

Analisa Kekuatan Struktur Jalan Kereta Api dengan Penambahan Lapisan Geotekstil pada Perencanaan Jalur Ganda Jombang – Peterongan (KM.69+100 – KM.76+100)

Nugroho Utomo¹, Fithri Estikhamah²

^{1,2}Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik

Universitas Pembangunan Nasional “Veteran” Jawa Timur, Indonesia

(¹nugroho.ts@upnjatim.ac.id, ²fithri.ts@upnjatim.ac.id)

ABSTRAK

Berdasarkan Rencana Induk Perkeretaapian Nasional (RIPNAS) oleh Direktorat Jendral Perkeretaapian Kementerian Perhubungan (2011), pada tahun 2030 diperkirakan akan terjadi peningkatan jumlah pergerakan orang menggunakan kereta api di Pulau Jawa sebesar 858,5 juta orang/tahun dan pergerakan barang sebesar 534 juta ton/tahun. Sehingga untuk mengakomodasi kebutuhan ini maka prasarana jalan kereta api berupa jalur ganda (*double track*) pada lintas utara dan selatan di Pulau Jawa sudah harus siap untuk dioperasikan dan aman ditinjau dari kelayakan struktur. Jalur kereta api eksisting yang telah terbangun di Pulau Jawa untuk lintas utara (Surabaya – Jakarta) sepanjang 727 km sudah memenuhi terhadap kebutuhan jalur ganda (*double track*), sedangkan untuk lintas selatan baru terkoneksi oleh jalur ganda adalah lintas Yogyakarta sampai Nganjuk dan sudah dioperasikan. Untuk lintas Nganjuk – Jombang jalur ganda sudah selesai tetapi belum siap untuk dioperasikan dan lintas Jombang – Mojokerto sedang dalam proses penyelesaian. Fokus utama dalam penelitian ini adalah meninjau struktur jalan kereta api jalur ganda pada lintas Jombang – Mojokerto, petak Jombang – Peterongan (KM.69+100 – KM.76+100). Struktur jalan kereta api jalur ganda pada petak Jombang – Peterongan yang ditinjau ini adalah kelayakan struktur bawah jalan kereta api yang diberi penambahan lapisan geotekstil terhadap aspek pembebanan kereta api rencana KA Sancaka. Pedoman yang digunakan dalam desain ini adalah Peraturan Dinas No 10 Tahun 1986 dari PT. KAI. Sebagai hasil dari penelitian ini adalah tinjauan faktor aman akibat keruntuhan beban mati struktur jalan kereta api, faktor aman penggelinciran lereng dan lateral terhadap kekuatan lapisan geotekstil memenuhi syarat.

Kata Kunci : *RIPNAS, prasarana kereta api, jalur ganda, pembebanan kereta api, lapisan geotekstil*

ABSTRACT

According with National Railways Masterplan conducted by Directorate General of Railways Department of Transportation (2011), at year 2030 predicted that a number of person movements using train on Java Islands amount 858,5 million person per years and goods movements amount 534 million tons per years will be raising. In order to accommodating this needs so railway infrastructures like double track on Northern and Southern Java line must be prepared for operating and declared safe by structure properly considerations. Existing railway which constructed on Northern Java line (Surabaya – Jakarta) is throughout 727 kilometers length have already complied with double track requirements, otherwise Southern Java line recently connected with double track is Yogyakarta to Nganjuk and had been operated yet. Another double track line is Nganjuk to Jombang which finished and not ready to operated, else Jombang to Mojokerto double track line while on finishing progress. A main focus on this paperwork is considers of double track structures on Jombang to Mojokerto at Jombang – Peterongan chapter (KM.69+100 – KM.76+100). Double track structures which observed is a proper of bottom railway structure that geotextile layer add due to load of planned train Sancaka. Design guidance that used on this paperwork is Official Regulations No.10 1986 from PT. KAI. As a result obtained that safety factor caused of railway structures dead load collapse, slope and lateral slipping due to geotextile layer reinforcement are fixed to requirements.

Keywords : *National Railway Masterplan, railway infrastructure, double track, railway loading, geotextile layer*

I. PENDAHULUAN

Dasar pemikiran yang mengawali dalam penulisan penelitian ini adalah dinamika mobilitas penduduk yang meningkat seiring dengan ketersediaan sarana dan prasarana transportasi yang layak serta memadai. Dinamika mobilitas penduduk yang menjadi tinjauan adalah pergerakan penumpang yang menggunakan moda transportasi kereta api. Berdasarkan Rencana Induk Perkeretaapian Nasional (RIPNAS) Direktorat Jendral Perkeretaapian Kementerian Perhubungan (2011), pada tahun 2030 diperkirakan akan terjadi peningkatan jumlah perjalanan orang menggunakan kereta api di Pulau Jawa sebesar 858,5 juta orang/tahun dan perjalanan barang di Pulau Jawa sebesar 534 juta ton/tahun [1]. Sehingga untuk mengakomodasi kebutuhan ini maka prasarana jalan kereta api berupa jalur ganda (*double track*) pada lintas utara dan selatan di Pulau Jawa sudah harus siap untuk dioperasikan dan aman ditinjau dari kelayakan struktur.

Jalur kereta api eksisting yang telah terbangun di Pulau Jawa untuk lintas utara (Surabaya – Jakarta) sepanjang 727 km sudah memenuhi terhadap kebutuhan jalur ganda (*double track*), sedangkan untuk lintas selatan baru terkoneksi oleh jalur ganda adalah lintas Yogyakarta sampai Nganjