta_a=5\text{ mm}$  dengan  $Q_b \neq 0$

No	Beban (kN)	Pengamatan (Setiawan, 2015) (mm)	Perhitungan (%)		
			Hardiyatmo modifikasi	Hardiyatmo	Selisih
1	20	0,383	468,15	573,63	105,48
2	40	0,617	415,24	505,99	90,75
3	60	0,841	397,38	482,52	85,14
4	100	1,445	328,37	399,52	71,15

### D.4 Faktor penyesuaian metode hitungan

Berdasarkan hasil dan pembahasan pada Bagian D.3, bahwa memperhitungkan tahanan ujung cakar lebih realistis dan mendekati lendutan pengamatan. Namun hasil hitungan cenderung sangat *over-estimated* berdasarkan lendutan pengamatan maupun lendutan izin maksimum. Untuk itu, penggunaan

kedua metode hitungan perlu dilakukan koreksi dengan cara memberikan faktor penyesuaian. Faktor ini ditentukan dengan cara membandingkan lendutan pengamatan terhadap lendutan hitungan yang didasarkan pada lendutan izin maksimum. Oleh karena lendutan izin ditentukan pada hitungan perencanaan.

Penggunaan faktor ini adalah mengalikan modulus reaksi *subgrade* ekuivalen ( $k'$ ) dengan faktor penyesuaian. Faktor Penyesuaian rerata untuk Metode Hardiyatmo Modifikasi adalah 4,6 untuk beban di tepi dan 5,0 untuk beban di tengah (Tabel 4.29). Faktor Penyesuaian rerata untuk Metode Hardiyatmo juga sebesar 5,3 untuk beban di tepi dan 5,9 untuk beban di tengah (Tabel 4.30).

Tabel 4.29:  
Faktor Penyesuaian ( $\beta$ ) untuk Metode Hardiyatmo Modifikasi

Beban, Q (kN)	Lendutan di titik A (mm)		Faktor Penyesuaian ( $\beta$ )	Lendutan di titik D (mm)		Faktor Penyesuaian ( $\beta$ )
	Perhitungan	Pengamatan		Perhitungan	Pengamatan	
20	3,25	0,558	5,8	2,18	0,383	5,7
40	5,71	1,195	4,8	3,18	0,617	5,2
60	8,18	1,970	4,2	4,18	0,841	5,0
100	13,11	3,774	3,5	6,19	1,445	4,3
Rerata			4,6	Rerata		5,0

Tabel 4.30:  
Faktor Penyesuaian ( $\beta$ ) untuk Metode Hardiyatmo

Beban, Q (kN)	Lendutan di titik A (mm)		Faktor Penyesuaian ( $\beta$ )	Lendutan di titik D (mm)		Faktor Penyesuaian ( $\beta$ )
	Perhitungan	Pengamatan		Perhitungan	Pengamatan	
20	3,81	0,558	6,8	2,58	0,383	6,7
40	6,67	1,195	5,6	3,74	0,617	6,1
60	9,53	1,970	4,8	4,90	0,841	5,8
100	15,25	3,774	4,0	7,22	1,445	5,0
Rerata			5,3	Rerata		5,9

Faktor penyesuaian ( $\beta$ ) digunakan dengan cara mengalikan faktor tersebut dengan nilai modulus reaksi subgrade ekivalen ( $k'$ ). Selanjutnya diambil faktor penyesuaian ( $\beta$ ) sebesar 4,50 untuk semua metode dan posisi beban. Nilai tersebut akan memperbesar  $k'$  sehingga lendutan berkurang. Hal ini relatif bersesuaian dengan hasil penelitian Puri (2015a) untuk Perkerasan Sistem Pelat Terpaku, dimana momen hasil analisis BoEF perlu direduksi mencapai 50% bila digunakan dalam desain.

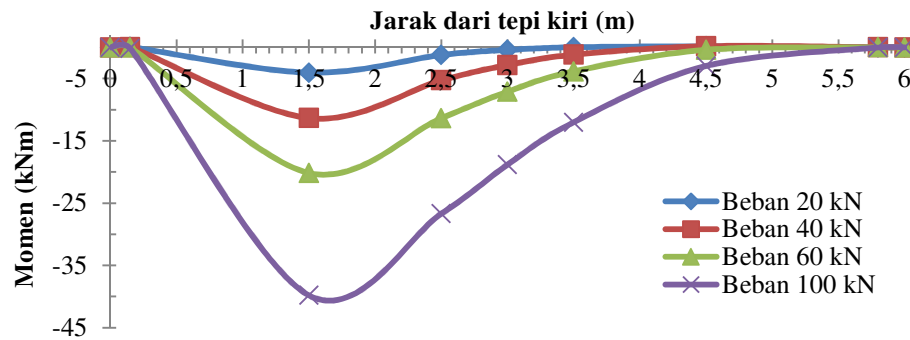
#### **E. Gaya Dalam Pelat Perkerasan Cakar Ayam Modifikasi**

Berdasarkan hasil dan pembahasan pada Bagian B dan D, bahwa tahanan ujung cakar mesti diperhitungkan mengingat dimensi cakar yang besar (berdiameter 0,70 m), sehingga kontribusinya dalam memikul beban juga signifikan, maka pada bagian ini hanya disajikan gaya dalam berdasarkan analisis yang memperhitungkan tahanan ujung cakar ( $Q_b$ ) dan berdasarkan lendutan izin maksimum ( $\delta_a=5\text{mm}$ ). Hasil analisis gaya dalam berupa momen ekstrim pada pelat diberikan pada Tabel 4.31. Adapun momen pada cakar tidak diperoleh karena keterbatasan metode analisis.

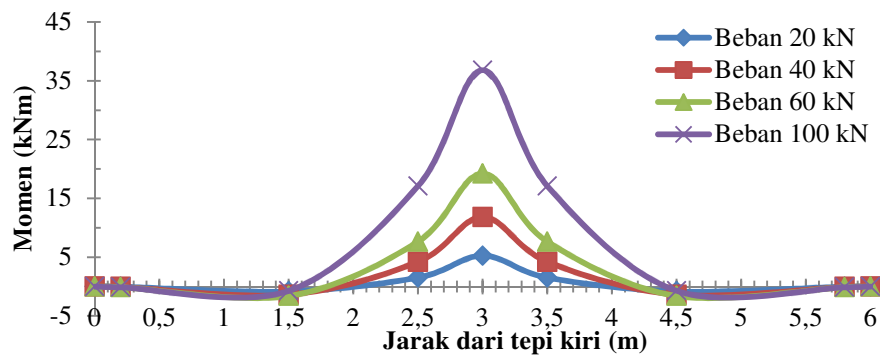
Momen hasil hitungan berdasarkan Metode Hardiyatmo Modifikasi cenderung lebih kecil dibanding hasil hitungan Metode Hardiyatmo. Akibat beban di tepi menghasilkan momen negatif yang berarti sisi atas pelat mengalami tarik, adapun akibat beban di tengah menimbulkan momen positif yaitu sisi bawah pelat mengalami tarik. Oleh karena itu penulangan pelat perkerasan Sistem CAM dibuat dua lapis guna mengatasi bekerjanya kedua momen tersebut. Distribusi momen sepanjang pelat diberikan pada Gambar 4.28 dan 4.29.

Tabel 4.31:  
Momen ekstrim pada pelat berdasarkan analisis yang memperhitungkan tahanan ujung cakar ( $Q_b$ )

No.	Beban, $Q$ (kN)	Metode Hardiyatmo Modifikasi		Metode Hardiyatmo	
		Beban di tepi	Beban di tengah	Beban di tepi	Beban di tengah
1	20	-4,05	5,24	-5,75	6,73
2	40	-11,34	11,82	-13,32	14,53
3	60	-20,16	19,20	-22,08	22,40
4	100	-39,82	36,81	-42,46	40,51



a)



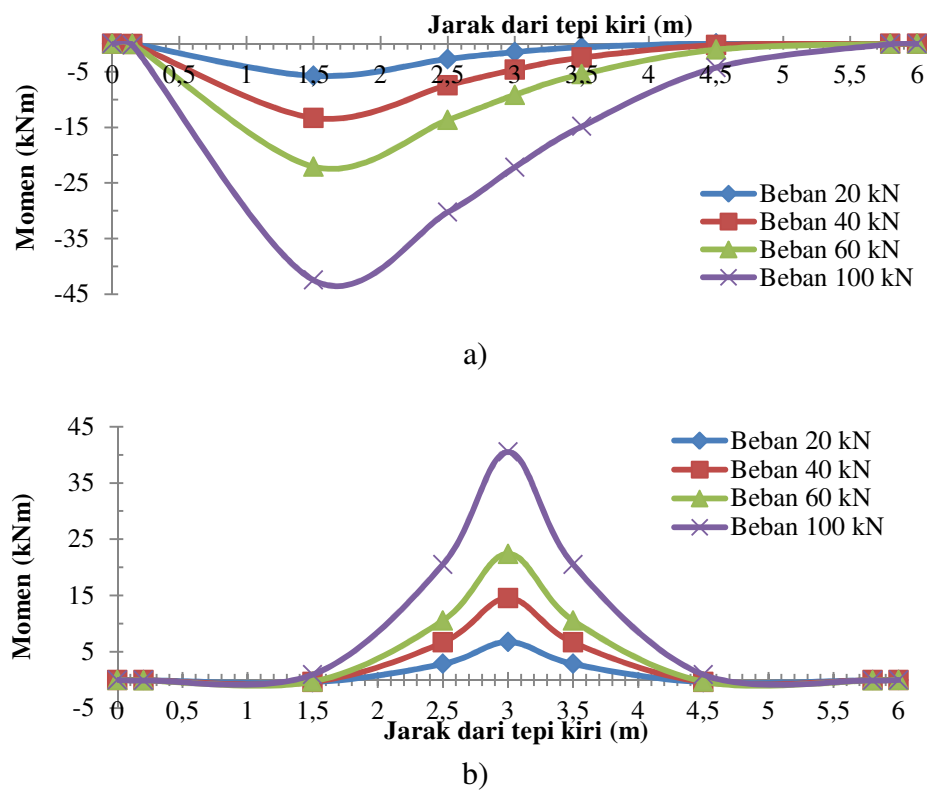
b)

Gambar 4.28:  
Distribusi momen sepanjang pelat berdasarkan Metode Hardiyatmo Modifikasi;  
a) beban di tepi, b) beban di tengah.

Momen negatif terbesar untuk kedua metode terjadi pada jarak 1,50 m dari tepi kiri pelat akibat beban di tepi (Gambar 4.28a dan 4.29a). Adapun akibat



beban di tengah, menimbulkan momen maksimum positif di tengah pelat (Gambar 4.28b dan 4.29b). Mengacu pada Puri (2015a) untuk Perkerasan Sistem Pelat Terpaku, momen hasil analisis BoEF perlu direduksi menacapai 50% bila digunakan dalam desain. Hal ini disebabkan pada BoEF beban dianggap bekerja selebar pelat padahal kenyataannya tidak demikian. Selain itu, perkerasan Sistem CAM yang dilaksanakan di lapangan akan terdiri dari lebih banyak baris cakar sehingga kuat dukung sistem juga akan lebih besar dan gaya dalam akan cenderung turun.



Gambar 4.29:  
Distribusi momen sepanjang pelat berdasarkan Metode Hardiyatmo;  
a) beban di tepi, b) beban di tengah.

## V. KESIMPULAN DAN SARAN

### A. Kesimpulan

Berdasarkan hasil dan pembahasan maka dapat diambil beberapa kesimpulan sebagaimana berikut ini.

1. Teori tambahan modulus reaksi *subgrade* ( $\Delta k$ ) dapat digunakan pada analisis perkerasan jalan Sistem CAM. Kedua metode yaitu Metode Hardiyatmo dan Metode Hardiyatmo Modifikasi sesuai digunakan pada analisis CAM dengan memperhitungkan tahanan ujung cakar karena diameter cakar yang besar.
2. Metode Hardiyatmo Modifikasi cenderung memberikan hasil lendutan hitungan lebih mendekati lendutan pengamatan dalam hal lendutan pelat pada perhitungan menggunakan lendutan pengamatan. Adapun bila menggunakan lendutan izin maksimum pada perhitungan, cenderung menghasilkan lendutan hitungan yang sangat *over-estimated*. Secara umum Metode Hardiyatmo Modifikasi lebih baik dibanding Metode Hardiyatmo.
3. Penggunaan kedua metode hitungan di atas perlu diberikan penyesuaian yaitu mengalikan modulus reaksi *subgrade* ekivalen ( $k'$ ) dengan faktor penyesuaian. Faktor Penyesuaian untuk kedua metode (Metode Hardiyatmo Modifikasi dan Metode Hardiyatmo) diambil sebesar 4,5.
4. Penggunaan hasil hitungan menggunakan BoEF mesti direduksi untuk perencanaan penulangan pelat. Reduksi dapat diambil sebesar 50% mengacu pada Puri (2015a).

## **B. Saran**

Teori tambahan modulus reaksi *subgrade* ( $\Delta k$ ) dan modulus reaksi *subgrade* ekuivalen dapat digunakan pada analisis perkerasan jalan Sistem CAM namun dengan memberikan faktor penyesuaian.

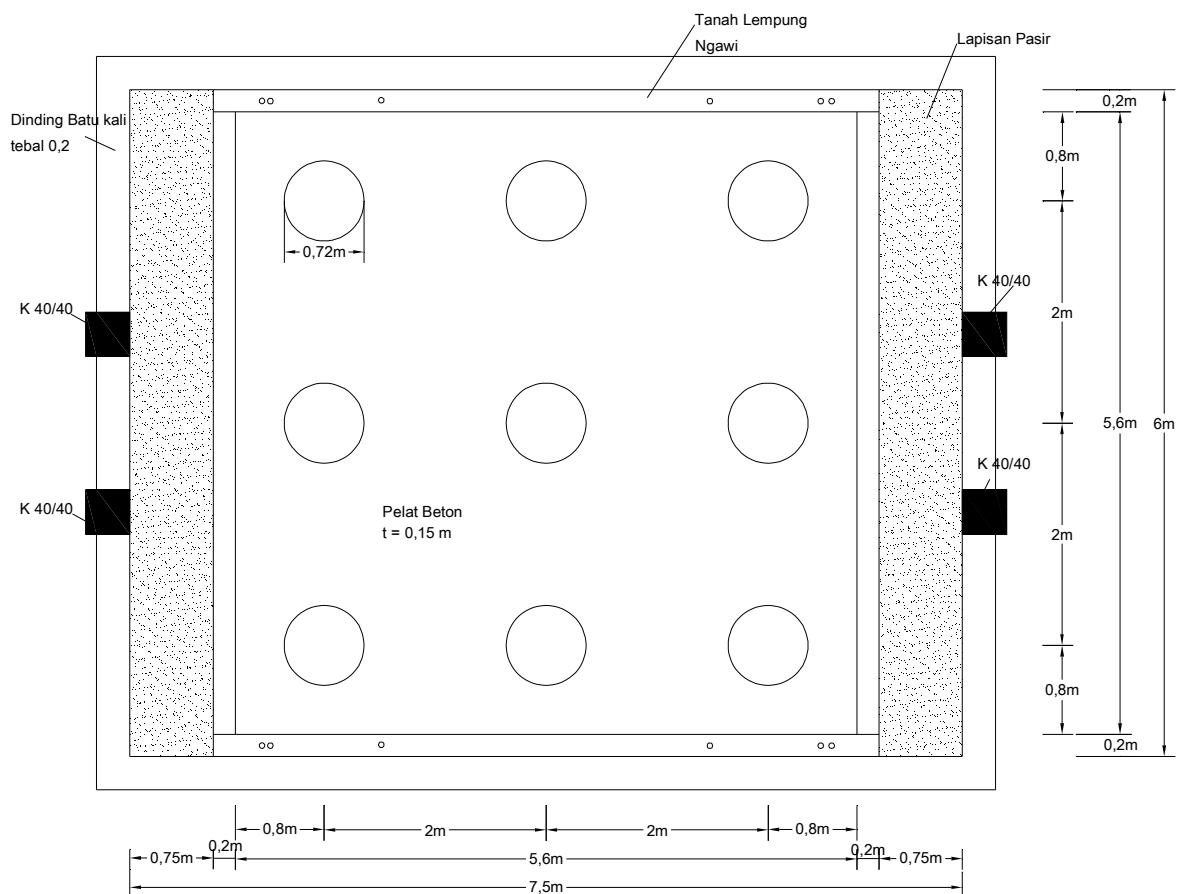
## DAFTAR PUSTAKA

- Dewi, D.A., 2009, Kajian Pengaruh Tiang Tunggal Terhadap Nilai Koefisien Reaksi Subgrade Ekuivalen pada Uji Beban Skala Penuh, *Tesis*, Program Studi Teknik Sipil, Program Pascasarjana UGM, Yogyakarta, Indonesia.
- Hardiyatmo, H.C., 2008, Sistem "Pelat Terpaku" (*Nailed Slab*) Untuk Perkuatan Pelat Beton Pada Perkerasan Kaku (*Rigid Pavement*), *Prosiding Seminar Nasional Teknologi Tepat Guna dalam Penanganan Sarana-prasarana*, MPSP JTSL FT UGM., pp. M-1—M-7.
- Hardiyatmo, H.C., 2009, Metoda Hitungan Pelat dengan Menggunakan Modulus Reaksi Tanah Dasar Ekuivalen untuk Struktur Pelat Fleksibel, sub mitted in *Dinamika Teknik*.
- Hardiyatmo, H.C., 2010, *Perancangan Sistem Cakar Ayam Modifikasi untuk Perkerasan Jalan Raya*, Gajah Mada University Press, Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C., 2011, Method to Analyze the Deflection of the Nailed-slab System, *International Journal of Civil and Environmental Engineering IJJCE-IJENS*, Vol. 11 No. 4, pp. 22-28.
- Hardiyatmo, H.C., B. Suhendro, dan Sumiyanto, 2002, Analisis Lendutan Pelat yang Didukung oleh Kelompok Tiang pada Tanah Lunak, *Prosiding PIT Geoteknik 2002*, Surabaya 30-31 Oktober 2002, pp. III-29—III-33.
- Muhu, H.L.Y., 2007, Kajian Lendutan Pada Sistem Cakar Ayam Akibat Variasi Lebar Pelat (Model Sistem Cakar Ayam dari Pelat Baja), *Skripsi*, Program Studi Teknik Sipil dan Lingkungan, UGM, Yogyakarta, Indonesia.
- Nasibu, R., 2009, Kajian Modulus Reaksi Tanah Dasar Akibat Pengaruh Tiang (Uji Beban pada Skala Penuh, *Tesis*, Program Studi Teknik Sipil, Program Pascasarjana UGM, Yogyakarta, Indonesia.
- Puri, A., 2015a, Perilaku Perkerasan Sistem Pelat Terpaku pada Lempung Lunak, *Disertasi*, Program Doktor Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta.
- Puri, A., 2015b, Studi Parametrik Perkerasan Sistem Pelat Terpaku pada Tanah Lunak, *Laporan Penelitian*, Lembaga Penelitian UIR, Pekanbaru.
- Puri, A., Hardiyatmo, C. H., Suhendro, B., dan Rifa'i, A., 2011a, Studi Eksperimental Lendutan Pelat yang Diperkuat Tiang-tiang Friksi Pendek pada Lempung Lunak, *Prosiding Pertemuan Ilmiah Tahunan XIV HATTI*, HATTI, Yogyakarta.
- Puri, A., Hardiyatmo, H.C., Suhendro, B., and Rifa'i, A., 2012b, Application of The Additional Modulus of Subgrade Reaction to Predict The Deflection of Nailed-slab System Resting on Soft Clay Due to Repetitive Loadings, *Proc. of 16<sup>th</sup> Annual Scientific Meeting (PIT) HATTI*, Jakarta, 4 December, pp. 217-222.
- Puri, A., Hardiyatmo, H.C., Suhendro, B., and Rifa'i, A., 2013a, Pile Spacing and Length Effects Due To the Additional Modulus of Subgrade Reaction of the Nailed-Slab System on the Soft Clay, *Proc. of 13<sup>th</sup> International Symposium on Quality in Research (QiR)*, Yogyakarta, 25-28 June 2013, pp. 1032-1310.

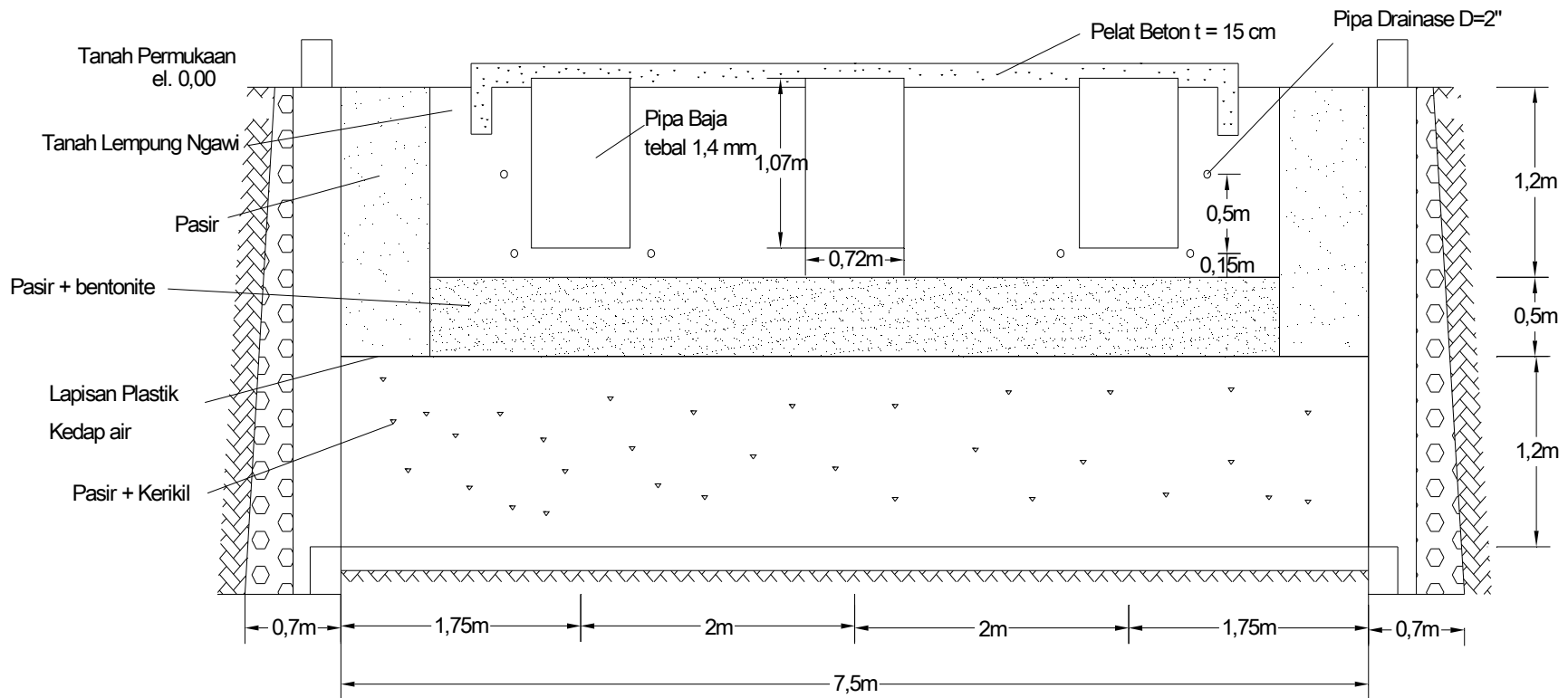
- Puri, A., Hardiyatmo, H.C., Suhendro, B., and Rifa'i, A., 2013b, Deflection Analysis of Nailed-slab System which Reinforced by Vertical Wall Barrier under Repetitive Loading, *Proc. the 6<sup>th</sup> Civil Engineering Conference in Asian Region (CECAR6)*, Jakarta, 20-22 August 2013, pp. TS6-10—TS6-11.
- Puri, A., Hardiyatmo, H.C., Suhendro, B., dan Rifa'i, A., 2013c, Application of Method of Nailed-slab Deflection Analysis on Full Scale Model and Comparison to Loading Test, *Proc. the 7<sup>th</sup> National Conference of Civil Engineering (KoNTekS7)*, Universitas Negeri Sebelas Maret, Surakarta, 24-26 October 2013, pp. G201-G211,
- Puri, A., Hardiyatmo, H.C., Suhendro, B., dan Rifa'i, A., 2013d, Behavior of Fullscale nailed-slab System with Variation on Load Positions, *1<sup>st</sup> International Conference on Development Infrastructure (ICID)*, Universitas Muhammadiyah Surakarta, Solo, 1-3 November 2013, pp. 26-36.
- Puri, A., Hardiyatmo, H.C., Suhendro, B., dan Rifa'i, A., 2014, Behavior of Nailed-slab System on Soft Clay Due to Repetitive Loadings by Conducting Full Scale Test, *Proc. 17<sup>th</sup> Intrntl. Symp. FSTPT*, University of Jember, pp. 739-750.
- Setiawan, B., 2015, Perilaku Sistem Cakar Ayam Modifikasi Pada Tanah Ekspansif, *Disertasi*, Program Studi Teknik Sipil, Program Pascasarjana UGM, Yogyakarta, Indonesia.
- Somantri, A.K., 2013, Kajian Lendutan Pelat Terpaku pada Tanah Pasir Dengan Menggunakan Metode Beam on Elastic Foundation (BoEF) dan Metode Elemen Hingga, *Tesis*, Program Studi Teknik Sipil, Program Pascasarjana UGM, Yogyakarta, Indonesia.
- Suhendro, B., 2000, *Metode Elemen Hingga dan Aplikasinya*, Jurusan Teknik Sipil Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta, Indonesia.
- Suhendro, B., 2006, *Sistem Cakar Ayam Modifikasi sebagai Alternatif Solusi Konstruksi Jalan di Atas Tanah Lunak*, Saduran dari Buku 60 Tahun Republik Indonesia, Jakarta, Indonesia.
- Suhendro, B., dan Hardiyatmo, H.C., 2010, Sistem Perkerasan Cakar Ayam Modifikasi (CAM) sebagai Alternatif Solusi Konstruksi Jalan di Atas Tanah Lunak, Ekspansif, dan Timbunan, *Prosiding Seminar dan Pameran Sehari 2010 Inovasi Baru Teknologi Jalan dan Jembatan*, DPD HPJI Jatim, Surabaya, 31 Maret 2010.
- Taa, P.D.S., 2010, Pengaruh Pemasangan Kelompok Tiang Terhadap Kenaikan Pelat dalam Sistem Nailed-Slab yang Terletak di Atas Tanah Dasar Ekspansif, *Tesis*, Program Studi Teknik Sipil, Program Pascasarjana UGM, Yogyakarta, Indonesia.

## LAMPIRAN A. DATA PENELITIAN

Data penelitian menggunakan hasil penelitian Setiawan (2015) dimana dimensi struktur Cakar Ayam Modifikasi (CAM) diberikan pada Gambar A-1 dan A-2. Data properties tanah diberikan pada Tabel A-1. Adapun beton yang digunakan mempunyai kuat tekan karakteristik sebesar  $f_c' = 32,16$  MPa memenuhi syarat minimum kuat tekan beton perkerasan sebesar 29 MPa. Sifat-sifat pelat baja bahan cakar tidak tersedia datanya. Adapun Tabel A-2 dan A-3 menyajikan hasil uji pembebanan pada titik A di tepi pelat dan pada titik B di tengah pelat pada kondisi tanah jenuh. Beban berupa statis monotonik.



**Gambar A-1.** Tampak atas kolam uji sistem CAM (Setiawan, 2015)



**Gambar A-2.** Potongan melintang kolam uji sistem CAM (Setiawan, 2015)

**Tabel A-1.** Hasil uji propertis tanah dan beton (Setiawan, 2015)

No	Uraian	Satuan	Besaran
1	Uji gradasi tanah		
	• Kerikil	%	0,17
	• Pasir	%	7,17
	• Lanau	%	79,20
2	Uji batas konsistensi tanah		
	• Batas cair, LL	%	77,43
	• Batas Plastis, PL	%	20,04
	• Indeks Plastisitas, PI	%	48,39
3	Kadar air asli, $w_n$	%	33,313
	kadar air pasca pembahasan, $w$	%	44,015
4	Berat Spesifik, $G_s$		2,32
5	Berat isi tanah, $\gamma_d$	$\text{kN/m}^3$	12,0
	Berat isi tanah, $\gamma_b$	$\text{kN/m}^3$	15,32
6	Kuat geser tanah		
	• Kohesi, $c$	$\text{kN/m}^2$	15
	• Sudut gesek internal, $\phi$	..... <sup>o</sup>	0
7	Uji Proctor standard		
	• $\gamma_d$	$\text{kN/m}^3$	12,9
	• $w_{\text{optimum}}$	%	33,41
	• $\gamma_b$	$\text{kN/m}^3$	17,1
	• CBR <sub>(setelah basah)</sub>	%	8,8
8	Uji lapangan		
	• Kepadatan lapangan	%	92
	• $K_v$ dari PLT <sub>(setelah basah)</sub>	$\text{kN/m}^3$	5.498,4
	• CBR <sub>(setelah basah)</sub>	%	1,09
9	Uji pengembangan tanah		
	pengembangan ( <i>swelling</i> )	%	15,67
	Tekanan pengembangan	Kpa	800
	10	Uji kuat desak beton	
• Umur 7 hari		Mpa	29,906
• Umur 14 hari		Mpa	23,344
• Umur 28 hari		Mpa	32,161
11	Klasifikasi tanah		
	• AASHTO		A-7-6
	• USCS		CH



**Tabel A-2: Lendutan di Titik A**

Beban (kN)	Bacaan rerata lendutan pada dial indikator (mm)																				
	Inti	dial 5	dial 4	Dial 9	Dial 8	Dial 14	Dial 1	Dial 7	Dial 11	Dial 16	Dial 18	Dial 19	Dial 21	Dial 24	Dial 25	Dial 26	Dial 28	Dial 32	Dial 30	Dial 2	
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
20	-0,558	-0,060	-0,180	-0,058	-0,086	-0,009	-0,100	-0,062	0,007	-0,008	0,008	0,009	0,006	0,007	0,007	0,008	0,000	0,000	0,008	0,008	-0,192
40	-1,195	-0,160	-0,500	-0,122	-0,204	-0,018	-0,254	-0,136	0,022	-0,004	0,024	0,026	0,026	0,026	0,022	0,026	0,052	0,010	0,018	0,018	-0,544
60	-1,970	-0,352	-0,928	-0,252	-0,376	-0,009	-0,462	-0,256	0,048	0,006	0,090	0,086	0,068	0,059	0,090	0,070	0,043	0,034	0,046	0,046	-0,950
100	-3,774	-0,856	-2,042	-0,592	-0,860	-0,046	-1,126	-0,602	0,130	-0,016	0,152	0,142	0,128	0,140	0,141	0,134	0,059	0,082	0,094	0,094	-1,714

**Tabel A-3: Lendutan di Titik D**

Beban (kN)	Bacaan rerata lendutan pada dial indikator (mm)																						
	Inti	dial 1	dial 3	Dial 8	Dial 5	Dial 14	Dial 9	Dial 7	Dial 11	Dial 16	Dial 18	Dial 19	Dial 21	Dial 24	Dial 25	Dial 26	Dial 28	Dial 32	Dial 30	Dial E1	Dial E2	Dial E3	Dial E4
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	-0,383	-0,006	-0,020	-0,094	-0,010	-0,164	-0,062	-0,060	-0,018	-0,026	-0,098	-0,172	-0,124	-0,058	-0,101	-0,054	-0,011	0,000	-0,028	-0,012	-0,134	-0,096	-0,036
40	-0,617	-0,002	-0,014	-0,104	0,000	-0,174	-0,056	-0,046	-0,040	-0,028	-0,103	-0,214	-0,126	-0,068	-0,092	-0,072	0,006	0,003	-0,020	-0,036	-0,100	-0,108	-0,038
60	-0,841	0,002	-0,026	-0,176	0,004	-0,422	-0,122	-0,086	-0,074	-0,054	-0,182	-0,362	-0,212	-0,122	-0,200	-0,079	0,013	0,007	-0,036	-0,064	-0,204	-0,190	-0,068
100	-1,445	0,006	-0,064	-0,370	0,010	-0,858	0,280	-0,224	-0,112	-0,124	-0,380	-0,778	-0,472	-0,228	-0,340	-0,238	0,033	0,020	-0,064	-0,136	-0,458	-0,446	-0,134

### A. Data perhitungan

Pada perhitungan ini ditinjau satu baris cakar dimana lebar pelat diambil sama dengan jarak antar cakar. Dengan data lapangan sebagai berikut :

Lebar perkerasan,  $B = 6 \text{ m}$

Kohesi,  $c = 15 \text{ kN/m}^2$

Tinggi cakar,  $L = 1,07 \text{ m}$

Diameter cakar,  $D = 0,72 \text{ m}$

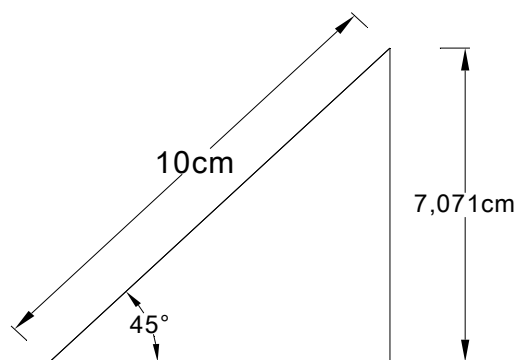
Jarak antar cakar,  $s = 2 \text{ m}$

Kuat tekan beton,  $f_c' = 32,161 \text{ Mpa}$

Modulus reaksi *subgrade* ( $k_v$ ) dilapangan  $= 5.498,4 \text{ kN/m}^3$

Titik beban  $= \text{di tepi dan di tengah}$

Besar beban  $= 20 \text{ kN}, 40 \text{ kN}, 60 \text{ kN} \text{ dan } 100 \text{ kN}$



Tinggi cakar belum terpasang 1,07 m, disekeliling pipa cakar dan lantai kerja dibuat miring (cekungan) sebesar 10 cm kemiringan sudut  $45^\circ$ . Maka untuk panjang cakar menjadi  $1,07 - 0,071 = 0,999 \sim 1 \text{ m}$



## LAMPIRAN B. HASIL ANALISIS

### B.1 Metode Hardiyatmo menggunakan Grafik Hardiyatmo

#### 1. Modulus reaksi *subgrade* ekuivalen ( $k'$ )

Menghitung modulus reaksi *subgrade* ekuivalen ( $k'$ ) Metode ini ditinjau sistem CAM dengan satu baris cakar dengan persamaan berikut :

$$k' = k + \Delta k$$

- a. Dalam perancangan pelat terpaku karena diameter tiang yang digunakan untuk mendukung pelat beton relatif kecil, maka dianggap tahanan ujung ultimit  $Q_b = 0$ , persamaan berikut

$$\Delta k = \frac{\delta_o Q_s}{\delta^2 S^2}$$

Dengan,  $Q_s = f_s \times A_s$

Maka,

$$\Delta k = \frac{\delta_o f_s A_s}{\delta^2 S^2}$$

- b. Tambahan modulus reaksi *subgrade* karena cakar dengan memperhitungkan tahanan ujung cakar ( $Q_b$ ) dari persamaan berikut :

$$\Delta k = \frac{\delta_o (Q_s + Q_b)}{\delta^2 S^2}$$

Dengan,  $Q_s = f_s \times A_s$

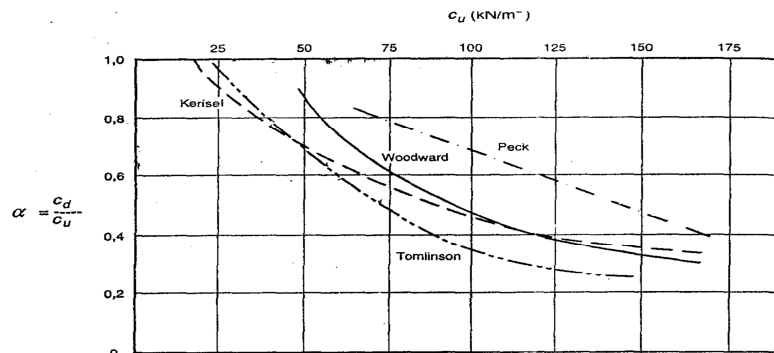
$$Q_b = f_b \times A_b$$

Maka,

$$\Delta k = \frac{\delta_o (f_s A_s + f_b A_b)}{\delta^2 S^2}$$

Nilai  $\delta_o$  didapat pada Gambar 2.4 Hubungan antara defleksi pelat ( $\delta$ ) dengan rasio  $\delta/\delta_o$  (Hardiyatmo, 2011)

Tahanan gesek satuan cakar untuk tanah lunak  $f_s = a_d c \longrightarrow c = 15 \text{ kN/m}^2$ , berdasarkan kurva Tomlinson pada Grafik McClelland (1974), diperoleh faktor adhesi  $a_d = 1$



Faktor *adhesi* tiang pancang (McClelland, 1974)

$$\text{Maka } f_s = 1 \times 15 = 15 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Luas selimut cakar, } A_s = \pi DL = \pi \times 0,72 \times 1 = 2,26219 \sim 2,3 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas pelat yang didukung cakar tunggal, } A_{ps} = s^2 = 2^2 = 4 \text{ m}^2$$

$$f_b = c \times N_c, \text{ Nilai } N_c \text{ umumnya diambil 9 (Skempton, 1966)}$$

$$\text{Maka } f_b = 15 \times 9 = 135 \text{ kN/m}^2$$

$$A_b = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi \times 0,72^2 = 0,407 \text{ m}^2$$

## 2. Koreksi modulus reaksi *subgrade*

Koreksi modulus reaksi *subgrade* dari uji pelat beban (Das, 2011)

Diketahui : Diameter pelat beban,  $\phi = 30 \text{ cm}$

$$k_v = k_{v,0,3} = 5.498,4 \text{ kN/m}^3$$

Karena ditinjau pelat satu baris cakar, maka ukuran pelat adalah

- Panjang pelat = lebar pelat perkerasan,  $L = B = 6 \text{ m}$  dan
- Lebar pelat untuk satu cakar  $B_1 = s = 2 \text{ m}$

Koreksi  $k_v$  :

a. Koreksi terhadap kedalaman : tidak perlu karena tanah kohesif homogen.

b. Koreksi terhadap ukuran pelat :

$$\text{Das (2011), } k_v = k_{0,3} \left[ \frac{0,3}{B} \right] = 5.498,4 \left[ \frac{0,3}{2} \right] = 824,76 \text{ kPa/m}$$

c. Koreksi terhadap bentuk pelat :

$$\text{Das (2011), } k_v = \frac{k_{BxB} \left( 1 + \frac{0,5B}{L} \right)}{1,5} = \frac{824,76 \left( 1 + \frac{0,5 \times 2}{6} \right)}{1,5} = 641,48 \text{ kPa/m}$$

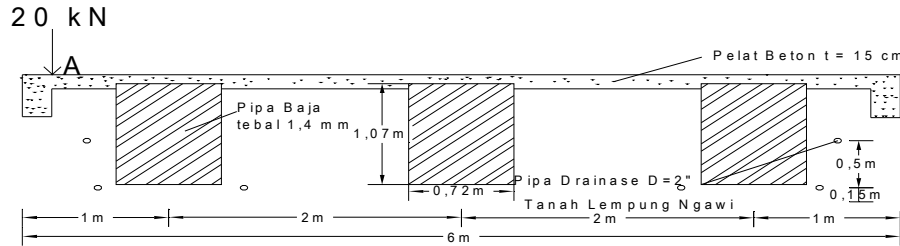
Modulus reaksi *subgrade* untuk pelat perkerasan dengan lebar  $B = 6 \text{ m}$  adalah

$$k = k_v B = 641,48 \times 2 = 1.282,96 \text{ kPa/m}$$

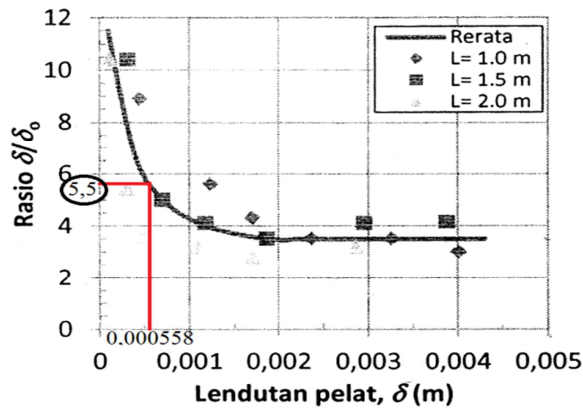
**Menggunakan lendutan pengamatan ( $\delta_a = \delta_s$ ), dengan tidak memperhitungkan tahanan ujung ultimit cakar,  $Q_b = 0$**

**a. Beban Di Tepi Pelat**

**1. Beban 20 kN**



Untuk  $\delta = 0,558 \text{ mm} = 5,58 \times 10^{-4} \text{ m}$ , maka  $\delta/\delta_o = 5,5$  atau  $\delta_o/\delta = 0,18$  didapat pada grafik Hardiyatmo pada Gambar 2.4 Hubungan antara defleksi pelat ( $\delta$ ) dengan rasio  $\delta/\delta_o$  (Hardiyatmo,2011).



Dengan menggunakan rumus Hardiyatmo

$$\Delta k = \frac{\delta_o A_s}{\delta^2 S^2} x f s = \frac{0,18 \times 2,3}{5,58 \times 10^{-4} \times 2^2} \times 15 = 2.782,26 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 2.782,26 = 4.065,22 \text{ kPa/m}$$

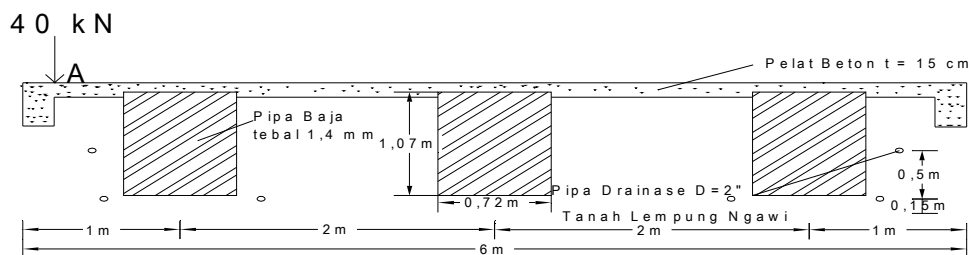
Karena adanya koperan di titik beban, nilai  $k'$  di kalikan dengan faktor koreksi 1,5

$$k' = 1,5 k' = 1,5 \times 4.065,22 = 6.097,83 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m  
 Lebar pelat fondasi = 2 m  
 Tebal pelat fondasi = 0,15 m  
 Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa  
 Modulus reaksi *subgrade* vertikal = 6.097,83 kPa/m  
 Faktor koreksi k = 1  
 Jumlah beban (Q) titik = 1  
 Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 0,15 m beban tepi  
 Besar beban Q = 20 kN

2. Beban 40 kN



Untuk  $\delta = 1,195 \text{ mm} = 1,195 \times 10^{-3} \text{ m}$ , maka  $\delta/\delta_0 = 4$  atau  $\delta_0/\delta = 0,25$  didapat pada grafik Hardiyatmo pada Gambar 2.4 Hubungan antara defleksi pelat ( $\delta$ ) dengan rasio  $\delta/\delta_0$  (Hardiyatmo, 2011).

Dengan menggunakan rumus Hardiyatmo

$$\Delta k = \frac{\delta_0 A_s}{\delta^2 s^2} x f s = \frac{0,25 \times 2,3}{1,195 \times 10^{-3} \times 2^2} \times 15 = 1.804,39 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 1.804,39 = 3.087,35 \text{ kPa/m}$$

Karena adanya koperan di titik beban, nilai  $k'$  di kalikan dengan faktor koreksi 1,5

$$k' = 1,5 \times k' = 1,5 \times 3.087,35 = 4.631,025 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m  
 Lebar pelat fondasi = 2 m  
 Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* = 4.631,025 kPa/m

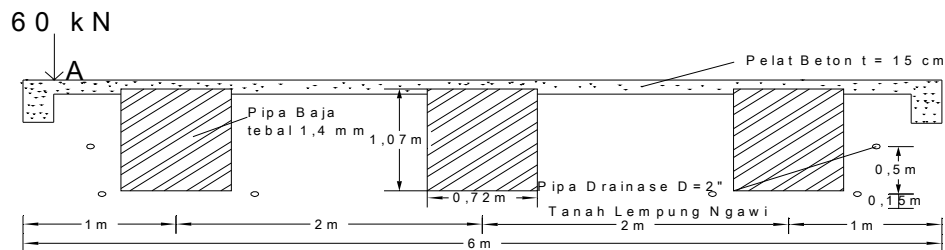
Faktor koreksi  $k = 1$

Jumlah beban (Q) titik = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 0,15 m beban tepi

Besar beban  $Q = 40$  kN

### 3. Beban 60 kN



Untuk  $\delta = 1,970$  mm =  $1,97 \times 10^{-3}$  m, maka  $\delta/\delta_0 = 3,5$  atau  $\delta_0/\delta = 0,29$  didapat pada grafik Hardiyatmo pada Gambar 2.4 Hubungan antara defleksi pelat ( $\delta$ ) dengan rasio  $\delta/\delta_0$  (Hardiyatmo, 2011).

Dengan menggunakan rumus Hardiyatmo

$$\Delta k = \frac{\delta_0 A_s}{\delta^2 s^2} x f s = \frac{0,29 \times 2,3}{1,97 \times 10^{-3} \times 2^2} \times 15 = 1.269,67 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 1.269,67 = 2.552,63 \text{ kPa/m}$$

Karena adanya koperan di titik beban, nilai  $k'$  di kalikan dengan faktor koreksi 1,5

$$k' = 1,5 \times k' = 1,5 \times 2.552,63 = 3.828,945 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* vertikal = 3.828,945 kPa/m



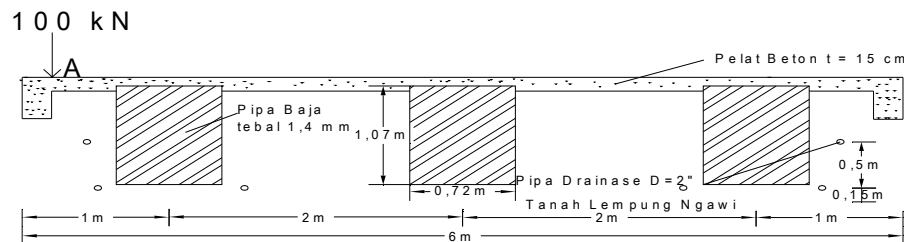
Faktor koreksi  $k = 1$

Jumlah beban (Q) titik = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 0,15 m beban tepi

Besar beban  $Q = 60$  kN

#### 4. Beban 100 kN



Untuk  $\delta = 3,774$  mm =  $3,774 \times 10^{-3}$  m, maka  $\delta/\delta_0 = 3,5$  atau  $\delta_0/\delta = 0,29$  didapat pada grafik Hardiyatmo pada Gambar 2.4 Hubungan antara defleksi pelat ( $\delta$ ) dengan rasio  $\delta/\delta_0$  (Hardiyatmo, 2011).

Dengan menggunakan rumus Hardiyatmo

$$\Delta k = \frac{\delta_0 A_s}{\delta^2 s^2} x f_s = \frac{0,29 \times 2,3}{3,774 \times 10^{-3} \times 2^2} \times 15 = 662,76 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 662,76 = 1.945,72 \text{ kPa/m}$$

Karena adanya koperan di titik beban, nilai  $k'$  di kalikan dengan faktor koreksi 1,5

$$k' = 1,5 \times k' = 1,5 \times 1.945,72 = 2.918,58 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* vertikal = 2.918,58 kPa/m

Faktor koreksi  $k = 1$

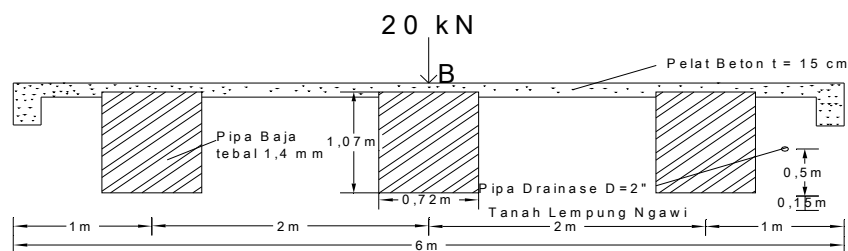
Jumlah beban (Q) titik = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 0,15 m beban tepi

Besar beban Q = 100 kN

## b. Beban Di Tengah Pelat

### 1. Beban 20 kN



Untuk  $\delta = 0,383 \text{ mm} = 3,83 \times 10^{-4} \text{ m}$ , maka  $\delta/\delta_o = 6,5$  atau  $\delta_o/\delta = 0,15$  didapat pada grafik Hardiyatmo pada Gambar 2.4 Hubungan antara defleksi pelat ( $\delta$ ) dengan rasio  $\delta/\delta_o$  (Hardiyatmo, 2011)

Dengan menggunakan rumus Hardiyatmo

$$\Delta k = \frac{\delta_o A_s}{\delta^2 s^2} x f s = \frac{0,15 \times 2,3}{3,83 \times 10^{-4} \times 2^2} \times 15 = 3.377,94 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 3.377,94 = 4.660,9 \text{ kPa/m}$$

### Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* vertikal = 4.660,9 kPa/m

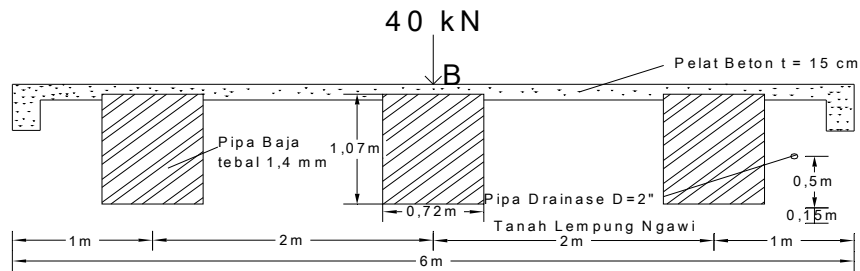
Faktor koreksi k = 1

Jumlah beban (Q) titik = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 3 m beban di tengah

Besar beban Q = 20 kN

### 2. Beban 40 kN



Untuk  $\delta = 0,617 \text{ mm} = 6,17 \times 10^{-4} \text{ m}$ , maka  $\delta/\delta_0 = 5,5$  atau  $\delta_0/\delta = 0,18$  didapat pada grafik Hardiyatmo pada Gambar 2.4 Hubungan antara defleksi pelat ( $\delta$ ) dengan rasio  $\delta/\delta_0$  (Hardiyatmo, 2011).

Dengan menggunakan rumus Hardiyatmo

$$\Delta k = \frac{\delta_0 A_s}{\delta^2 s^2} x f s = \frac{0,18 \times 2,3}{6,17 \times 10^{-4} \times 2^2} \times 15 = 2.516,21 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 2.516,21 = 3.799,17 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* = 3.799,17 kPa/m

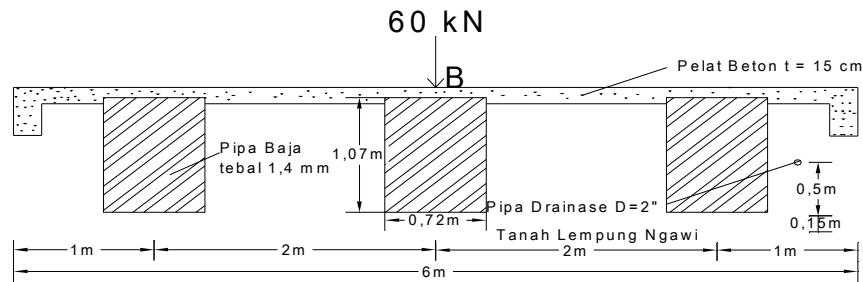
Faktor koreksi  $k = 1$

Jumlah beban (Q) titik = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 3 m beban di tengah

Besar beban  $Q = 40 \text{ kN}$

3. Beban 60 kN



Untuk  $\delta = 0,841 \text{ mm} = 8,41 \times 10^{-4} \text{ m}$ , maka  $\delta/\delta_0 = 4,6$  atau  $\delta_0/\delta = 0,22$  di dapat pada grafik Hardiyatmo pada Gambar 2.4 Hubungan antara defleksi pelat ( $\delta$ ) dengan rasio  $\delta/\delta_0$  (Hardiyatmo, 2011)

Dengan menggunakan rumus Hardiyatmo

$$\Delta k = \frac{\delta_0 A_s}{\delta^2 S^2} x f s = \frac{0,22 \times 2,3}{8,41 \times 10^{-4} \times 2^2} \times 15 = 2.256,24 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 2.256,24 = 3.539,2 \text{ kPa/m}$$

**Parameter untuk input BoEF:**

Panjang pelat fondasi = 6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* = 3.539,2 kPa/m

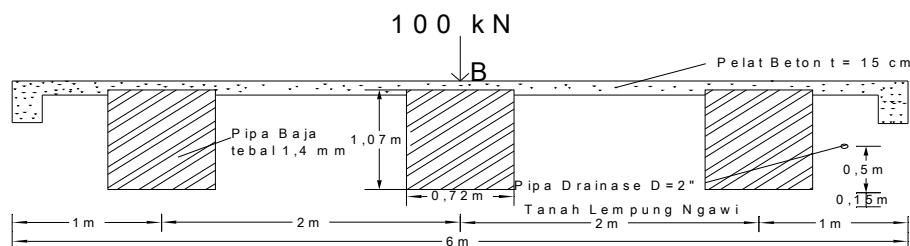
Faktor koreksi k = 1

Jumlah beban (Q) titik = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 3 m beban di tengah

Besar beban Q = 60 kN

**4. Beban 100 kN**



Untuk  $\delta = 1,445 \text{ mm} = 1,445 \times 10^{-3} \text{ m}$ , maka  $\delta/\delta_0 = 3,7$  atau  $\delta_0/\delta = 0,27$  didapat pada grafik Hardiyatmo pada Gambar 2.4 Hubungan antara defleksi pelat ( $\delta$ ) dengan rasio  $\delta/\delta_0$  (Hardiyatmo, 2011).

Dengan menggunakan rumus Hardiyatmo

$$\Delta k = \frac{\delta_0 A_s}{\delta^2 S^2} x f_s = \frac{0,27 \times 2,3}{1,445 \times 10^{-3} \times 2^2} \times 15 = 1.611,59 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 1.611,59 = 2.894,55 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* = 2.894,55 kPa/m

Faktor koreksi  $k = 1$

Jumlah beban (Q) titik = 1

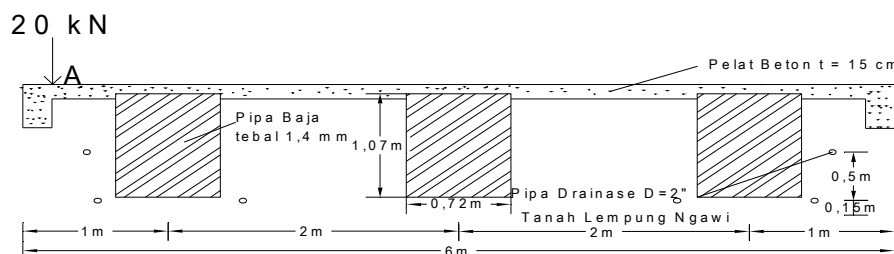
Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 3 m beban di tengah

Besar beban Q = 100 kN

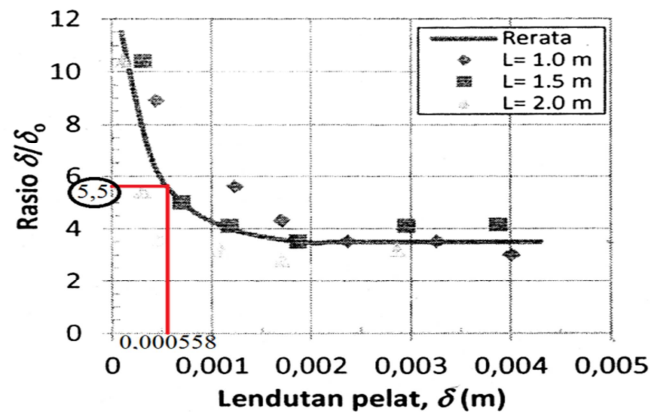
**Menggunakan lendutan pengamatan ( $\delta_a = \delta_s$ ), dengan memperhitungkan tahanan ujung cakar ( $Q_b$ )**

**a. Beban Di Tepi Pelat**

**1. Beban 20 kN**



Untuk  $\delta = 0,558 \text{ mm} = 5,58 \times 10^{-4} \text{ m}$ , maka  $\delta/\delta_o=5,5$  atau  $\delta_o/\delta=0,18$  didapat pada grafik Hardiyatmo pada Gambar 2.4 Hubungan antara defleksi pelat ( $\delta$ ) dengan rasio  $\delta/\delta_o$  (Hardiyatmo,2011)



Dengan menggunakan rumus Hardiyatmo

$$\Delta k = \frac{\delta_o (f_s A_s + f_b A_b)}{\delta^2 s^2} = \frac{0,18 (15 \times 2,3 + 135 \times 0,407)}{5,58 \times 10^{-4} \times 2^2} = 7.213,31 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 7.213,31 = 8.496,27 \text{ kPa/m}$$

Karena adanya koperan di titik beban, nilai  $k'$  di kalikan dengan faktor koreksi 1,5

$$k' = 1,5 \times k' = 1,5 \times 8.496,27 = 12.744,405 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* vertikal = 12.744,405 kPa/m

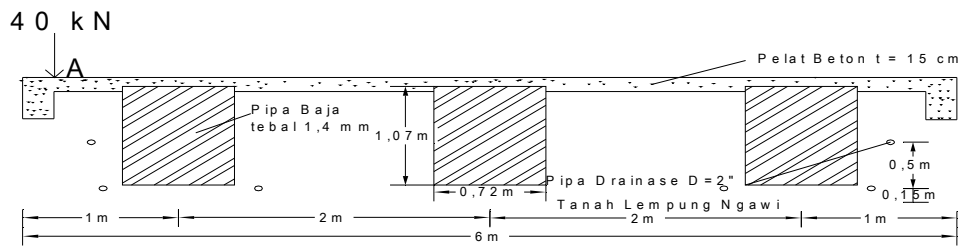
Faktor koreksi  $k = 1$

Jumlah beban (Q) titik = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 0,15 m beban tepi

Besar beban Q = 20 kN

2. Beban 40 kN



Untuk  $\delta = 1,195 \text{ mm} = 1,195 \times 10^{-3} \text{ m}$ , maka  $\delta/\delta_0 = 4$  atau  $\delta_0/\delta = 0,25$  didapat pada grafik Hardiyatmo pada Gambar 2.4 Hubungan antara defleksi pelat ( $\delta$ ) dengan rasio  $\delta/\delta_0$  (Hardiyatmo, 2011)

Dengan menggunakan rumus Hardiyatmo

$$\Delta k = \frac{\delta_0 (f_s A_s + f_b A_b)}{\delta^2 S^2} = \frac{0,25 (15 \times 2,3 + 135 \times 0,407)}{1,195 \times 10^{-3} \times 2^2} = 4.678,08 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 4.678,08 = 5.961,04 \text{ kPa/m}$$

Karena adanya koperan di titik beban, nilai  $k'$  di kalikan dengan faktor koreksi 1,5

$$k' = 1,5 \times k' = 1,5 \times 5.961,04 = 8.941,56 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* = 8.941,56 kPa/m

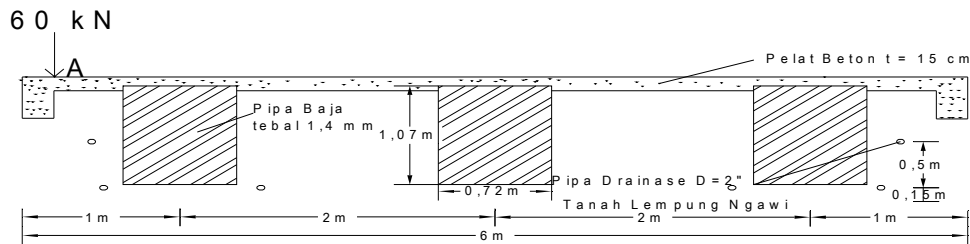
Faktor koreksi  $k = 1$

Jumlah beban (Q) titik = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 0,15 m beban tepi

Besar beban Q = 40 kN

3. Beban 60 kN



Untuk  $\delta = 1,970 \text{ mm} = 1,97 \times 10^{-3} \text{ m}$ , maka  $\delta/\delta_0 = 3,5$  atau  $\delta_0/\delta = 0,29$  didapat pada grafik Hardiyatmo pada Gambar 2.4 Hubungan antara defleksi pelat ( $\delta$ ) dengan rasio  $\delta/\delta_0$  (Hardiyatmo, 2011)

Dengan menggunakan rumus Hardiyatmo

$$\Delta k = \frac{\delta_0 (f_s A_s + f_b A_b)}{\delta^2 s^2} = \frac{0,29(15 \times 2,3 + 135 \times 0,407)}{1,97 \times 10^{-3} \times 2^2} = 3.291,76 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 3.291,76 = 4.574,72 \text{ kPa/m}$$

Karena adanya koperan di titik beban, nilai  $k'$  di kalikan dengan faktor koreksi 1,5

$$k' = 1,5 \times k' = 1,5 \times 4.574,72 = 6.862,08 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* = 6.862,08 kPa/m

Faktor koreksi  $k = 1$

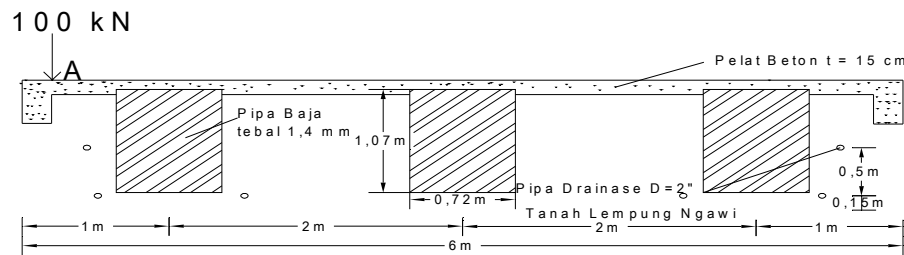
Jumlah beban (Q) titik = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 0,15 m beban tepi

Besar beban  $Q = 60 \text{ kN}$

4. Beban 100 kN





Untuk  $\delta = 3,774 \text{ mm} = 3,774 \times 10^{-3} \text{ m}$ , maka  $\delta/\delta_o = 3,5$  atau  $\delta_o/\delta = 0,29$  didapat pada grafik Hardiyatmo pada Gambar 2.4 Hubungan antara defleksi pelat ( $\delta$ ) dengan rasio  $\delta/\delta_o$  (Hardiyatmo, 2011)

Dengan menggunakan rumus Hardiyatmo

$$\Delta k = \frac{\delta_o (f_s A_s + f_b A_b)}{\delta^2 s^2} = \frac{0,29 (15 \times 2,3 + 135 \times 0,407)}{3,774 \times 10^{-3} \times 2^2} = 1.718,27 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 1.718,27 = 3.001,23 \text{ kPa/m}$$

Karena adanya koperan di titik beban, nilai  $k'$  di kalikan dengan faktor koreksi 1,5

$$k' = 1,5 \times k' = 1,5 \times 3.001,23 = 4.501,845 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* vertikal = 4.501,845 kPa/m

Faktor koreksi  $k = 1$

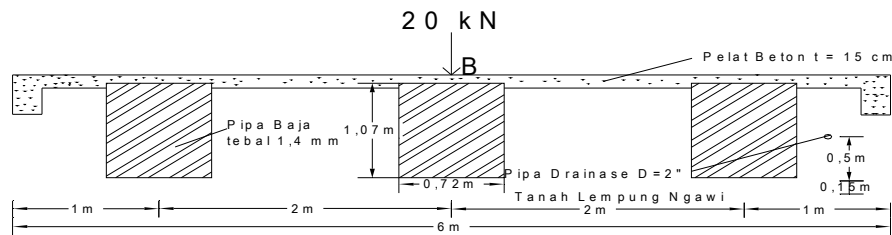
Jumlah beban (Q) titik = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 0,15 m beban tepi

Besar beban Q = 100 kN

**b. Beban Di Tengah Pelat**

1. Beban 20 kN



Untuk  $\delta = 0,383 \text{ mm} = 3,83 \times 10^{-4} \text{ m}$ , maka  $\delta/\delta_0 = 6,5$  atau  $\delta_0/\delta = 0,15$  didapat pada grafik Hardiyatmo pada Gambar 2.4 Hubungan antara defleksi pelat ( $\delta$ ) dengan rasio  $\delta/\delta_0$  (Hardiyatmo, 2011).

Dengan menggunakan rumus Hardiyatmo

$$\Delta k = \frac{\delta_0(f_s A_s + f_b A_b)}{\delta^2 s^2} = \frac{0,15(15 \times 2,3 + 135 \times 0,407)}{3,83 \times 10^{-4} \times 2^2} = 8.757,67 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 8.757,67 = 10.040,63 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* = 10.040,63 kPa/m

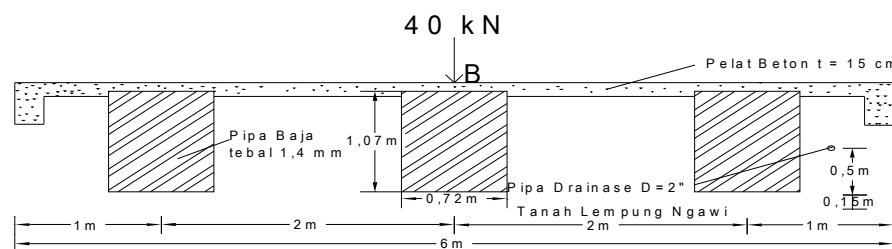
Faktor koreksi  $k = 1$

Jumlah beban (Q) titik = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 3 m beban di tengah

Besar beban  $Q = 20 \text{ kN}$

2. Beban 40 kN



Untuk  $\delta = 0,617 \text{ mm} = 6,17 \times 10^{-4} \text{ m}$ , maka  $\delta/\delta_0 = 5,5$  atau  $\delta_0/\delta = 0,18$  didapat pada grafik Hardiyatmo pada Gambar 2.4 Hubungan antara defleksi pelat ( $\delta$ ) dengan rasio  $\delta/\delta_0$  (Hardiyatmo, 2011).

Dengan menggunakan rumus Hardiyatmo

$$\Delta k = \frac{\delta_0(f_s A_s + f_b A_b)}{\delta^2 S^2} = \frac{0,18 (15 \times 2,3 + 135 \times 0,407)}{6,17 \times 10^{-4} \times 2^2} = 6.523.54 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 6.523.54 = 7.806,5 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* vertikal = 7.806,5 kPa/m

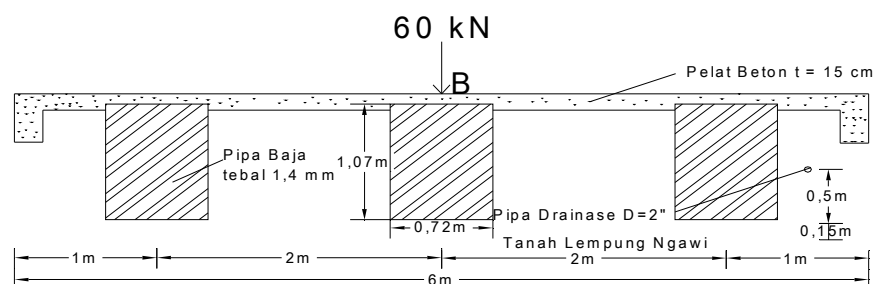
Faktor koreksi  $k = 1$

Jumlah beban (Q) titik = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 3 m beban di tengah

Besar beban  $Q = 40 \text{ kN}$

### 3. Beban 60 kN



Untuk  $\delta = 0,841 \text{ mm} = 8,41 \times 10^{-4} \text{ m}$ , maka  $\delta/\delta_0 = 4,6$  atau  $\delta_0/\delta = 0,22$  didapat pada grafik Hardiyatmo pada Gambar 2.4 Hubungan antara defleksi pelat ( $\delta$ ) dengan rasio  $\delta/\delta_0$  (Hardiyatmo, 2011)

Dengan menggunakan rumus Hardiyatmo

$$\Delta k = \frac{\delta_o(f_s A_s + f_b A_b)}{\delta^2 s^2} = \frac{0,22 (15 \times 2,3 + 135 \times 0,407)}{8,41 \times 10^{-4} \times 2^2} = 5.849,55 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 5.849,55 = 7.132,51 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* = 7.132,51 kPa/m

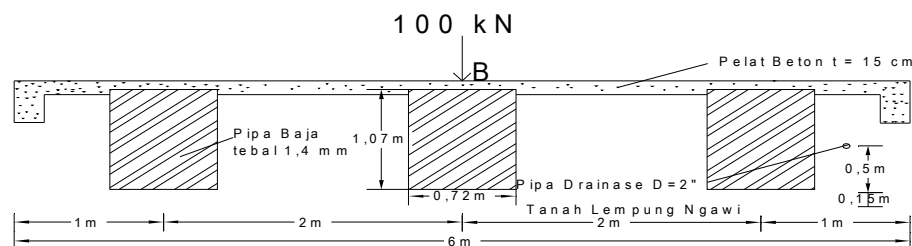
Faktor koreksi k = 1

Jumlah beban (Q) titik = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 3 m beban di tengah

Besar beban Q = 60 kN

#### 4. Beban 100 kN



Untuk  $\delta = 1,445 \text{ mm} = 1,445 \times 10^{-3} \text{ m}$ , maka  $\delta/\delta_o = 3,7$  atau  $\delta_o/\delta = 0,27$  didapat pada grafik Hardiyatmo pada Gambar 2.4 Hubungan antara defleksi pelat ( $\delta$ ) dengan rasio  $\delta/\delta_o$  (Hardiyatmo, 2011)

Dengan menggunakan rumus Hardiyatmo

$$\Delta k = \frac{\delta_o(f_s A_s + f_b A_b)}{\delta^2 s^2} = \frac{0,27(15 \times 2,3 + 135 \times 0,407)}{1,445 \times 10^{-3} \times 2^2} = 4.178,23 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

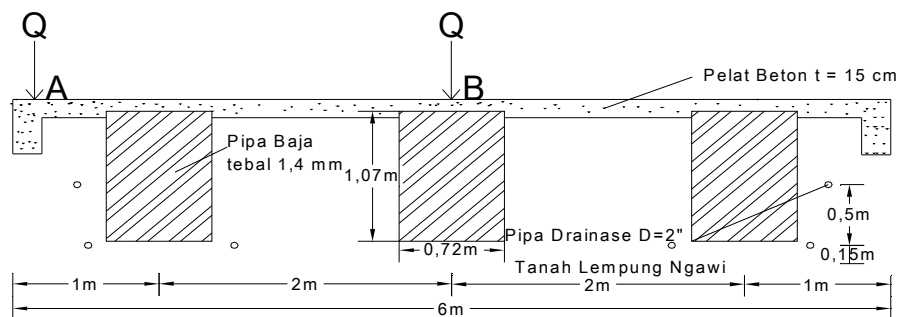
$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 4.178,23 = 5.461,19 \text{ kPa/m}$$

**Parameter untuk input BoEF:**

Panjang pelat fondasi = 6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m  
 Tebal pelat fondasi = 0,15 m  
 Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa  
 Modulus reaksi *subgrade* = 5.461,19 kPa/m  
 Faktor koreksi  $k = 1$   
 Jumlah beban (Q) titik = 1  
 Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 3 m beban di tengah  
 Besar beban  $Q = 100$  kN

**Menggunakan lendutan izin maksimum ( $\delta_a = 0,005$ m atau 5mm), dengan memperhitungkan tahanan ujung cakar ( $Q_b$ )**



Untuk  $\delta = 5$  mm = 0,005 m, maka  $\delta/\delta_o = 3,5$  atau  $\delta_o/\delta = 0,28$  didapat pada grafik Hardiyatmo pada Gambar 2.4 Hubungan antara defleksi pelat ( $\delta$ ) dengan rasio  $\delta/\delta_o$  (Hardiyatmo, 2011).

Dengan menggunakan rumus Hardiyatmo

$$\Delta k = \frac{\delta_o(f_s A_s + f_b A_b)}{\delta^2 s^2} = \frac{0,28(15 \times 2,3 + 135 \times 0,407)}{0,005 \times 2^2} = 1.252,23 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 1.252,23 = 2.535,19 \text{ kPa/m} \longrightarrow \text{tanpa koperan}$$

Apabila terdapat koperan maka nilai  $k'$  di kalikan dengan faktor koreksi 1,5

$$k' = 1,5 \times k' = 1,5 \times 2.535,19 = 3.802,785 \text{ kPa/m} \longrightarrow \text{dengan koperan}$$

**Parameter untuk input BoEF:**

Panjang pelat fondasi = 6 m; Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m; Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* = untuk beban tepi 3.802,785 kPa/m  
untuk beban tengah 2.535,19 kPa/m

Faktor koreksi  $k = 1$ ; Jumlah beban (Q) titik = 1

Jarak-jarak titik beban (dari tepi kiri pelat) = 0,15 m beban tepi  
3 m beban tengah

Besar beban Q = 20,40,60,100 kN

## B.2 Metode Hardiyatmo Modifikasi

### 1. Modulus reaksi *subgrade* ekuivalen ( $k'$ )

Menghitung modulus reaksi *subgrade* ekuivalen ( $k'$ ) metode ini ditinjau sistem CAM satu baris cakar dengan persamaan berikut :

$$k' = k + \Delta k$$

- a. Dalam perancangan pelat terpaku karena diameter tiang yang digunakan untuk mendukung pelat beton relatif kecil, maka dianggap tahanan ujung ultimit  $Q_b = 0$ , persamaan berikut

$$\Delta k = \frac{0,4Q_s}{\delta_a A_{ps}}$$

Dengan,  $Q_s = f_s \times A_s$

Maka,

$$\Delta k = \frac{0,4A_s}{\delta_a A_{ps}} f_s$$

- b. Tambahan modulus reaksi *subgrade* karena cakar dengan memperhitungkan tahanan ujung cakar ( $Q_b$ ) dari persamaan berikut

$$\Delta k = \frac{0,4(Q_s + Q_b)}{\delta_a A_{ps}}$$

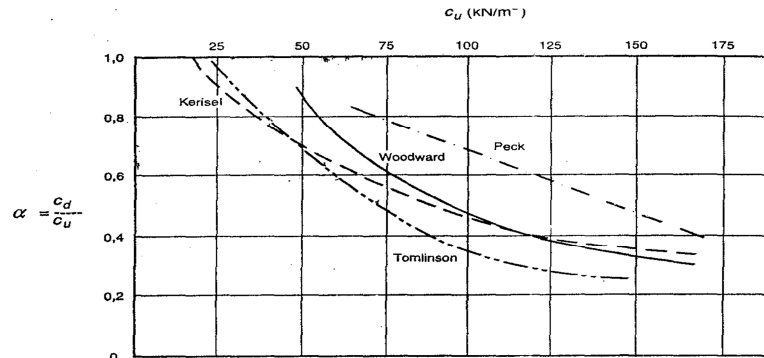
Dengan,  $Q_s = f_s \times A_s$

$$Q_b = f_b \times A_b$$

Maka,

$$\Delta k = \frac{0,4(f_s A_s + f_b A_b)}{\delta_a A_{ps}}$$

Tahanan gesek satuan cakar untuk tanah lunak  $f_s = a_d c \longrightarrow c = 15 \text{ kN/m}^2$ , berdasarkan kurva Tomlinson pada Grafik McClelland (1974), diperoleh faktor adhesi  $a_d = 1$



Faktor adhesi tiang pancang (McClelland, 1974)

Maka  $f_s = 1 \times 15 = 15 \text{ kN/m}^2$

Luas selimut cakar,  $A_s = \pi DL = \pi \times 0,72 \times 1 = 2,26219 \sim 2,3 \text{ m}^2$

Luas pelat yang didukung cakar tunggal,  $A_{ps} = s^2 = 2^2 = 4 \text{ m}^2$

$f_b = c \times N_c$ , Nilai  $N_c$  umumnya diambil 9 (Skempton, 1966)

Maka  $f_b = 15 \times 9 = 135 \text{ kN/m}^2$

$$A_b = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi \times 0,72^2 = 0,407 \text{ m}^2$$

## 2. Koreksi modulus reaksi subgrade

Koreksi modulus reaksi subgrade dari uji pelat beban (Das, 2011)

Diketahui : Diameter pelat beban,  $\phi = 30 \text{ cm}$

$$k_v = k_{v,0,3} = 5.498,4 \text{ kN/m}^3$$

Karena ditinjau pelat satu baris cakar, maka ukuran pelat adalah

- Panjang pelat = lebar pelat perkerasan,  $L = B = 6 \text{ m}$  dan
- Lebar pelat untuk satu cakar  $B_1 = s = 2 \text{ m}$

Koreksi  $k_v$  :

- a. Koreksi terhadap kedalaman : tidak perlu karena tanah kohesif homogen.
- b. Koreksi terhadap ukuran pelat :

$$\text{Das (2011), } k_v = k_{0,3} \left[ \frac{0,3}{B} \right] = 5.498,4 \left[ \frac{0,3}{2} \right] = 824,76 \text{ kPa/m}$$

c. Koreksi terhadap bentuk pelat :

$$\text{Das (2011), } k_v = \frac{k_{B \times B} \left(1 + \frac{0,5 B}{L}\right)}{1,5} = \frac{824,76 \left(1 + \frac{0,5 \times 2}{6}\right)}{1,5} = 641,48 \text{ kPa/m}$$

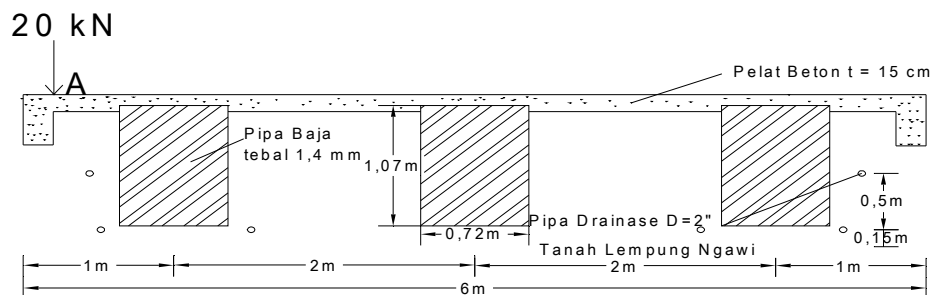
Modulus reaksi *subgrade* untuk pelat perkerasan dengan lebar  $B = 6 \text{ m}$  adalah

$$k = k_v B = 641,48 \times 2 = 1.282,96 \text{ kPa/m}$$

**Menggunakan lendutan pengamatan ( $\delta_a = \delta_s$ ), dengan tidak memperhitungkan tahanan ujung ultimit cakar,  $Q_b = 0$**

a. Beban di tepi

1. Beban 20 kN



$$\delta_a = \delta_s = 0,558 \text{ mm}$$

Diambil lendutan pelat pengamatan  $\delta_a = 0,558 \text{ mm} = 5,58 \times 10^{-4} \text{ m}$

Maka tambahan modulus reaksi *subgrade* karena adanya cakar adalah :

$$\Delta k = \frac{0,4 A_s}{\delta_a A_{ps}} f_s = \Delta k = \frac{0,4 \times 15 \times 2,3}{5,58 \times 10^{-4} \times 4} = 6.182,79 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 6.182,79 = 7.465,75 \text{ kPa/m}$$

Karena adanya koperan di titik beban, nilai  $k'$  di kalikan dengan faktor koreksi 1,5

$$k' = 1,5 k k' = 1,5 \times 7.465,75 = 11.198,625 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa



Modulus reaksi *subgrade* = 11.198,625 kPa/m

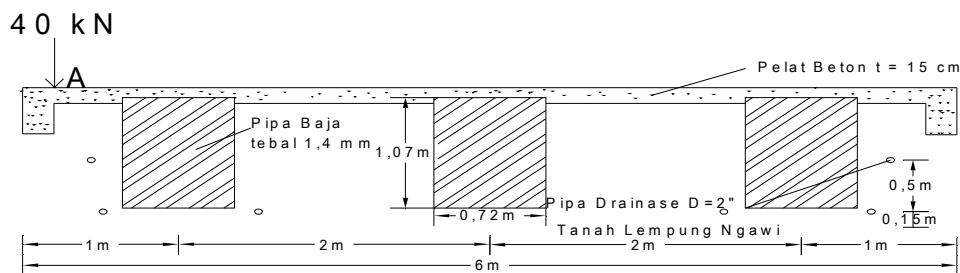
Faktor koreksi  $k = 1$

Jumlah beban titik = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 0,15 m beban tepi

Besar beban  $Q = 20$  kN

## 2. Beban 40 kN



$$\delta_a = 1,195 \text{ mm}$$

Diambil lendutan toleransi pelat,  $\delta_a = 1,195 \text{ mm} = 1,195 \times 10^{-3} \text{ m}$ , maka tambahan modulus reaksi *subgrade* karena adanya cacar adalah

$$\Delta k = \frac{0,4 \times 15 \times 2,3}{1,195 \times 10^{-3} \times 4} = 2.887,03 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cacar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 2.887,03 = 4.169,99 \text{ kPa/m}$$

Karena adanya koperan di titik beban, nilai  $k'$  di kalikan dengan faktor koreksi 1,5

$$k' = 1,5 \times k' = 1,5 \times 4.169,99 = 6.254,985 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* = 6.254,985 kPa/m

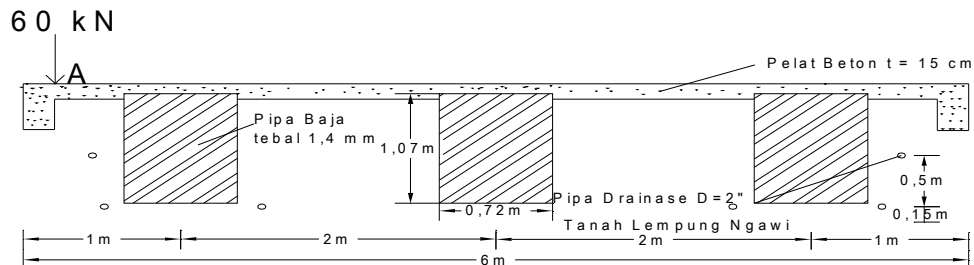
Faktor koreksi  $k = 1$

Jumlah beban = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 0,15 m beban tepi

Besar beban Q = 40 kN

3. beban 60 kN



$$\delta_a = 1,970 \text{ mm}$$

Diambil lendutan toleransi pelat,  $\delta_a = \delta_s = 1,970 \text{ mm} = 1,97 \times 10^{-3} \text{ m}$ , maka tambahan modulus reaksi *subgrade* karena adanya cakar adalah

$$\Delta k = \frac{0,4 \times 15 \times 2,3}{1,97 \times 10^{-3} \times 4} = 1.751,27 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 1.751,27 = 3.034,23 \text{ kPa/m}$$

Karena adanya koperan di titik beban, nilai  $k'$  di kalikan dengan faktor koreksi 1,5

$$k' = 1,5 \times k' = 1,5 \times 3.034,23 = 4.551,345 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m; Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m; Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

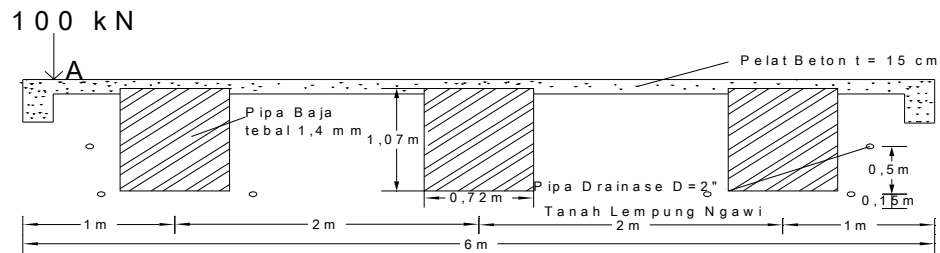
Modulus reaksi *subgrade* = 4.551,345 kPa/m

Faktor koreksi k = 1; Jumlah beban = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 0,15 m beban tepi

Besar beban Q = 60 kN

4. Beban 100 kN



$$\delta_a = 3,774 \text{ mm}$$

Diambil lendutan toleransi pelat,  $\delta_a = 3,774 \text{ mm} = 3,774 \times 10^{-3} \text{ m}$ , maka tambahan modulus reaksi *subgrade* karena adanya cakar adalah

$$\Delta k = \frac{0,4 \times 15 \times 2,3}{3,774 \times 10^{-3} \times 4} = 914,15 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 914,15 = 2.197,11 \text{ kPa/m}$$

Karena adanya koperan di titik beban, nilai  $k'$  di kalikan dengan faktor koreksi 1,5

$$k' = 1,5 \times k' = 1,5 \times 2.197,11 = 3.295,665 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* = 3.295,665 kPa/m

Faktor koreksi  $k = 1$

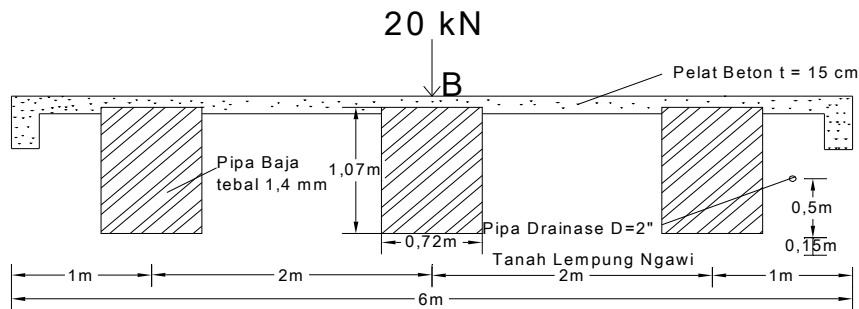
Jumlah beban (Q) titik = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 0,15 m beban tepi

Besar beban Q = 100 kN

## b. Beban Di Tengah Pelat

### 1. Beban 20 kN



$$\delta_a = 0,383 \text{ mm}$$

Diambil lendutan toleransi pelat,  $\delta_a = 0,383 \text{ mm} = 3,83 \times 10^{-4} \text{ m}$ , maka tambahan modulus reaksi *subgrade* karena adanya cakar adalah

$$\Delta k = \frac{0,4 \times 15 \times 2,3}{3,83 \times 10^{-4} \times 4} = 9.007,83 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 9.007,83 = 10.290,79 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* vertikal = 10.290,79 kPa/m

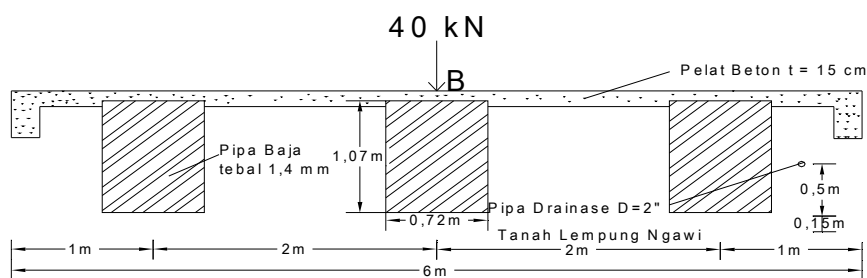
Faktor koreksi k = 1

Jumlah beban (Q) titik = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 3 m beban tengah

Besar beban, Q = 20 kN

2. Beban 40 kN



$$\delta_a = 0,617 \text{ mm}$$

Diambil lendutan toleransi pelat,  $\delta_a = 0,617 \text{ mm} = 6,17 \times 10^{-4} \text{ m}$

Maka tambahan modulus reaksi *subgrade* karena adanya cakar adalah

$$\Delta k = \frac{0,4 \times 15 \times 2,3}{6,17 \times 10^{-4} \times 4} = 5.591,57 \text{ kPa/m}$$

Modulus reaksi *subgrade* untuk pelat perkerasan dengan lebar  $B = 6 \text{ m}$  adalah

$$k = k_v B = 641,48 \times 2 = 1.282,96 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 5.591,57 = 6.874,53 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 5,6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* vertikal = 6.874,53 kPa/m

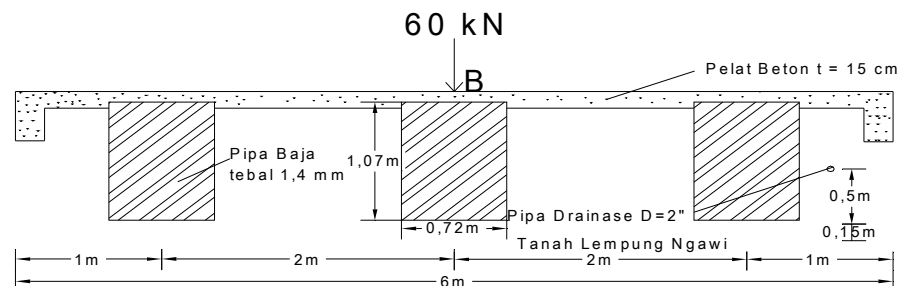
Faktor koreksi  $k = 1$

Jumlah beban (Q) titik = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 3 m beban tengah

Besar beban  $Q = 40 \text{ kN}$

### 3. Beban 60 kN



$$\delta_a = 0,841 \text{ mm}$$

Di ambil lendutan toleransi pelat,  $\delta_a = 0,841 \text{ mm} = 8,41 \times 10^{-4} \text{ m}$ , maka tambahan modulus reaksi *subgrade* karena adanya cakar adalah

$$\Delta k = \frac{0,4 \times 15 \times 2,3}{8,41 \times 10^{-4} \times 4} = 4.102,26 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 4.102,26 = 5.385,22 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* vertikal = 5.385,22 kPa/m

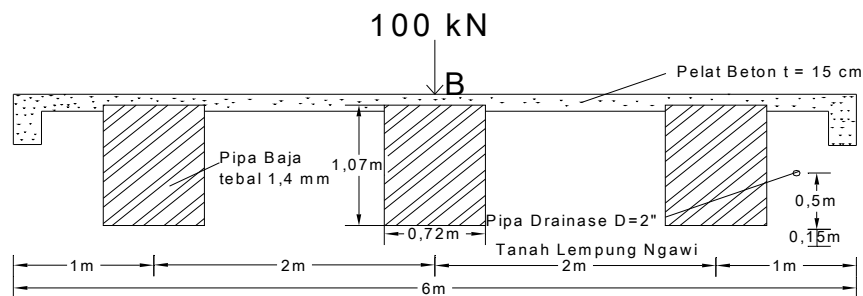
Faktor koreksi k = 1

Jumlah beban (Q) titik = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 3 m beban tengah

Besar beban Q = 60 kN

#### 4. Beban 100 kN



$$\delta_a = 1,445 \text{ mm}$$

Diambil lendutan toleransi pelat,  $\delta_a = 1,445 \text{ mm} = 1,445 \times 10^{-3} \text{ m}$ , maka tambahan modulus reaksi *subgrade* karena adanya cakar adalah

$$\Delta k = \frac{0,4 \times 15 \times 2,3}{1,445 \times 10^{-3} \times 4} = 2.387,54 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 2.387,54 = 3.670,5 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* = 3.670,5 kPa/m

Faktor koreksi  $k = 1$

Jumlah beban (Q) titik = 1

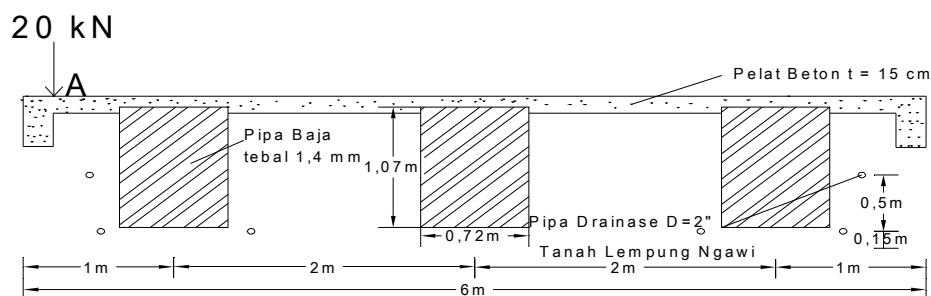
Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 3 m beban tengah

Besar beban  $Q = 100$  kN

**Menggunakan lendutan pengamatan ( $\delta_a = \delta_s$ ), dengan memperhitungkan tahanan ujung cakar ( $Q_b$ )**

a. beban di tepi pelat (titik A)

1. Beban 20 kN



$$\delta_a = \delta_s = 0,558 \text{ mm}$$

Diambil lendutan pelat pengamatan  $\delta_a = 0,558 \text{ mm} = 5,58 \times 10^{-4} \text{ m}$

Maka tambahan modulus reaksi *subgrade* karena adanya cakar adalah

$$\Delta k = \frac{0,4 (15 \times 2,3 + 135 \times 0,407)}{5,58 \times 10^{-4} \times 4} = 16.029,57 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 16.029,57 = 17.312,53 \text{ kPa/m}$$

Karena adanya koperan di titik beban, nilai  $k'$  di kalikan dengan faktor koreksi 1,5

$$k' = 1,5 \times k' = 1,5 \times 17.312,53 = 25.968,795 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* vertikal = 25.968,795 kPa/m

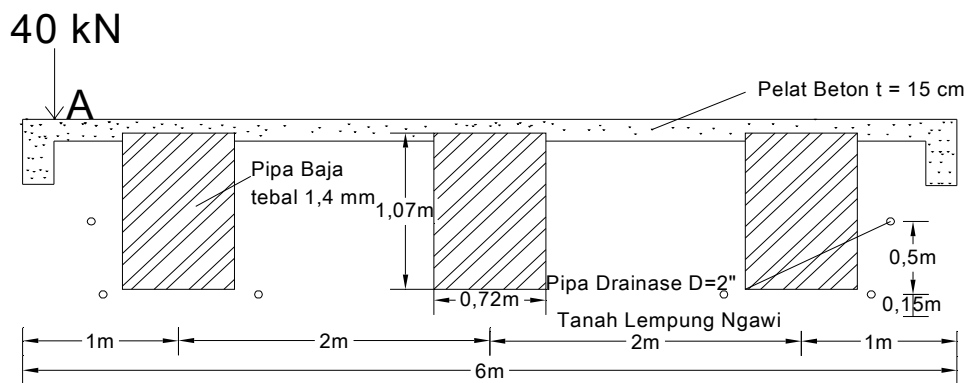
Faktor koreksi  $k = 1$

Jumlah beban titik = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 0,15 m beban tepi

Besar beban  $Q = 20$  kN

2. Beban 40 kN



$$\delta_a = 1,195 \text{ mm}$$

Diambil lendutan pelat pengamatan  $\delta_a = 1,195 \text{ mm} = 1,195 \times 10^{-3} \text{ m}$

Maka tambahan modulus reaksi *subgrade* karena adanya cacar adalah

$$\Delta k = \frac{0,4 (15 \times 2,3 + 135 \times 0,407)}{1,195 \times 10^{-3} \times 4} = 7.484,94 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cacar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 7.484,94 = 8.767,9 \text{ kPa/m}$$

Karena adanya koperan di titik beban, nilai  $k'$  di kalikan dengan faktor koreksi 1,5

$$k' = 1,5 \times k' = 1,5 \times 8.767,9 = 13.151,85 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:



Panjang pelat fondasi = 6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* vertikal = 13.151,85 kPa/m

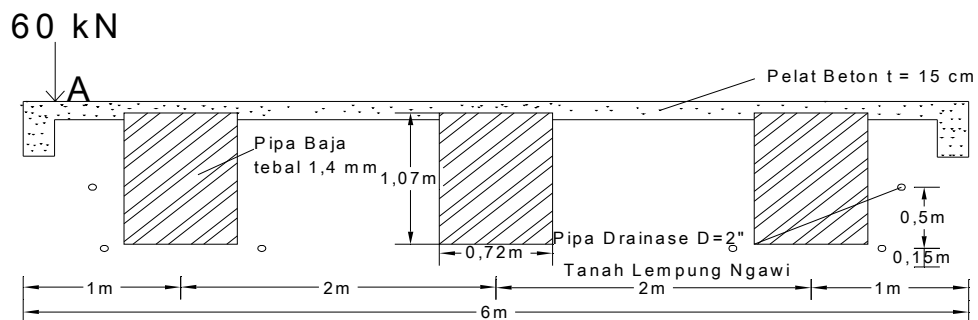
Faktor koreksi  $k = 1$

Jumlah beban = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 0,15 m beban tepi

Besar beban  $Q = 40$  kN

3. beban 60 kN



$$\delta_a = 1,970 \text{ mm}$$

Diambil lendutan pelat pengamatan  $\delta_a = 1,970 \text{ mm} = 1,97 \times 10^{-3} \text{ m}$

Maka tambahan modulus reaksi *subgrade* karena adanya cacar adalah

$$\Delta k = \frac{0,4 (15 \times 2,3 + 135 \times 0,407)}{1,97 \times 10^{-3} \times 4} = 4.540,35 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cacar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 4.540,35 = 5.823,31 \text{ kPa/m}$$

Karena adanya koperan di titik beban, nilai  $k'$  di kalikan dengan faktor koreksi 1,5

$$k' = 1,5 \times k' = 1,5 \times 3.034,23 = 8.734,965 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* = 8.734,965 kPa/m

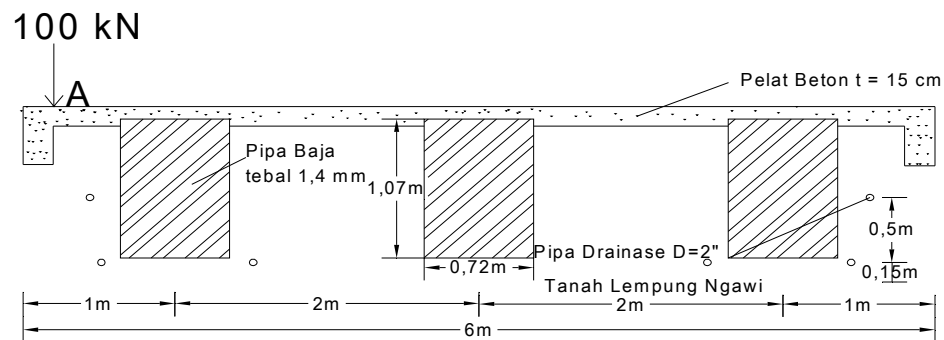
Faktor koreksi  $k = 1$

Jumlah beban = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 0,15 m beban tepi

Besar beban  $Q = 60$  kN

#### 4. Beban 100 kN



$$\delta_a = 3,774 \text{ mm}$$

Diambil lendutan pelat pengamatan  $\delta_a = 3,774 \text{ mm} = 3,774 \times 10^{-3} \text{ m}$

Maka tambahan modulus reaksi *subgrade* karena adanya cakar adalah

$$\Delta k = \frac{0,4 (15 \times 2,3 + 135 \times 0,407)}{3,774 \times 10^{-3} \times 4} = 2.370,03 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 2.370,03 = 3.652,99 \text{ kPa/m}$$

Karena adanya koperan di titik beban, nilai  $k'$  di kalikan dengan faktor koreksi 1,5

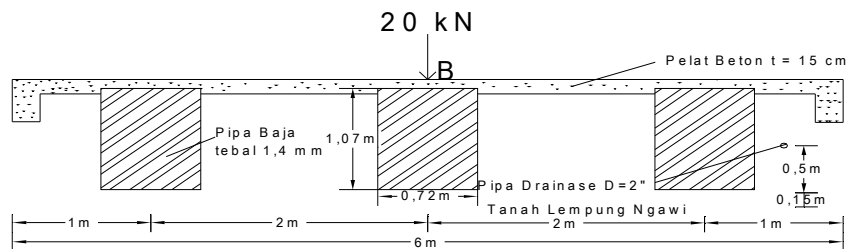
$$k' = 1,5 \times k' = 1,5 \times 3.652,99 = 5.479,485 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m  
 Lebar pelat fondasi = 2 m  
 Tebal pelat fondasi = 0,15 m  
 Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa  
 Modulus reaksi *subgrade* = 5.479,485 kPa/m  
 Faktor koreksi k = 1  
 Jumlah beban (Q) titik = 1  
 Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 0,15 m beban tepi  
 Besar beban Q = 100 kN

**b. Beban Di Tengah Pelat**

1. Beban 20 kN



$$\delta_a = 0,383 \text{ mm}$$

Diambil lendutan pelat pengamatan  $\delta_a = 0,383 \text{ mm} = 3,83 \times 10^{-4} \text{ m}$

Maka tambahan modulus reaksi *subgrade* karena adanya cacar adalah

$$\Delta k = \frac{0,4 (15 \times 2,3 + 135 \times 0,407)}{3,83 \times 10^{-4} \times 4} = 23.353,78 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cacar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 23.353,78 = 24.636,74 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

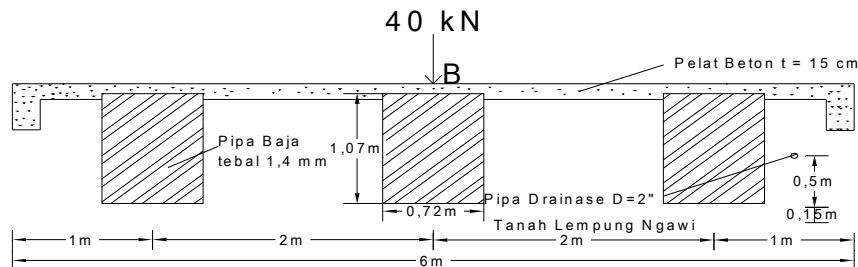
Panjang pelat fondasi = 6 m  
 Lebar pelat fondasi = 2 m  
 Tebal pelat fondasi = 0,15 m  
 Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa  
 Modulus reaksi *subgrade* = 24.636,74 kPa/m  
 Faktor koreksi k = 1

Jumlah beban (Q) titik = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 3 m beban tengah

Besar beban, Q = 20 kN

## 2. Beban 40 kN



$$\delta_a = 0,617 \text{ mm}$$

Diambil lendutan toleransi pelat,  $\delta_a = 0,617 \text{ mm} = 6,17 \times 10^{-4} \text{ m}$

Maka tambahan modulus reaksi *subgrade* karena adanya cakar adalah

$$\Delta k = \frac{0,4 (15 \times 2,3 + 135 \times 0,407)}{6,17 \times 10^{-4} \times 4} = 14.496,76 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 14.496,76 = 15.779,72 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 5,6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* = 15.779,72 kPa/m

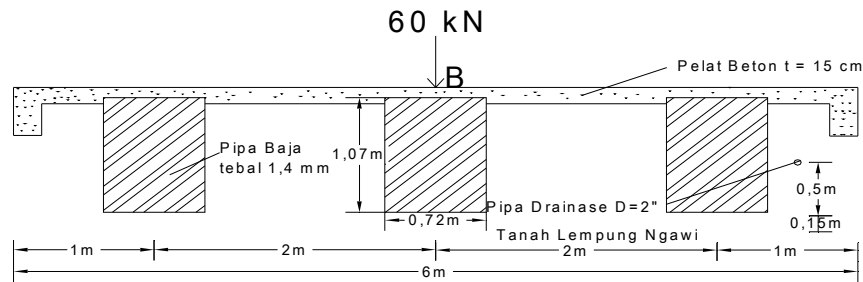
Faktor koreksi k = 1

Jumlah beban (Q) titik = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 3 m beban tengah

Besar beban Q = 40 kN

## 3. Beban 60 kN



$$\delta_a = 0,841 \text{ mm}$$

Di ambil lendutan toleransi pelat,  $\delta_a = 0,841 \text{ mm} = 8,41 \times 10^{-4} \text{ m}$

Maka tambahan modulus reaksi *subgrade* karena adanya cakar adalah

$$\Delta k = \frac{0,4 (15 \times 2,3 + 135 \times 0,407)}{8,41 \times 10^{-4} \times 4} = 10.635,55 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 10.635,55 = 11.918,51 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* = 11.918,51 kPa/m

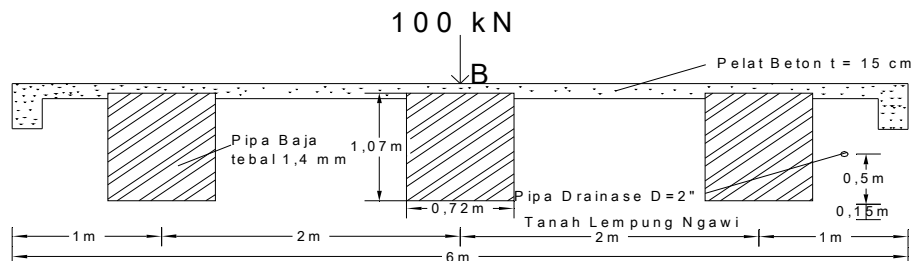
Faktor koreksi k = 1

Jumlah beban (Q) titik = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 3 m beban tengah

Besar beban Q = 60 kN

#### 4. Beban 100 kN



$$\delta_a = 1,445 \text{ mm}$$

Diambil lendutan toleransi pelat,  $\delta_a = 1,445 \text{ mm} = 1,445 \times 10^{-3} \text{ m}$

Maka tambahan modulus reaksi *subgrade* karena adanya cakar adalah :

$$\Delta k = \frac{0,4 (15 \times 2,3 + 135 \times 0,407)}{1,445 \times 10^{-3} \times 4} = 6.189,96 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 6.189,96 = 7.472,92 \text{ kPa/m}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m;                      Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m;                      Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

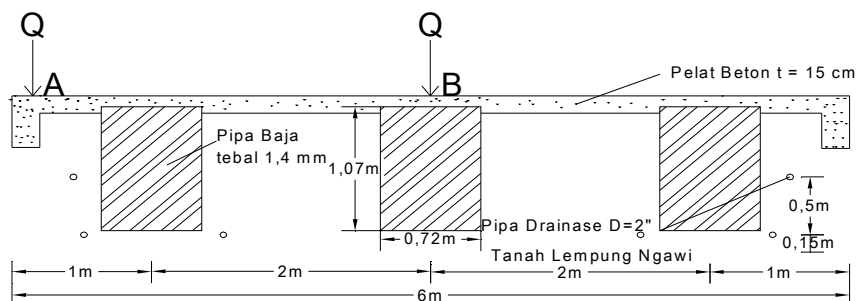
Modulus reaksi *subgrade* = 7.472,92 kPa/m

Faktor koreksi k = 1                      Jumlah beban (Q) titik = 1

Jarak titik beban (dari kiri pelat) = 3 m beban tengah

Besar beban Q = 100 kN

**Menggunakan lendutan izin maksimum ( $\delta_a = 0,005 \text{ m}$  atau 5mm), dengan memperhitungkan tahanan ujung cakar ( $Q_b$ )**



Diambil lendutan toleransi pelat,  $\delta_a = 5 \text{ mm} = 0,005 \text{ m}$

Maka tambahan modulus reaksi *subgrade* karena adanya cakar adalah

$$\Delta k = \frac{0,4 (15 \times 2,3 + 135 \times 0,407)}{0,005 \times 4} = 1.788,9 \text{ kPa/m}$$

Maka modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk analisis pelat cakar adalah :

$$k' = k + \Delta k = 1.282,96 + 1.788,9 = 3.071,86 \text{ kPa/m} \longrightarrow \text{tanpa koperan}$$

Apabila terdapat koperan maka nilai  $k'$  di kalikan dengan faktor koreksi 1,5

$$k' = 1,5 \times k' = 1,5 \times 3.071,86 = 4.607,79 \text{ kPa/m} \longrightarrow \text{dengan koperan}$$

Parameter untuk input BoEF:

Panjang pelat fondasi = 6 m

Lebar pelat fondasi = 2 m

Tebal pelat fondasi = 0,15 m

Modulus elastisitas fondasi = 26.654 MPa

Modulus reaksi *subgrade* = untuk beban tepi 4.607,79 kPa/m

Untuk beban tengah 3.071,86 kPa/m

Faktor koreksi  $k = 1$

Jumlah beban (Q) titik = 1

Jarak-jarak titik beban (dari tepi kiri pelat) = 0,15 m beban tepi

3 m beban tengah

Besar beban (Q) = 20,40,60,100 kN

### B.3 Rekapitulasi Hasil Hitungan

Tabel B3-1. Perbandingan Hubungan  $Q-\delta$  untuk nilai  $\delta_a = \delta_s$  akibat beban di tepi

Beban (kN)	Pengamatan (mm)	Hardiyatmo modifikasi (mm)		Hardiyatmo (mm)	
		$(Q_b=0)$	$(Q_b \neq 0)$	$(Q_b=0)$	$(Q_b \neq 0)$
0	0	0	0	0	0
20	-0,558	-1,4275	-0,696	-2,393	-1,2785
40	-1,195	-4,109	-2,2155	-5,2695	-3,055
60	-1,97	-7,623	-4,4665	-8,7805	-5,446
100	-3,774	-15,818	-10,4765	-17,457	-12,2855

Tabel B3-2. Perbandingan Hubungan  $Q-\delta$  menggunakan nilai  $\delta_a = \delta_s$  akibat beban di tengah

Beban (kN)	Pengamatan (mm)	Hardiyatmo modifikasi (mm)		Hardiyatmo (mm)	
		$(Q_b=0)$	$(Q_b \neq 0)$	$(Q_b=0)$	$(Q_b \neq 0)$
0	0	0	0	0	0
20	-0,383	-0,744	-0,344	-1,504	-0,76
40	-0,617	-1,606	-0,79	-2,657	-1,441
60	-0,841	-2,631	-1,354	-3,723	-2,082
100	-1,445	-5,367	-3,017	-6,492	-3,895

Tabel B3-3. Perbandingan Hubungan  $Q-\delta$  menggunakan nilai  $\delta_a = 5$  mm akibat beban di tepi

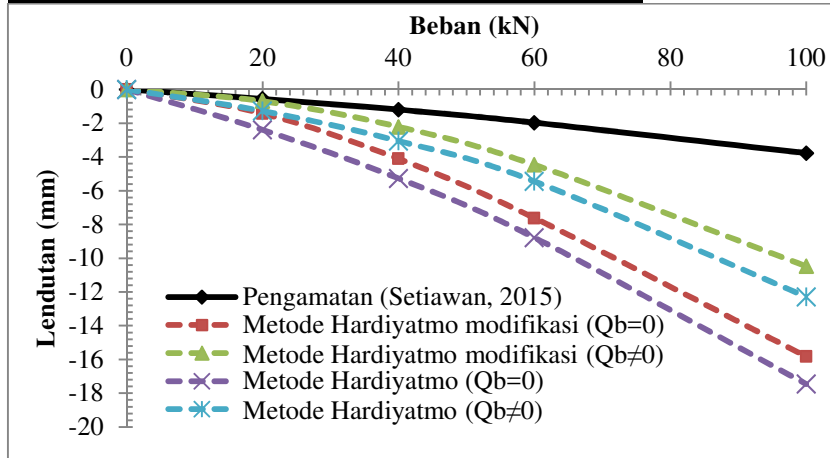
Beban (kN)	Pengamatan (mm)	Hardiyatmo modifikasi (mm)		Hardiyatmo (mm)	
		$(Q_b=0)$	$(Q_b \neq 0)$	$(Q_b=0)$	$(Q_b \neq 0)$
0	0	0	0	0	0
20	-0,558	-4,4255	-3,036	-4,865	-3,5745
40	-1,195	-7,634	-5,291	-8,3705	-6,2025
60	-1,97	-10,843	-7,546	-11,8765	-8,83
100	-3,774	-17,261	-12,0565	-18,604	-14,0855

Tabel B3-4. Perbandingan Hubungan  $Q-\delta$  menggunakan nilai  $\delta_a = 5$  mm akibat beban di tengah

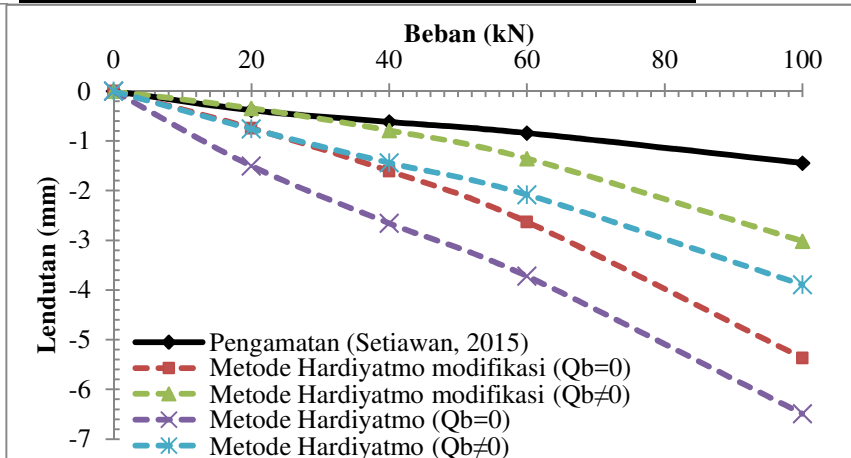
Beban (kN)	Pengamatan (mm)	Hardiyatmo modifikasi (mm)		Hardiyatmo (mm)	
		$(Q_b=0)$	$(Q_b \neq 0)$	$(Q_b=0)$	$(Q_b \neq 0)$
0	0	0	0	0	0
20	-0,383	-3,224	-2,176	-3,56	-2,58
40	-0,617	-4,624	-3,179	-5,081	-3,739
60	-0,841	-6,023	-4,183	-6,602	-4,899
100	-1,445	-8,822	-6,19	-9,644	-7,218



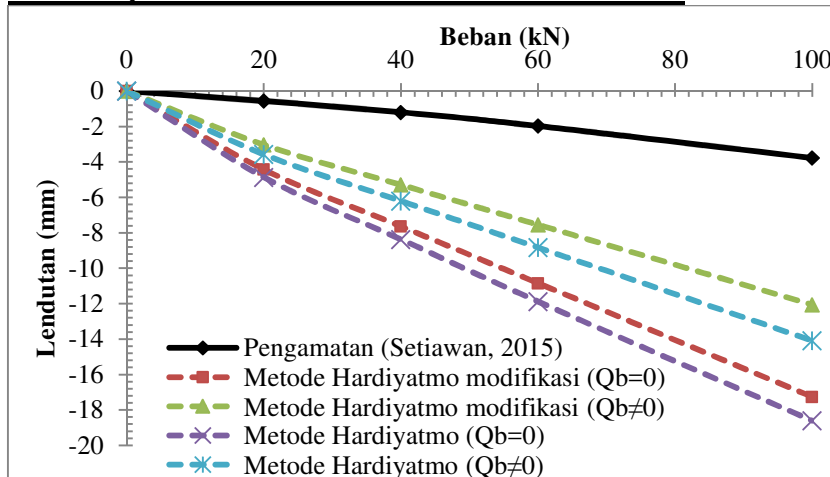
**Beban tepi berdasarkan lendutan pengamatan**



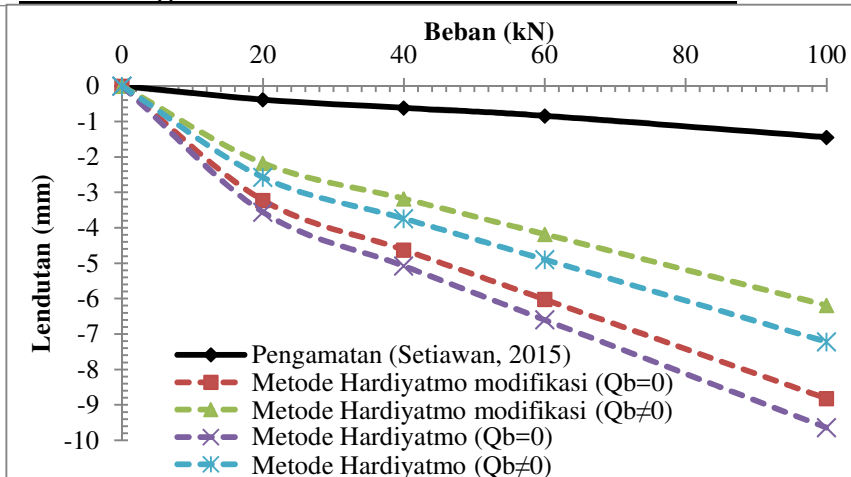
**Beban tengah berdasarkan lendutan pengamatan**



**Beban tepi berdasarkan lendutan izin maksimum**



**Beban tengah berdasarkan lendutan izin maksimum**



Tabel B3-5. Lendutan sepanjang pelat metode Hardiyatmo Modifikasi menggunakan nilai  $\delta_a = \delta_s$  dengan  $Q_b \neq 0$  akibat beban di tepi

Jarak (m)	Beban 20 kN	Beban 40 kN	Beban 60 kN	Beban 100 kN
0	-0,775	-2,449	-4,907	-11,43
0,15	-0,696	-2,2155	-4,4665	-10,4765
1,5	-0,182	-0,577	-1,248	-3,261
2,5	-0,102	-0,177	-0,293	-0,705
3,5	-0,116	-0,153	-0,134	-0,005
4,5	-0,134	-0,22	-0,243	-0,092
5,7	-0,143	-0,292	-0,423	-0,484
6	-0,144	-0,308	-0,467	-0,589

Tabel B-36. Lendutan sepanjang pelat metode Hardiyatmo Modifikasi menggunakan nilai  $\delta_a = \delta_s$  dengan  $Q_b \neq 0$  akibat beban di tengah

Jarak (m)	Beban 20 kN	Beban 40 kN	Beban 60 kN	Beban 100 kN
0	-0,103	-0,086	-0,027	0,135
0,3	-0,119	-0,146	-0,154	-0,206
1,5	-0,201	-0,422	-0,709	-1,627
2,5	-0,314	-0,721	-1,24	-2,79
3	-0,344	-0,79	-1,354	-3,017
3,5	-0,314	-0,721	-1,24	-2,79
4,5	-0,201	-0,422	-0,709	-1,627
5,7	-0,119	-0,146	-0,154	-0,206
6	-0,103	-0,086	-0,027	0,135

Tabel B3-7. Lendutan sepanjang pelat metode Hardiyatmo menggunakan nilai  $\delta_a = \delta_s$  dengan  $Q_b \neq 0$  akibat beban di tepi

Jarak (m)	Beban 20 kN	Beban 40 kN	Beban 60 kN	Beban 100 kN
0	-1,397	-3,345	-5,951	-13,348
0,15	-1,2785	-3,055	-5,446	-12,2855
1,5	-0,442	-0,942	-1,689	-4,136
2,5	-0,234	-0,321	-0,461	-1,059
3,5	-0,22	-0,221	-0,186	-0,086
4,5	-0,254	-0,294	-0,278	-0,067
5,7	-0,292	-0,417	-0,495	-0,447
6	-0,3	-0,44	-0,551	-0,552

Tabel B3-8. Lendutan sepanjang pelat metode Hardiyatmo menggunakan nilai  $\delta_a = \delta_s$  dengan  $Q_b \neq 0$  akibat beban di tengah

Jarak (m)	Beban 20 kN	Beban 40 kN	Beban 60 kN	Beban 100 kN
0	-0,254	-0,219	-0,127	0,012
0,3	-0,305	-0,35	-0,341	-0,436
1,5	-0,524	-0,898	-1,227	-2,258
2,5	-0,72	-1,352	-1,944	-3,64
3	-0,76	-1,441	-2,082	-3,895
3,5	-0,72	-1,352	-1,944	-3,64
4,5	-0,524	-0,898	-1,227	-2,258
5,7	-0,305	-0,35	-0,341	-0,436
6	-0,254	-0,219	-0,127	0,012

Tabel B3-9. Lendutan sepanjang pelat metode Hardiyatmo modifikasi menggunakan nilai  $\delta_a = 5\text{mm}$  dengan  $Q_b \neq 0$  akibat beban di tepi

Jarak (m)	Beban 20 kN	Beban 40 kN	Beban 60 kN	Beban 100 kN
0	-3,246	-5,711	-8,176	-13,106
0,15	-3,036	-5,291	-7,546	-12,0565
1,5	-1,43	-2,078	-2,726	-4,022
2,5	-0,827	-0,873	-0,919	-1,011
3,5	-0,64	-0,498	-0,357	-0,074
4,5	-0,639	-0,497	-0,355	-0,07
5,7	-0,716	-0,65	-0,585	-0,454
6	-0,737	-0,693	-0,649	-0,56

Tabel B3-10. Lendutan sepanjang pelat metode Hardiyatmo modifikasi menggunakan nilai  $\delta_a = 5\text{mm}$  dengan  $Q_b \neq 0$  akibat beban di tengah

Jarak (m)	Beban 20 kN	Beban 40 kN	Beban 60 kN	Beban 100 kN
0	-1,082	-0,993	-0,903	-0,724
0,3	-1,216	-1,26	-1,305	-1,393
1,5	-1,747	-2,323	-2,898	-4,049
2,5	-2,113	-3,055	-3,996	-5,879
3	-2,176	-3,179	-4,183	-6,19
3,5	-2,113	-3,055	-3,996	-5,879
4,5	-1,747	-2,323	-2,898	-4,049
5,7	-1,216	-1,26	-1,305	-1,393
6	-1,082	-0,993	-0,903	-0,724

Tabel B3-11. Lendutan sepanjang pelat metode Hardiyatmo menggunakan nilai  $\delta_a=5\text{mm}$  dengan  $Q_b \neq 0$  akibat beban di tepi

Jarak (m)	Beban 20 kN	Beban 40 kN	Beban 60 kN	Beban 100 kN
0	-3,808	-6,668	-9,529	-15,251
0,15	-3,5745	-6,2025	-8,83	-14,0855
1,5	-1,767	-2,588	-3,408	-5,049
2,5	-1,05	-1,153	-1,256	-1,462
3,5	-0,797	-0,648	-0,499	-0,201
4,5	-0,766	-0,585	-0,404	-0,043
5,7	-0,83	-0,714	-0,597	-0,364
6	-0,849	-0,752	-0,655	-0,46

Tabel B3-12 Lendutan sepanjang pelat metode Hardiyatmo menggunakan nilai  $\delta_a=5\text{mm}$  dengan  $Q_b \neq 0$  akibat beban di tengah

Jarak (m)	Beban 20 kN	Beban 40 kN	Beban 60 kN	Beban 100 kN
0	-1,379	-1,337	-1,296	-1,213
0,3	-1,528	-1,635	-1,743	-1,959
1,5	-2,117	-2,814	-3,51	-4,904
2,5	-2,513	-3,607	-4,7	-6,887
3	-2,58	-3,739	-4,899	-7,218
3,5	-2,513	-3,607	-4,7	-6,887
4,5	-2,117	-2,814	-3,51	-4,904
5,7	-1,528	-1,635	-1,743	-1,959
6	-1,379	-1,337	-1,296	-1,213

Tabel B3-13. Lendutan sepanjang pelat metode Hardiyatmo modifikasi menggunakan nilai  $\delta_a=\delta_s$  dengan  $Q_b=0$  akibat beban di tepi

Jarak (m)	Beban 20 kN	Beban 40 kN	Beban 60 kN	Beban 100 kN
0	-1,555	-4,463	-8,257	-17,078
0,15	-1,4275	-4,109	-7,623	-15,818
1,5	-0,516	-1,453	-2,766	-5,964
2,5	-0,274	-0,554	-0,938	-1,893
3,5	-0,249	-0,335	-0,364	-0,34
4,5	-0,285	-0,388	-0,358	-0,21
5,7	-0,33	-0,539	-0,586	-0,247
6	-0,341	-0,579	-0,65	-0,323

Tabel B3-14. Lendutan sepanjang pelat metode Hardiyatmo modifikasi menggunakan nilai  $\delta_a = \delta_s$  dengan  $Q_b = 0$  akibat beban di tengah

Jarak (m)	Beban 20 kN	Beban 40 kN	Beban 60 kN	Beban 100 kN
0	-0,247	-0,269	-0,266	-0,398
0,3	-0,297	-0,416	-0,537	-0,996
1,5	-0,51	-1,025	-1,642	-3,386
2,5	-0,704	-1,512	-2,477	-5,073
3	-0,744	-1,606	-2,631	-5,367
3,5	-0,704	-1,512	-2,477	-5,073
4,5	-0,51	-1,025	-1,642	-3,386
5,7	-0,297	-0,416	-0,537	-0,996
6	-0,247	-0,269	-0,266	-0,398

Tabel B3-15. Lendutan sepanjang pelat metode Hardiyatmo menggunakan nilai  $\delta_a = \delta_s$  dengan  $Q_b = 0$  akibat beban di tepi

Jarak (m)	Beban 20 kN	Beban 40 kN	Beban 60 kN	Beban 100 kN
0	-2,573	-5,688	-9,477	-18,803
0,15	-2,393	-5,2695	-8,7805	-17,457
1,5	-1,044	-2,066	-3,381	-6,856
2,5	-0,583	-0,867	-1,242	-2,334
3,5	-0,468	-0,495	-0,493	-0,496
4,5	-0,493	-0,495	-0,402	-0,1
5,7	-0,569	-0,649	-0,597	-0,105
6	-0,589	-0,691	-0,655	-0,153

Tabel B3-16. Lendutan sepanjang pelat metode Hardiyatmo menggunakan nilai  $\delta_a = \delta_s$  dengan  $Q_b = 0$  akibat beban di tengah

Jarak (m)	Beban 20 kN	Beban 40 kN	Beban 60 kN	Beban 100 kN
0	-0,64	-0,707	-0,681	-0,859
0,3	-0,741	-0,941	-1,048	-1,551
1,5	-1,149	-1,877	-2,515	-4,297
2,5	-1,45	-2,541	-3,544	-6,174
3	-1,504	-2,657	-3,723	-6,492
3,5	-1,45	-2,541	-3,544	-6,174
4,5	-1,149	-1,877	-2,515	-4,297
5,7	-0,741	-0,941	-1,048	-1,551
6	-0,64	-0,707	-0,681	-0,859

Tabel B3-17. Lendutan sepanjang pelat metode Hardiyatmo modifikasi menggunakan nilai  $\delta_a=5\text{mm}$  dengan  $Q_b=0$  akibat beban di tepi

Jarak (m)	Beban 20 kN	Beban 40 kN	Beban 60 kN	Beban 100 kN
0	-4,692	-8,169	-11,645	-18,597
0,15	-4,4255	-7,634	-10,843	-17,261
1,5	-2,323	-3,429	-4,536	-6,748
2,5	-1,429	-1,642	-1,854	-2,279
3,5	-1,068	-0,92	-0,772	-0,476
4,5	-0,974	-0,731	-0,489	-0,003
5,7	-0,998	-0,779	-0,56	-0,123
6	-1,008	-0,8	-0,592	-0,175

Tabel B3-18. Lendutan sepanjang pelat metode Hardiyatmo modifikasi menggunakan nilai  $\delta_a=5\text{mm}$  dengan  $Q_b=0$  akibat beban di tengah

Jarak (m)	Beban 20 kN	Beban 40 kN	Beban 60 kN	Beban 100 kN
0	-1,885	-1,945	-2,005	-2,125
0,3	-2,054	-2,283	-2,512	-2,97
1,5	-2,717	-3,61	-4,502	-6,287
2,5	-3,153	-4,481	-5,81	-8,466
3	-3,224	-4,624	-6,023	-8,822
3,5	-3,153	-4,481	-5,81	-8,466
4,5	-2,717	-3,61	-4,502	-6,287
5,7	-2,054	-2,283	-2,512	-2,97
6	-1,885	-1,945	-2,005	-2,125

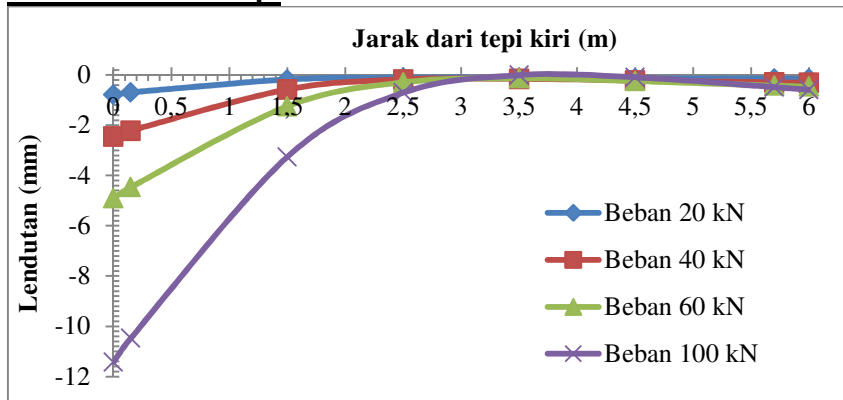
Tabel B3-19. Lendutan sepanjang pelat metode Hardiyatmo menggunakan nilai  $\delta_a=5\text{mm}$  dengan  $Q_b=0$  akibat beban di tepi

Jarak (m)	Beban 20 kN	Beban 40 kN	Beban 60 kN	Beban 100 kN
0	-5,149	-8,938	-12,727	-20,306
0,15	-4,865	-8,3705	-11,8765	-18,604
1,5	-2,618	-3,877	-5,137	-7,655
2,5	-1,636	-1,912	-2,189	-2,742
3,5	-1,217	-1,075	-0,933	-0,649
4,5	-1,084	-0,809	-0,535	0,015
5,7	-1,079	-0,798	-0,518	0,042
6	-1,083	-0,806	-0,53	0,023

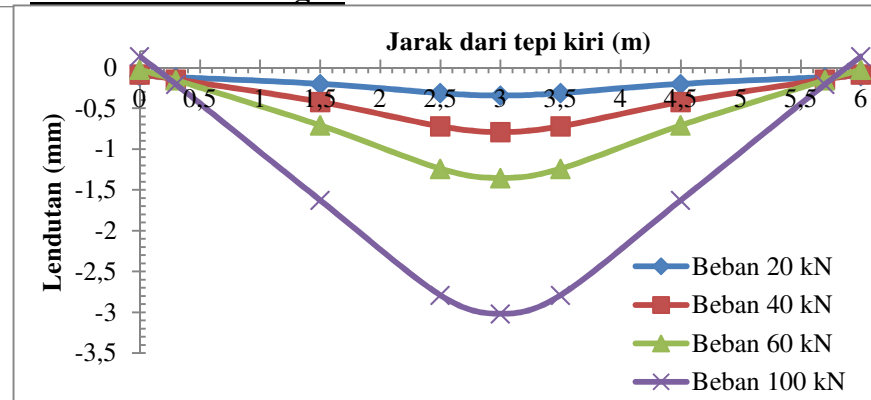
Tabel B3-20. Lendutan sepanjang pelat metode Hardiyatmo menggunakan nilai  $\delta_a=5\text{mm}$  dengan  $Q_b=0$  akibat beban di tengah

Jarak (m)	Beban 20 kN	Beban 40 kN	Beban 60 kN	Beban 100 kN
0	-2,161	-2,283	-2,405	-2,65
0,3	-2,338	-2,638	-2,938	-3,537
1,5	-3,034	-4,029	-5,024	-7,014
2,5	-3,486	-4,934	-6,382	-9,278
3	-3,56	-5,081	-6,602	-9,644
3,5	-3,486	-4,934	-6,382	-9,278
4,5	-3,034	-4,029	-5,024	-7,014
5,7	-2,338	-2,638	-2,938	-3,537
6	-2,161	-2,283	-2,405	-2,65

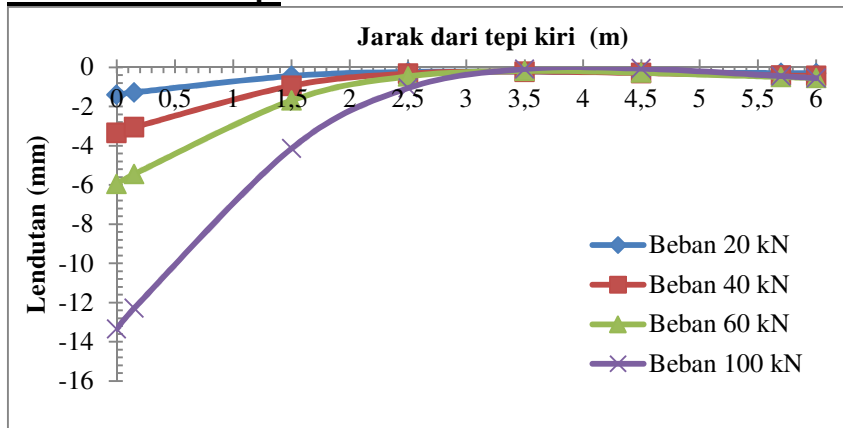
**Metode Hardiyatmo modifikasi ( $\delta_a = \delta_s$ ) dengan  $Q_b \neq 0$   
akibat beban di tepi**



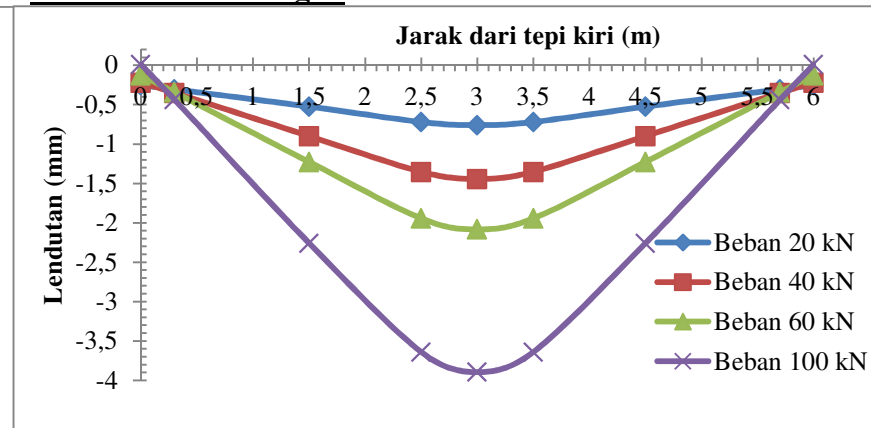
**akibat beban di tengah**



**Metode Hardiyatmo ( $\delta_a = \delta_s$ ) dengan  $Q_b \neq 0$   
akibat beban di tepi**



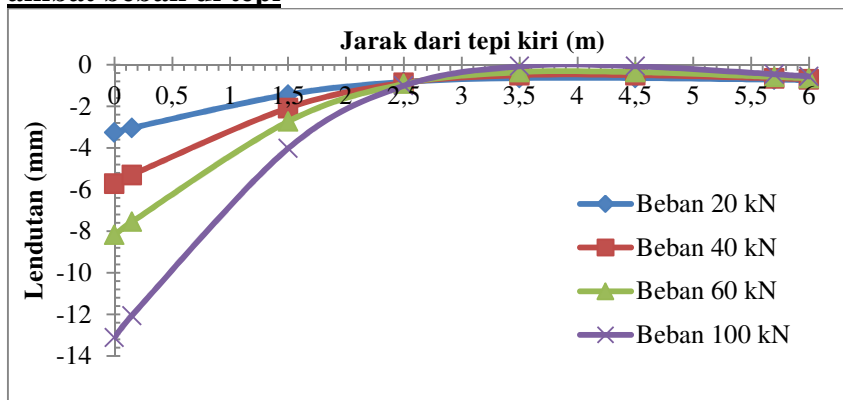
**akibat beban di tengah**



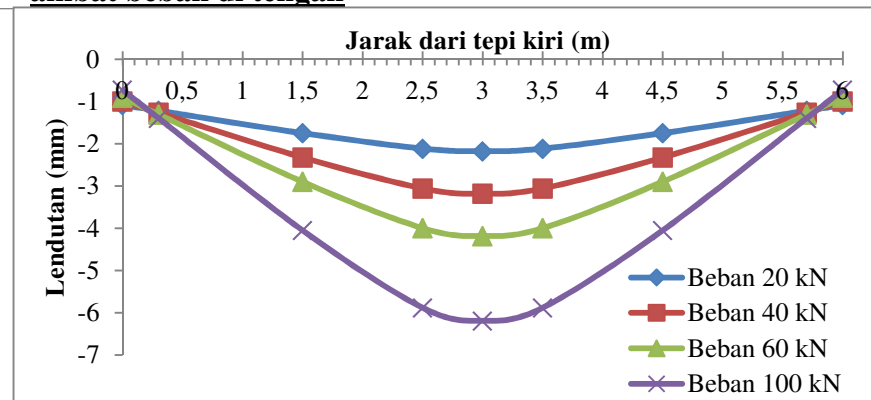
**Metode Hardiyatmo modifikasi ( $\delta_a = 5\text{mm}$ ) dengan  $Q_b \neq 0$**



**akibat beban di tepi**

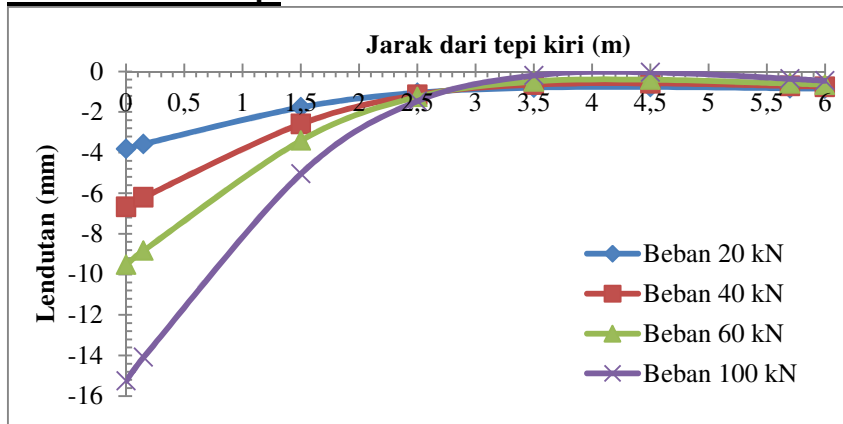


**akibat beban di tengah**

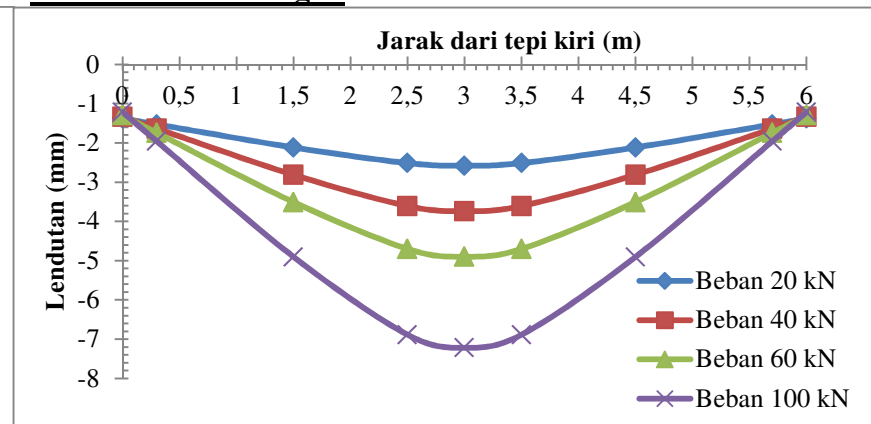


**Metode Hardiyatmo ( $\delta_a=5\text{mm}$ ) dengan  $O_b \neq 0$**

**akibat beban di tepi**

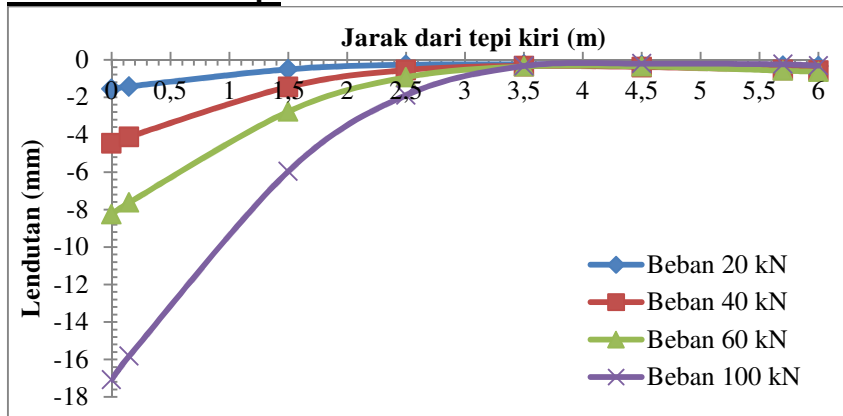


**akibat beban di tengah**

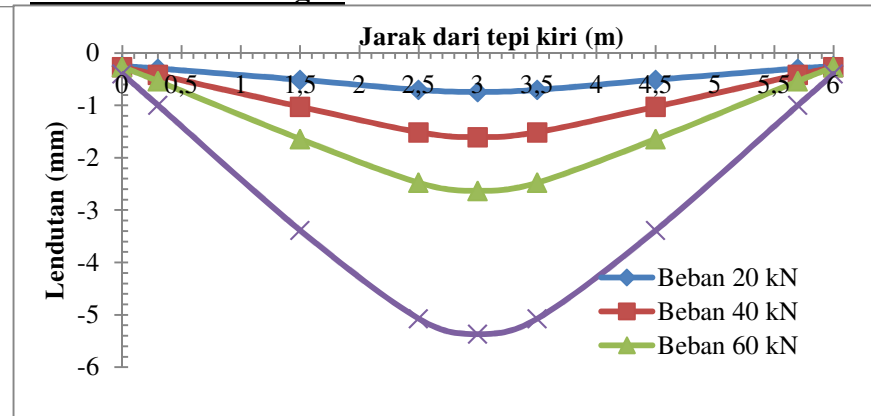


**Metode Hardiyatmo modifikasi ( $\delta_a=\delta_s$ ) dengan  $O_b=0$**

**akibat beban di tepi**

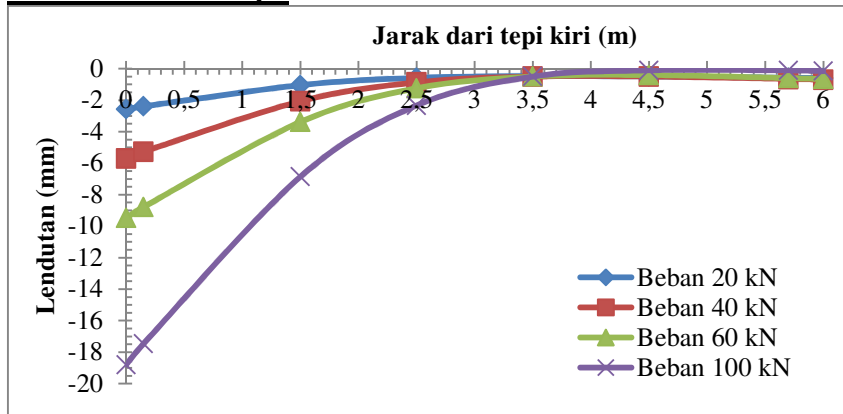


**akibat beban di tengah**

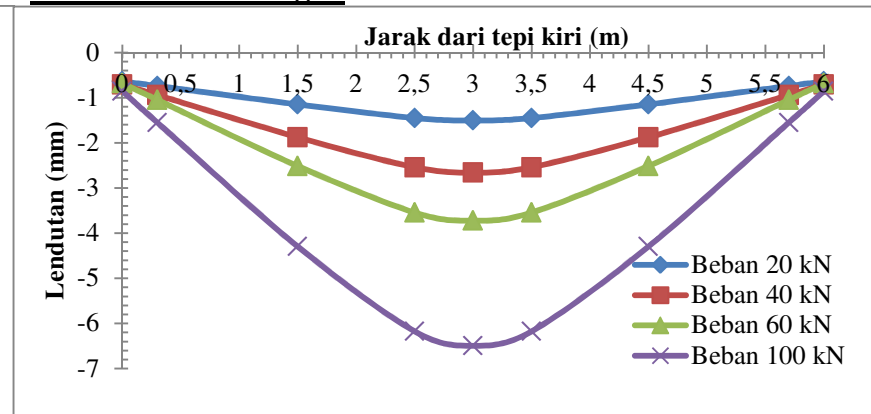


**Metode Hardiyatmo ( $\delta_a = \delta_s$ ) dengan  $Q_b = 0$**

**akibat beban di tepi**

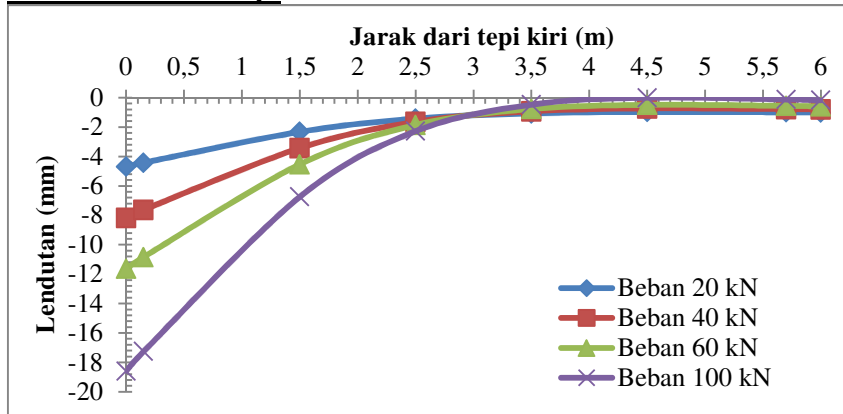


**akibat beban di tengah**

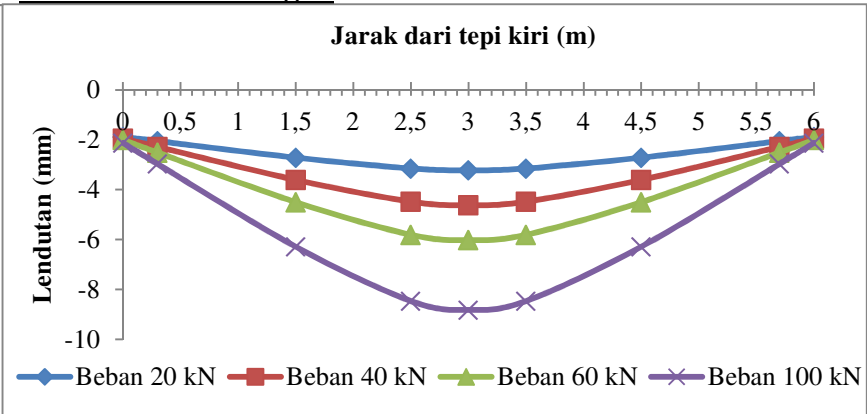


**Metode Hardiyatmo modifikasi ( $\delta_a=5\text{mm}$ ) dengan  $O_b=0$**

**akibat beban di tepi**



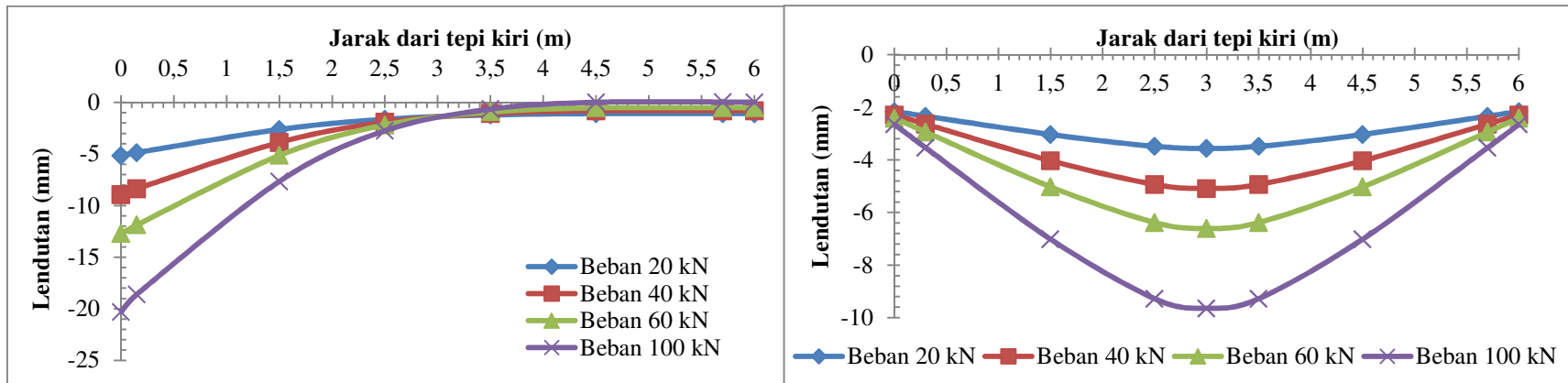
**akibat beban di tengah**



**Metode Hardiyatmo ( $\delta_a=5\text{mm}$ ) dengan  $O_b=0$**

**akibat beban di tepi**

**akibat beban di tengah**



## **LAMPIRAN C. KONTRAK PENELITIAN**



# Universitas Islam Riau

## LEMBAGA PENELITIAN

Jl. Kaharuddin Nasution No. 113 P. Marpoyan Telp. (0761) 72126 Pes. 112  
Fax. (0761) 674834 Pekanbaru, Riau 28284, Indonesia

### KONTRAK PENELITIAN TAHUN ANGGARAN 2017 NOMOR: 339 /KONTRAK/LP-UIR/9-2017

Pada hari ini Kamis tanggal 28 bulan September tahun Dua Ribu Tujuh Belas, kami yang bertandatangan dibawah ini :

1. **Dr. Evizal Abdul Kadir, S.T., M.Eng** : Ketua Lembaga Penelitian, Universitas Islam Riau, dalam hal ini bertindak untuk dan atas nama Universitas Islam Riau, yang berkedudukan di Jl. Kaharuddin Nasution No. 113 P. Marpoyan, Pekanbaru, untuk selanjutnya disebut **PIHAK PERTAMA**;
2. **Ir. Rony Ardiansyah, M.T.** : Dosen Fakultas Teknik Universitas Islam Riau, dalam hal ini bertindak sebagai pengusul dan Ketua Pelaksana Penelitian Tahun Anggaran 2017 untuk selanjutnya disebut **PIHAK KEDUA**.

**PIHAK PERTAMA** dan **PIHAK KEDUA**, secara bersama-sama sepakat mengikatkan diri dalam suatu Kontrak Penelitian Tahun Anggaran 2017 dengan ketentuan dan syarat-syarat sebagai berikut:

#### Pasal 1 Ruang Lingkup Kontrak

**PIHAK PERTAMA** memberi pekerjaan kepada **PIHAK KEDUA** dan **PIHAK KEDUA** menerima pekerjaan tersebut dari **PIHAK PERTAMA**, untuk melaksanakan dan menyelesaikan Penelitian Tahun Anggaran 2017 dengan judul "**Kajian Penerapan Modulus Reaksi Subgrade Ekuivalen pada Sistem Cakar Ayam Modifikasi**".

#### Pasal 2 Dana Penelitian

- (1) Besarnya dana untuk melaksanakan penelitian dengan judul sebagaimana dimaksud pada Pasal 1 adalah sebesar **Rp 12.000.000,- (Dua Belas Juta Rupiah)** sudah termasuk pajak.
- (2) Dana Penelitian sebagaimana dimaksud pada ayat (1) dibebankan pada Anggaran Pendapatan dan Belanja Universitas Islam Riau (APBUIR) tahun 2017.

#### Pasal 3 Tata Cara Pembayaran Dana Penelitian

- (1) **PIHAK PERTAMA** akan membayarkan Dana Penelitian kepada **PIHAK KEDUA** secara bertahap dengan ketentuan sebagai berikut:
  - a. Pembayaran Tahap Pertama sebesar 80% dari total dana penelitian yaitu 80% x **Rp. 12.000.000,- = Rp. 9.600.000,- (Sembilan Juta Enam Ratus Ribu Rupiah)** yang akan dibayarkan oleh **PIHAK PERTAMA** kepada **PIHAK KEDUA** setelah **PARA PIHAK** membuat dan melengkapi usulan pelaksanaan penelitian yang memuat judul penelitian, halaman pengesahan, ringkasan, pendekatan dan metode penelitian yang digunakan, data yang akan diperoleh, anggaran yang akan digunakan, dan tujuan penelitian berupa luaran yang akan dicapai (sesuai pedoman sistematika dan muatan proposal penelitian). Selanjutnya **PIHAK KEDUA** mengunggah usulan penelitian yang telah diseminarkan ke web: [riset.lp.uir.ac.id](http://riset.lp.uir.ac.id)
  - b. Pembayaran Tahap Kedua sebesar 20% dari total dana penelitian yaitu 20% x **Rp 12.000.000,- = Rp. 2.400.000,- (Dua Juta Empat Ratus Ribu Rupiah)**, dibayarkan oleh **PIHAK PERTAMA** kepada **PIHAK KEDUA** setelah **PIHAK KEDUA** mengunggah ke web: [riset.lp.uir.ac.id](http://riset.lp.uir.ac.id) Laporan Akhir Pelaksanaan Penelitian dan menyerahkan hard copy sebanyak dua rangkap untuk arsip Lembaga Penelitian Universitas Islam Riau.





- (2) Dana Penelitian sebagaimana dimaksud pada ayat (1) akan disalurkan oleh **PIHAK PERTAMA** kepada **PIHAK KEDUA** ke rekening sebagai berikut:
- |                |                   |
|----------------|-------------------|
| Nama           | : Rony Ardiansyah |
| Nomor Rekening | : 0777053569      |
| Nama Bank      | : Syariah Mandiri |

- (2) **PIHAK PERTAMA** tidak bertanggung jawab atas keterlambatan dan/atau tidak terbayarnya sejumlah dana sebagaimana dimaksud pada ayat (1) yang disebabkan karena kesalahan **PIHAK KEDUA** dalam menyampaikan data peneliti, dan persyaratan lainnya yang tidak sesuai dengan ketentuan.

**Pasal 4**  
**Jangka Waktu**

Jangka waktu pelaksanaan penelitian sebagaimana dimaksud dalam Pasal 1 sampai selesai 100%, adalah terhitung sejak **Tanggal 24 Agustus 2017** dan berakhir pada **Tanggal 24 Februari 2018**

**Pasal 5**  
**Target Luaran**

- (1) **PIHAK KEDUA** berkewajiban untuk mencapai target luaran wajib penelitian berupa artikel dimuat di jurnal Nasional terakreditasi sebanyak satu artikel, selanjutnya **PIHAK KEDUA** mengunggah ke web: [riset.lp.uir.ac.id](http://riset.lp.uir.ac.id).
- (2) **PIHAK KEDUA** diharapkan dapat mencapai target luaran tambahan penelitian berupa jurnal Ilmiah Nasional terakreditasi dan atau prosiding.
- (3) **PIHAK KEDUA** berkewajiban untuk melaporkan perkembangan pencapaian target luaran sebagaimana dimaksud pada ayat (1) kepada **PIHAK PERTAMA**.

**Pasal 6**  
**Hak dan Kewajiban Para Pihak**

- (1) Hak dan Kewajiban **PIHAK PERTAMA**:
  - a. **PIHAK PERTAMA** berhak untuk mendapatkan dari **PIHAK KEDUA** luaran penelitian sebagaimana dimaksud dalam Pasal 7;
  - b. **PIHAK PERTAMA** berkewajiban untuk memberikan dana penelitian kepada **PIHAK KEDUA** dengan jumlah sebagaimana dimaksud dalam Pasal 2 ayat (1) dan dengan tata cara pembayaran sebagaimana dimaksud dalam Pasal 3.
- (2) Hak dan Kewajiban **PIHAK KEDUA**:
  - a. **PIHAK KEDUA** berhak menerima dana penelitian dari **PIHAK PERTAMA** dengan jumlah sebagaimana dimaksud dalam Pasal 2 ayat (1);
  - b. **PIHAK KEDUA** berkewajiban menyerahkan kepada **PIHAK PERTAMA** luaran Penelitian dengan judul "**Kajian Penerapan Modulus Reaksi Subgrade Ekuivalen pada Sistem Cakar Ayam Modifikasi**" **PIHAK KEDUA** berkewajiban untuk bertanggungjawab dalam penggunaan dana penelitian yang diterimanya sesuai dengan proposal kegiatan yang telah disetujui;

**Pasal 7**  
**Laporan Pelaksanaan Penelitian**

- (1) **PIHAK KEDUA** berkewajiban untuk menyampaikan kepada **PIHAK PERTAMA** berupa laporan akhir mengenai luaran penelitian dan rekapitulasi penggunaan anggaran sesuai dengan jumlah dana yang diberikan oleh **PIHAK PERTAMA** yang tersusun secara sistematis sesuai pedoman yang ditentukan oleh **PIHAK PERTAMA**.
- (2) **PIHAK KEDUA** berkewajiban mengunggah Laporan hasil penelitian yang telah dilaksanakan untuk diseminarkan ke web: [riset.lp.uir.ac.id](http://riset.lp.uir.ac.id) paling lambat **23 Januari 2018**.
- (3) **PIHAK KEDUA** berkewajiban mengunggah capaian hasil artikel ilmiah dan atau prosiding pada web: [riset.lp.uir.ac.id](http://riset.lp.uir.ac.id) paling lambat **23 Januari 2018** (bagi penelitian tahun terakhir).



- (5) Laporan hasil Penelitian sebagaimana tersebut pada ayat (4) harus memenuhi ketentuan sebagai berikut:
- Bentuk/ukuran kertas A4;
  - Di bawah bagian cover ditulis:

Dibiayai oleh:  
Lembaga Penelitian  
Universitas Islam Riau  
Sesuai dengan Kontrak Penelitian  
Nomor: 339/KONTRAK/LP-UIR/9-2017

#### **Pasal 8 Monitoring dan Evaluasi**

**PIHAK PERTAMA** dalam rangka pengawasan akan melakukan Monitoring dan Evaluasi internal terhadap kemajuan pelaksanaan Penelitian Tahun Anggaran 2017 ini dilaksanakan pada bulan Desember tahun 2017.

#### **Pasal 9 Sanksi**

- Apabila sampai dengan batas waktu yang telah ditetapkan untuk melaksanakan Penelitian ini telah berakhir, namun **PIHAK KEDUA** belum menyelesaikan tugasnya, terlambat mengirim laporan akhir, maka **PIHAK KEDUA** dikenakan sanksi administratif berupa penghentian pembayaran dan tidak dapat mengajukan proposal penelitian dalam kurun waktu satu tahun berturut-turut.
- Apabila **PIHAK KEDUA** tidak dapat mencapai target luaran sebagaimana dimaksud dalam Pasal 5, maka kekurangan capaian target luaran tersebut akan dicatat sebagai hutang **PIHAK KEDUA** kepada **PIHAK PERTAMA** yang apabila tidak dapat dilunasi oleh **PIHAK KEDUA**, akan berdampak pada kesempatan **PIHAK KEDUA** untuk mendapatkan pendanaan penelitian atau hibah lainnya yang dikelola oleh **PIHAK PERTAMA**.

#### **Pasal 10 Pembatalan Perjanjian**

- Apabila dikemudian hari terhadap judul Penelitian sebagaimana dimaksud dalam Pasal 1 ditemukan adanya duplikasi dengan Penelitian lain dan/atau ditemukan adanya ketidakjujuran, itikad tidak baik, dan/atau perbuatan yang tidak sesuai dengan kaidah ilmiah dari atau dilakukan oleh **PIHAK KEDUA**, maka perjanjian Penelitian ini dinyatakan batal dan **PIHAK KEDUA** wajib mengembalikan dana penelitian yang telah diterima kepada **PIHAK PERTAMA** yang selanjutnya akan disetor ke Kas Universitas Islam Riau.
- Bukti setor sebagaimana dimaksud pada ayat (1) disimpan oleh **PIHAK PERTAMA**.

#### **Pasal 11 Penyelesaian Sengketa**

Apabila terjadi perselisihan antara **PIHAK PERTAMA** dan **PIHAK KEDUA** dalam pelaksanaan perjanjian ini akan dilakukan penyelesaian secara musyawarah dan mufakat, dan apabila tidak tercapai penyelesaian secara musyawarah dan mufakat maka penyelesaian dilakukan melalui proses hukum.

#### **Pasal 12 Lain-lain**

- PIHAK KEDUA** menjamin bahwa penelitian dengan judul tersebut di atas belum pernah dibiayai dan/atau diikutsertakan pada Pendanaan Penelitian lainnya, baik yang diselenggarakan oleh instansi, lembaga, perusahaan atau yayasan, baik di dalam maupun di luar negeri.
- Segala sesuatu yang belum cukup diatur dalam Perjanjian ini dan dipandang perlu diatur lebih lanjut dan dilakukan perubahan oleh **PARA PIHAK**, maka perubahan-perubahannya akan diatur dalam perjanjian tambahan atau perubahan yang merupakan satu kesatuan dan bagian yang tidak terpisahkan dari Perjanjian ini.



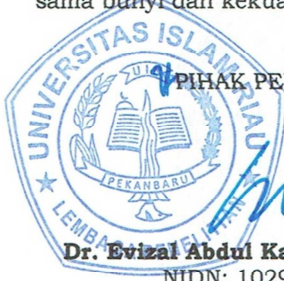


# Universitas Islam Riau

## LEMBAGA PENELITIAN

Jl. Kaharuddin Nasution No. 113 P. Marpoyan Telp. (0761) 72126 Pes. 112  
Fax. (0761) 674834 Pekanbaru, Riau 28284, Indonesia

Demikianlah surat perjanjian ini dibuat pada hari ini, tanggal, bulan dan tahun seperti tersebut diatas dan dibuat dalam rangkap 5 (lima), yang ditembuskan kepada Rektor Universitas Islam Riau, Dekan Fakultas dari Pihak Kedua, Kepala Biro Keuangan UIR yang sama bunyi dan kekuatannya untuk dipergunakan sebagaimana mestinya.



PIHAK PERTAMA

**Dr. Evizal Abdul Kadir, S.T., M.Eng**  
NIDN: 1029027601

PIHAK KEDUA

**Ir. Rony Ardiansyah, M.T.**  
NIDN: 1011016301

**LAMPIRAN D: SURAT PERNYATAAN ORIGINALITAS KETUA  
PENELITI**

**SURAT PERNYATAAN**

Yang bertanda tangan di bawah ini:

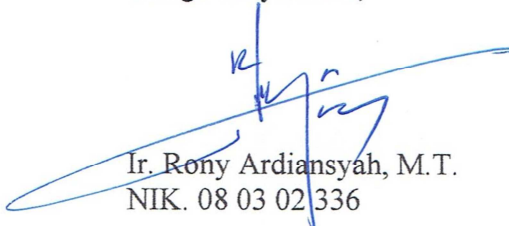
Nama : Ir. Rony Ardiansyah, M.T.  
NIK/NIDN : 08 03 02 336/1011016301  
Jabatan Fungsional : Lektor Kepala  
Alamat : Perumahan Damai Langgeng Blok D-01 03/01 Kel.  
Sidomulyo Barat, Tampan, Pekanbaru.

Dengan ini menyatakan bahwa proposal penelitian saya dengan judul **Kajian Penerapan Modulus Reaksi *Subgrade* Ekuivalen pada Sistem Cakar Ayam Modifikasi** yang dibiayai melalui Skim Penelitian Internal UIR untuk Tahun Anggaran 2017/2018 Nomor Kontrak 339/KONTRAK/LP-UIR/9-2017 bersifat original dan belum pernah dibiaya oleh lembaga/ sumber dana lain.

Bilamana di kemudian hari ditemukan ketidak-sesuaian dengan pernyataan ini, maka saya bersedia dituntut dan diproses dengan ketentuan yang berlaku dan mengembalikan seluruh biaya penelitian yang sudah diterima.

Demikian pernyataan ini dibuat dengan sesungguhnya dan dengan sebenar-benarnya.

Pekanbaru, 30 Mei 2018  
Yang Menyatakan,

  
Ir. Rony Ardiansyah, M.T.  
NIK. 08 03 02 336

**LAMPIRAN E: SURAT KETERANGAN PERSETUJUAN REVISI  
LAPORAN PENELITIAN INTERNAL UIR TAHUN 2018**

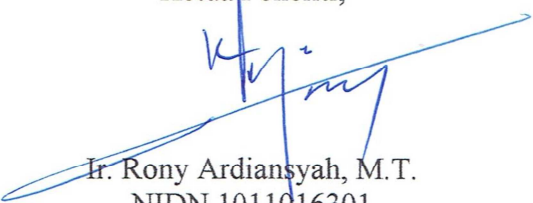
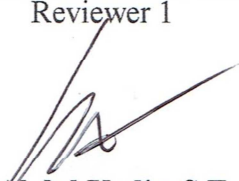

Yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : Ir. Rony Ardiansyah, M.T.  
NIDN : 1011016301  
Fakultas : Teknik  
Judul Riset : **Kajian Penerapan Modulus Reaksi Subgrade Ekuivalen pada Sistem Cakar Ayam Modifikasi**

Dengan ini menyatakan bahwa sudah melakukan perbaikan (laporan hasil) penelitian setelah diseminarkan sesuai dengan hasil *reviewer* pelaksanaan seminar (hasil penelitian) Lembaga Penelitian Dan Pengabdian Masyarakat Universitas Islam Riau pada (9 Mei 2018) di Ruang Sidang Faperta UIR.

Demikianlah keterangan ini dibuat dibuat dengan sebenarnya agar dapat digunakan sebagaimana mestinya.

Pekanbaru, 30 Mei 2018

<p>Ketua Peneliti,</p>  <p>Ir. Rony Ardiansyah, M.T. NIDN. 1011016301</p>	
<p>Mengetahui,</p>	
<p>Reviewer 1</p>  <p><b>Dr. Evizal Abdul Kadir, S.T., M.Eng.</b></p>	<p>Reviewer 2</p>  <p><b>Dr. Elizar, S.T., M.T.</b></p>

## LAMPIRAN F: PERSONALIA PENELITIAN

No	Nama/ NIDN/NPM	Instansi Asal	Bidang Ilmu
1	Ir. Rony Ardiansyah, M.T./ 1011016301	UIR	T. Sipil
2	Dr. Anas Puri, ST., MT./ 1005057003	UIR	T. Sipil
3	Novia Afriliyani/ 123110184	Mahasiswa UIR	T. Sipil

### BIODATA KETUA PENELITI

#### A. Identitas Diri

1.	Nama Lengkap (dengan gelar)	Ir. Rony Ardiansyah, M.T.	Laki-laki
2.	Jabatan Fungsional	Lektor Kepala	
3.	Jabatan Struktural	-	
4.	NIK	08 03 02 336	
5.	NIDN	1011016301	
6.	Tempat dan Tanggal Lahir	Siak Sri Indrapura /11 – 06 - 1963	
7.	Alamat Rumah	Komp. Damai Langgeng Blok D No. 1 Pekanbaru	
8.	Nomor Telepon/Fax	0761-63356	
9.	Nomor HP	08127587531	
10.	Alamat Kantor	Fakultas Teknik Universitas Islam Riau, Jl. Kaharuddin Nasution 113 Pekanbaru	
11.	Nomor Telepon/Fax	+6276164717	
12.	Alamat e-mail	ronyardiansyah@eng.uir.ac.id	
13.	Lulusan yang Telah Dihasilkan	S1 > 65 orang; S2 < 10 orang; S3= 0 orang	
14.	Mata Kuliah yang Diampu	Manajemen Proyek	
		Penyelidikan Geoteknik	
		Sifat dan Bahan Konstruksi Jalan	
		Ekonomi Teknik	
		Analisis struktur I	
		Analisis struktur II	
		Analisis struktur III	
		Analisis struktur IV	
		Analisis struktur V	
		Analisa Kelayakan Proyek	
		Analisis Struktur Lanjut	
		Metode Pelaksanaan Konstruksi	
		Perancangan Bangunan Gedung	

### B. Riwayat Pendidikan

Program:	S1	S2	
Nama PT	Universitas Islam Riau	Universitas Islam Indonesia	
Bidang Ilmu	Teknik Sipil	Teknik Sipil	
Tahun Masuk-Lulus	1984-1990	2003-2005	
Judul Skripsi/ Tesis	Perencanaan struktur gedung lantai 8 di Pekanbaru	Pengaruh pemakaian mutu beton terhadap efisiensi biaya struktur bangunan ruko di Pekanbaru	
Nama Pembimbing/ Promotor	Ir. Bukhari dan Ir. Bambang Purwana	Prof. Dr. Sarwidi dan Ir. Tuty Sumarningsih, MT	

### C. Pengalaman Penelitian dalam 5 Tahun Terakhir

No	Tahun	Judul Penelitian	Pendanaan	
			Sumber	Jml (Juta Rp)
1	2013	Pemeriksaan Bangunan Gedung Sarana Penunjang 2 Lantai Lokasi J. Ronggo Warsito Pekanbaru UPT Balai Diklat Badan Kepegawaian Daerah Propinsi Riau. SK No. 800/I/BKD-Sekre/247	BKD	
2	2014	Recovery dan Review Desain Pondasi Pada Area Pergeseran Penempatan Tiang Pancang Pada Pekerjaan Pengembangan Stadion Tuanku Tambusai Bangkinang	Sendiri	
3	2015	Penelitian menganalisa kekuatan struktur Gudang Siak II yang berlokasi di Jl. Siak II Pekanbaru	Sendiri	
4	2016	Structural Review Desain bangunan 304 pada proyek pekerjaan engineering utilitas bangunan & civil work, sarana & prototype nitrolycerine , milik PT. Dahana (Persero)	Sendiri	

### D. Pengalaman Pengabdian pada Masyarakat

No	Tahun	Judul Pengabdian pada Masyarakat	Pendanaan	
			Sumber	Jml (Juta Rp)
1	2013	Sebagai Panitia dalam pemilihan RW 07 Damai Langgeng Kelurahan Sidomulyo Barat Kecamatan Tampan Tahun 2013		
2	2013	Sebagai Sekretaris RT 03, RW 7 Damai		

		Langgeng Kelurahan Sidomulyo Barat		
3	2013	Perencanaan Gerbang dan Pagar Mesjid Asy Syuhada Damai langgeng		
4	2013	Perencanaan Pondasi Mesjid Nurul Yaqin, Jl. Dharma Bakti		
5	2015	Perencanaan Pondasi Sumuran Mesjid Alhamdulillah Jalan Bambu Kuning Kelurahan Rejosari Kecamatan Tenayan Raya Kodya Pekanbaru		
6	2015	Perencanaan struktur pada pekerjaan Pembangunan Masjid Raudhatus Shalihin, Jl. Bukit Barisan Nomor 18 Kelurahan Tangkerang Timur Kecamatan Tenayan Raya		
7	2016	Pembangunan Masjid Ar Rahman, Jl. Rowobening, Tampan-Pekanbaru		
8	2016	Perencanaan pada Kegiatan Pembangunan Sarana dan Prasarana Ibadah yang Berpartisipasi dalam Pekerjaan Penambahan Teras dan Menara Mesjid Al Sidomulyo Barat, Tampan-Pekanbaru		

#### E. Pengalaman Penulisan Artikel Ilmiah Dalam Jurnal dan Prosiding

No	Tahun	Judul Artikel Ilmiah	Vol./ Nomor	Nama Jurnal
1	2014	Recovery dan Review Desain Pondasi Pada Area Pergeseran Penempatan Tiang Pancang Pada Pekerjaan Pengembangan Stadion Tuanku Tambusai Bangkinang	Jurnal UIR Edisi Oktober 2014 Vol. 2	Jurnal Saintis Fakultas Teknik UIR
2	2015	Analisis Teknik daya dukung Pondasi Bore Pile pembangunan Gedung Kantor PT. PLN (Persero) P3B Sumatera-Pekanbaru		Jurnal Saintis Fakultas Teknik UIR
3	2017	Artikel Ilmiah-Penerapan Modulus Reaksi Subgrade Ekuivalen Metode Puri, dkk (2012) dalam Perhitungan Lendutan Pelat Pada Perkerasan Sistem Cakar Ayam Modifikasi	ISBN: 978-602-61059-0-5	Prosiding KNTSP
4	2017	Perhitungan Lendutan Perkerasan jalan Sistem Cakar Ayam Modifikasi dengan Variasi Faktor Aman pada Tambahan Modulus Reaksi Subgrade	ISBN: 978-602-61059-0-5	Prosiding KNTSP

**F. Pengalaman Penyampaian Makalah Secara Oral pada Pertemuan/  
Seminar**

No	Nama Pertemuan Ilmiah/ Seminar	Judul Artikel Ilmiah	Waktu dan Tempat

**G. Pengalaman Penulisan Buku**

No	Tahun	Judul Buku	Jumlah Halaman	Penerbit
1	2013	Menulis Bahan ajar ber ISBN "Ekonomi Teknik dan Analisa Kelayakan Proyek". ISBN. 978-979-792-367-9	100	UR Press
2	2013	Menulis Bahan ajar ber ISBN "Mekanika Teknik Statika dan Mekanika Bahan". ISBN. 978-979-792-399-0	115	UR Press
3	2013	Menulis buku ber ISBN "Keamanan Konstruksi". ISBN. 978-979-792-354-9	125	UR Press
4	2013	Menulis buku ber ISBN "Catatan Seorang Insinyur". ISBN. 978-602-17526-0-9	121	UR Press
5	2014	Menulis Bahan ajar ber ISBN "Analisis Struktur III Clapeyron dan the three moment equation". ISBN. 978-979-792-441-5	80	UR Press
6	2014	Menulis buku ber ISBN "Amazing Ayat-ayat Semesta". ISBN. 978-797-792-440-9	200	UR Press
7	2017	Menulis Bahan ajar ber ISBN "Ekonomi Teknik dan Analisa Kelayakan Proyek". (Cetakan kedua) ISBN. 978-979-792-367-9	100	UR Press
8	2017	Menulis Bahan ajar ber ISBN "Analisis Struktur III Clapeyron dan the three moment equation". (Cetakan kedua) ISBN. 978-979-792-441-5	80	UR Press

**H. Pengalaman Perolehan HAKI**

No	Judul/ Tema HAKI	Tahun	Jenis	Nomor P/ ID

**I. Pengalaman Merumuskan Kebijakan Publik/ Rekayasa Sosial Lainnya**

No	Judul/ Tema/ Jenis Rekayasa Sosial Lainnya yang Telah Diterapkan	Tahun	Tempat Penerapan	Respon Masyarakat

**J. Penghargaan yang Pernah Diraih**

No	Judul Penghargaan	Institusi Pemberi Penghargaan	Tahun
1	Golden Relationship Certificate	Harian Pagi Metro Riau	2015

Semua data yang saya isikan dan tercantum dalam biodata ini adalah benar dan dapat dipertanggung jawabkan secara hukum. Apabila di kemudian hari ternyata dijumpai ketidak sesuaian dengan kenyataan, saya sanggup menerima resikonya.

Demikian biodata ini saya buat dengan sebenarnya untuk memenuhi salah satu persyaratan dalam Laporan Penelitian Hibah UIR.

Pekanbaru, 30 Mei 2018



**Ir. Rony Ardiansyah, M.T.**



## BIODATA ANGGOTA PENELITI I

### A. Identitas Diri

1.	Nama Lengkap (dengan gelar)	Dr. Anas Puri, S.T., M.T.	Laki-laki
2.	Jabatan Fungsional	Lektor Kepala	
3.	Jabatan Struktural	Kaprodi S2 Teknik Sipil	
4.	NIK	090602239	
5.	NIDN	1005057003	
6.	Tempat dan Tanggal Lahir	Pekanbaru, 5 Mei 1970	
7.	Alamat Rumah	Perum Yepupa Utama Permai Blok A7, Jl. As-Salam Utama, Kel. Air Dingin, Pekanbaru	
8.	Nomor Telepon/Fax	+6281365675895	
9.	Nomor HP	+6281365675895	
10.	Alamat Kantor	Fakultas Teknik Universitas Islam Riau, Jl. Kaharuddin Nasution 113 Pekanbaru	
11.	Nomor Telepon/Fax	+6276164717	
12.	Alamat e-mail	anaspuri@eng.uir.ac.id	
13.	Lulusan yang Telah Dihasilkan	S1 > 65 orang; S2 > 10 orang; S3= 0 orang	
14.	Mata Kuliah yang Diampu	Mekanika Tanah	
		Rekayasa Pondasi	
		Perbaikan Tanah	
		Konstruksi di Atas Tanah Lunak	
		Perancangan Jalan pada Tanah Lunak	
		Metode Penelitian Teknik	

### B. Riwayat Pendidikan

Program:	S1	S2	S3
Nama PT	Universitas Islam Riau	Universitas Gadjah Mada	Universitas Gadjah Mada
Bidang Ilmu	Teknik Sipil	Teknik Sipil	Teknik Sipil
Tahun Masuk-Lulus	1990-1996	2000-2003	2009-2015
Judul Skripsi/Tesis	Evaluasi Perencanaan Fondasi Bored-pile Konstruksi Pylon Jembatan Cabled-stayed Batam-Tonton	Interaksi Antara Pasir dan Geotekstil Menggunakan Uji Tekan Triaksial Konvensional	Perilaku Perkerasan Sistem Pelat Terpakai pada Lempun Lunak
Nama Pembimbing/ Promotor	Ir. Halimah Sitompul, M.Sc., dan Ir. Sugeng Wiyono	Dr. Ir. Hary Christady Hardiyatmo, M.Eng., DEA. dan Prof. Ir. Bambang Suhendro, M.Sc., Ph.D.	Prof. Dr. Ir. Hary Christady Hardiyatmo, M.Eng., DEA. dan Prof. Ir. Bambang Suhendro, M.Sc., Ph.D., Dr.Ir. Ahmad Rifa'i, M.T.

**C. Pengalaman Penelitian dalam 5 Tahun Terakhir**

No	Tahun	Judul Penelitian	Pendanaan	
			Sumber	Jml (Juta Rp)
1	2013	Uji Skala Penuh Pelat Terpaku pada Lempung Lunak	Hibah Doktor Dikti	44,5
2	2015	Validasi Metode Perencanaan Perkerasan Sistem Pelat Terpaku Pada Lempung Lunak Menggunakan Metode Elemen Hingga: Tinjauan Satu Baris Tiang	Hibah Bersaing	51,5
3	2016	Validasi Metode Perencanaan Perkerasan Sistem Pelat Terpaku Pada Lempung Lunak Menggunakan Metode Elemen Hingga: Tinjauan Tiga Baris Tiang	Hibah Bersaing	55,5
4	2016	Kajian Pengembangan Infrastruktur Penunjang Pariwisata Riau dalam Rangka Peningkatan Daya Saing Bangsa	BALITB ANG RIAU	20,0

**D. Pengalaman Pengabdian pada Masyarakat**

No	Tahun	Judul Pengabdian pada Masyarakat	Pendanaan	
			Sumber	Jml (Juta Rp)
1	2014	Soil Investigation of As-Salaam Mosque in Perum Yepupa Utama Permai, Simpang Tiga Pekanbaru	Free of charge	0,0
2	2015	Pelatihan Pengenalan Plaxis 2D untuk Analisis Geoteknik	Umum	5,0
3	2015	Redesign of Roof of As-Salaam Mosque in Perum Yepupa Utama Permai, Simpang Tiga Pekanbaru	Free of charge	0,0
4	2016	Pelatihan Pengenalan Plaxis 2D untuk Analisis Geoteknik	LPM UIR & Umum	6,0
5	2016	Short Course on Applied Plaxis 2D for Geotechnical Engineers	PPs UIR	5,25
6	2018	Kursus Singkat Aplikasi Software Plaxis 2D pada Analisis Geoteknik	Umum	12,7

**E. Pengalaman Penulisan Artikel Ilmiah Dalam Jurnal dan Prosiding**

No.	Tahun	Judul Artikel Ilmiah	Vol./ Nomor	Nama Jurnal
1	2018	Effects of Model Scale Due to Displacement Factor for Nailed-slab Pavement System	<i>submitted</i>	Interntl Conf. on Geotechnics

2	2018	Investigasi Numerik Perkerasan Sistem Pelat Terpaku Tiang Tunggal Menggunakan Tiang Pipa Baja pada Tanah Lunak	<i>submitted</i>	Media Komunikasi Teknik Sipil (MKTS)
3	2017	Validation The Curve of Displacement Factor Due To Full Scale of One Pile Row Nailed-Slab Pavement System	<i>submitted</i>	International Journal of Technology
4	2017	Studi Parametrik Perkerasan Jalan Sistem Pelat Terpaku Terhadap Variasi Dimensi Struktur	<i>submitted</i>	Jurnal Teknik Sipil ITB
5	2018	Differentiation of Displacement Factor for Stiff and Soft Clay in Additional Modulus of Subgrade Reaction of Nailed-slab Pavement System	Volume 2. Springer, Singapore	Proc. The 2nd Intrtl. Conference on The Future of ASEAN (icofa)
6	2017	Effect Of Safety Factors On The Calculated Deflection Of 1-Pile Row Full Scale Nailed-Slab Pavement System Resting On Soft Clay Due To Concentric Loadings		The 1st International Conference on Science Engineering and Technology (ICoSET)
7	2017	Calculation The Edge Of Slab Deflection Of Modified <i>Cakar Ayam</i> System By Applying The Displacement Factor From Puri's Graph	<i>accepted</i>	The 14th Intntl. Symp. of Quality in Research (QiR)
8	2017	Effects Of Vertical Wall Barrier On The Rigid Pavement Deflection Of Full Scale 1-Pile Row Nailed-Slab System On Soft Sub Grade. DOI: <a href="http://dx.doi.org/10.21660/2017.32.6577">http://dx.doi.org/10.21660/2017.32.6577</a>	Vol. 12, Issue 32, pp. 25-29 ISSN:2186-2990	International Journal of Geotec., Const. Mat. & Env. (GEOMATE)
9	2017	Developing The Curve Of Displacement Factor For Determination The Additional Modulus Of Sub Grade Reaction On Nailed-Slab Pavement System	Vol. 1, pp. 122-131. ISSN 2086-9614.	International Journal of Technology
10	2017	Infrastruktur Jalan Beton Sistem Pelat Terpaku Untuk Pembangunan Jalan Berkelanjutan pada Tanah Dasar Lunak dan Ekspansif	pp. 1-17.	Prosiding Konferensi Nasional Teknik Sipil dan Perencanaan
11	2017	Penerapan Modulus Reaksi <i>Subgrade</i> Ekuivalen Metode Puri, Dkk (2012)	pp. 29-35	

		Dalam Perhitungan Lendutan Pelatpada Perkerasan Sistemcakar Ayam Modifikasi		(KN-TSP)
12	2017	Perhitungan Lendutan Perkerasan Jalan Sistem Cakar Ayam Modifikasi Dengan Variasi Faktor Aman Pada Tambahan Modulus Reaksi <i>Subgrade</i>	pp. 76-84	
13	2017	Pengaruh Indeks Plastisitas Terhadap Kuat Geser Bidang Kontak Tanah Kohesif dan Geotekstil	pp. 87-94	
14	2017	Perilaku Kuat Geser Tanah Terstabilisasi Semen Untuk <i>Subgrade</i> Jalan	pp. 18-28	
15	2017	Perbandingan Gradasi Agregat AC-WC Dari <i>Job Mix Formula</i> Dengan Variasi Jumlah Lintasan Pematatan	pp. 112-119	
16	2017	Pengaruh perendaman terhadap kuat dukung tanah terstabilisasi pasir		
17	2016	Behavior of Uplift Resistance of Single Pile Row Nailed-Slab Pavement System on Soft Clay Sub Grade	pp. 1226-1230	The 3rd Asia Future Conference
18	2016	Differential Settlement of Rigid Pavement of 3-Pile Row Nailed-Slab System on Soft Clay Sub Grade Due to Monotonic And Repetitive Loadings	pp. 377-388 978-602-70570-4-3 © 2016 DOI 10.21063/ICTIS.2016.1059	Proc. Interntl. Conference on Tech., Innovation, and Society (ICTIS)
19	2015	Validasi Metode Analisis Lendutan Perkerasan Sistem Pelat Terpaku pada Model Skala Penuh Dengan Satu Baris Tiang	pp. 453-464, (ISBN 978-602-17221-3-8)	Prosiding PIT XIX dan KOGEI X, HATTI
20	2015	Studi Paramterik Perkerasan Sistem Pelat Terpaku pada Tanah Lunak	pp. 305-313, (ISBN 978-979-792-636-6)	1st Annual Civil Eng. Seminar (ACES)
21	2015	Perilaku Perkerasan Sistem Pelat Terpaku pada Tanah Dasar Lempung Lunak	pp. 7-17, (ISSN 2477-0086)	Konferensi Nasional Pascasarjana Teknik Sipil (KN PTS)
22	2015	Pull out Test of Single Pile Row Nailed-slab System on Soft Clay	pp. 62-67, (ISSN 1411-1284)	Proc. of 14 <sup>th</sup> Intl. Symp. on Quality in Research (QiR)

23	2014	Behavior of Nailed-slab System on Soft Clay Due to Repetitive Loadings by Conducting Full Scale Test	Vol. 14 No. 06, pp. 24-30.	Intl. Journal of Civil and Environmental Eng. (IJCEE)-IJENS
24	2013	Behavior of Fullscale nailed-slab System with Variation on Load Positions	pp. 26-36.	Proc. 1 <sup>st</sup> Intl. Conf. on Infrstructure Developtmnt (ICID)
25	2013	Penerapan Metode Analisis Lendutan Pelat Terpaku pada Model Skala Penuh dan Komparasi dengan Uji Pembebanan	pp. G201-G211	Prosiding Konferensi Nasional T. Sipil ke-7 (KoNTekS7)
26	2013	Deflection Analysis of Nailed-Slab System which Reinforced by Vertical Wall Barrier Under Repetitive Loadings	pp. TS6-9 – TS6-16 (ISBN 978-602-8605-08-3)	Proc. CECAR6 2013
27	2013	Pile Spacing and Length Effects Due to the Additional Modulus of Subgrade Reaction for the Nailed-slab System Resting on Soft Clay	pp. 1302-1310 (ISSN 1411-1284)	Proc. of the 13 <sup>th</sup> Intl. Conf. on QiR (Quality in Reseach)
28	2012	Application of the Additional Modulus of Subgrade Reaction to Predict the Deflection of Nailed-slab System Resting on Soft Clay Due to Repetitive Loadings	pp. 217-222	Proc. of 16 <sup>th</sup> Annual Scientific Meeting, HATTI
29	2012	Determining Additional Modulus of Subgrade Reaction Based on Tolerable Settlement for the Nailed-slab System Resting on Soft Clay	Vol. 12 No. 03, 32-40	IJCEE-IJENS

**F. Pengalaman Penyampaian Makalah Secara Oral pada Pertemuan/ Seminar**

No	Nama Pertemuan Ilmiah/ Seminar	Judul Artikel Ilmiah	Waktu dan Tempat
1	The 1st International Conference on Science Engineering and Technology (ICoSET)	Effect Of Safety Factors On The Calculated Deflection Of 1-Pile Row Full Scale Nailed-Slab Pavement System Resting On Soft Clay Due To Concentric Loadings	8-10 Nov 2017 Pekanbaru

2	The 14th Intl. Symp. of Quality in Research (QiR)	Calculation The Edge Of Slab Deflection Of Modified <i>Cakar Ayam</i> System By Applying The Displacement Factor From Puri's Graph	24-27 July 2017 Nusa Dua, Bali
3	The 2nd International Conference on The Future of ASEAN (icofa)	Differentiation of Displacement Factor for Stiff and Soft Clay in Additional Modulus of Subgrade Reaction of Nailed-slab Pavement System	Perlis
4	International Conference on Geotechnique, Construction Materials & Environment (GEOMATE)	Effects of Vertical Wall Barrier on The Rigid Pavement Deflection of Full Scale 1-Pile Row Nailed-Slab System on Soft Sub Grade	Nov. 14-16th, 2016, Bangkok
5	The 3rd Asia Future Conference	Behavior of Uplift Resistance of Single Pile Row Nailed-slab Pavement System on Soft Clay Sub Grade	Sept. 29th-Oct.3rd. 2016, Kitakyushu
6	Konferensi Nasional Teknik Sipil dan Perencanaan (KN-TSP)	Infrastruktur Jalan Beton Sistem Pelat Terpaku Untuk Pembangunan Jalan Berkelanjutan Pada Tanah Dasar Lunak Dan Ekspansif	9 Februari 2017, Pekanbaru
7	Konferensi Nasional Teknik Sipil dan Perencanaan (KN-TSP)	Pengaruh Indeks Plastisitas Terhadap Kuat Geser Bidang Kontak Tanah Kohesif Dan Geotekstil	9 Februari 2017, Pekanbaru
8	International Conference on Technology, Innovation, and Society (ICTIS)	Differential Settlement of Rigid Pavement of 3-Pile Row Nailed-Slab System on Soft Clay Sub Grade Due to Monotonic And Repetitive Loadings	Padang
9	Konferensi Nasional Pascasarjana Teknik Sipil (KN PTS) ke-6	Perilaku Perkerasan Sistem Pelat Terpaku pada Tanah Dasar Lempung Lunak	12 November 2015 Bandung
10	1st Annual Civil Engineering Seminar (ACES)	Studi Paramterik Perkerasan Sistem Pelat Terpaku pada Tanah Lunak	20 November 2015 Pekanbaru
11	14 <sup>th</sup> Intl. Symp. on Quality in Research (QiR)	Pull out Test of Single Pile Row Nailed-slab System on Soft Clay	Lombok, 11-12 Agustus 2015

12	Seminar Triwulan Teknik Sipil, PPs. Univ. Islam Riau, Edisi #1	Prospek Aplikasi Perkerasan Sistem Pelat Terpaku untuk Jalan pada Tanah Lunak	Oktober 2014 Pekanbaru
13	17 <sup>th</sup> FSTPT Intrntl. Symp.	Behavior of Nailed-slab System on Soft Clay Due to Repetitive Loadings by Conducting Full Scale Test	22-24 August 2014 Jember
14	1 <sup>st</sup> Intl. Conf. on Developmmt Infrsrustructure (ICID)	Behavior of Fullscale nailed-slab System with Variation on Load Positions	1-3 November 2013, Surakarta
15	Konferensi Nasional Teknik Sipil ke-7 (KoNTekS7)	Penerapan Metode Analisis Lendutan Pelat Terpaku pada Model Skala Penuh dan Komparasi dengan Uji Pembebanan	24-26 Oktober 2013, Surakarta
16	The 6 <sup>th</sup> Civil Engineering Conference on Asia Region (CECAR6)	Deflection Analysis of Nailed-Slab System which Reinforced by Vertical Wall Barrier Under Repetitive Loadings	20-22 Agustus 2013, Jakarta
17	The 13 <sup>th</sup> Intl. Conf. on QiR (Quality in Research)	Pile Spacing and Length Effects Due to the Additional Modulus of Subgrade Reaction for the Nailed-slab System Resting on Soft Clay	25-28 Juni 2013, Yogyakarta

#### G. Pengalaman Penulisan Buku

No	Tahun	Judul Buku	Jumlah Halaman	Penerbit
1	2003	Panduan Menyusun Usulan Penelitian dan Tugas Akhir	62	UIR Press

#### H. Pengalaman Perolehan HAKI

No	Judul/ Tema HAKI	Tahun	Jenis	Nomor P/ ID

#### I. Pengalaman Merumuskan Kebijakan Publik/ Rekayasa Sosial Lainnya

No	Judul/ Tema/ Jenis Rekayasa Sosial Lainnya yang Telah Diterapkan	Tahun	Tempat Penerapan	Respon Masyarakat

#### **J. Penghargaan yang Pernah Diraih**

No	Judul Penghargaan	Institusi Pemberi Penghargaan	Tahun
1	Terbaik I Poster Ilmiah	Ristek-Dikti	2017
2	Sedyatmo Award	Program Pascasarjana Teknik Sipil ITB pada Konferensi Nasional Pascasarjana Teknik Sipil ke-6 (KNPTS)	2015
3	The Best Paper	Program Pascasarjana Teknik Sipil ITB pada Konferensi Nasional Pascasarjana Teknik Sipil ke-6 (KNPTS)	2015
4	The Best Presenter	Program Pascasarjana Teknik Sipil ITB pada Konferensi Nasional Pascasarjana Teknik Sipil ke-6 (KNPTS)	2015

Semua data yang saya isikan dan tercantum dalam biodata ini adalah benar dan dapat dipertanggung jawabkan secara hukum. Apabila di kemudian hari ternyata dijumpai ketidak-sesuaian dengan kenyataan, saya sanggup menerima risikonya.

Demikian biodata ini saya buat dengan sebenarnya untuk memenuhi salah satu persyaratan dalam Laporan Penelitian Hibah UIR.

Pekanbaru, 30 Mei 2018



**Dr. Anas Puri, S.T., M.T.**



## BIODATA ANGGOTA PENELITI II

### A. Identitas Diri

1.	Nama Lengkap (dengan gelar)	Novia Afriliyani (mahasiswa S1)
2.	Jenis Kelamin	Perempuan
3.	NPM	123110184
4.	Tempat dan Tanggal Lahir	Teluk Belitung, 29 November 1994
5.	Alamat Rumah	Jalan Jendral Sudirman, Teluk Belitung
6.	Nomor HP	0823 8312 1154

### B. Riwayat Pendidikan

Program:	S1	S2	S3
Nama PT	Universitas Islam Riau		
Bidang Ilmu	Teknik Sipil		
Tahun Masuk-Lulus	2012-2017		
Judul Skripsi/ Tesis	Perhitungan Lendutan Pelat Terhadap Model Skala Penuh Perkerasan Jalan Sistem Cakar Ayam Modifikasi Menggunakan Modulus Reaksi <i>Subgrade</i> Ekuivalen Metode Hardiyatmo & Metode Hardiyatmo Modifikasi		
Nama Pembimbing/ Promotor	Dr. Anas Puri, ST. MT Ir. H. Rony Ardiansyah, ST		

### C. Pengalaman Penelitian dalam 5 Tahun Terakhir

No	Tahun	Judul Penelitian	Pendanaan	
			Sumber	Jml (Juta Rp)
1				

### D. Pengalaman Pengabdian pada Masyarakat

No	Tahun	Judul Pengabdian pada Masyarakat	Pendanaan	
			Sumber	Jml (Juta Rp)
1				

### E. Pengalaman Penulisan Artikel Ilmiah Dalam Jurnal dan Prosiding

No.	Tahun	Judul Artikel Ilmiah	Vol./ Nomor	Nama Jurnal
1	2017	Penerapan Modulus Reaksi <i>Subgrade</i> Ekuivalen Metode Puri, dkk (2012) Dalam Perhitungan Lendutan Pelat pada Perkerasan Sistem Cakar Ayam Modifikasi	pp. 29-35	Prosiding Konferensi Nasional Teknik Sipil dan Perencanaan (KN-TSP)

**F. Pengalaman Penyampaian Makalah Secara Oral pada Pertemuan/ Seminar**

No	Nama Pertemuan Ilmiah/ Seminar	Judul Artikel Ilmiah	Waktu dan Tempat
1	Konferensi Nasional Teknik Sipil dan Perencanaan (KN-TSP)	Penerapan Modulus Reaksi <i>Subgrade</i> Ekuivalen Metode Puri, dkk (2012) Dalam Perhitungan Lendutan Pelatpada Perkerasan Sistem Cakar Ayam Modifikasi	Februari 2017, Pekanbaru

**G. Pengalaman Penulisan Buku**

No	Tahun	Judul Buku	Jumlah Halaman	Penerbit
1				

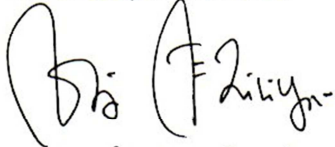
**H. Penghargaan yang Pernah Diraih**

No	Judul Penghargaan	Institusi Pemberi Penghargaan	Tahun
1			

Semua data yang saya isikan dan tercantum dalam biodata ini adalah benar dan dapat dipertanggung jawabkan secara hukum. Apabila di kemudian hari ternyata dijumpai ketidak sesuaian dengan kenyataan, saya sanggup menerima resikonya.

Demikian biodata ini saya buat dengan sebenarnya untuk memenuhi salah satu persyaratan dalam Laporan Penelitian Hibah UIR.

Pekanbaru, 30 Mei 2018

  
NOVIA AFRIYANTI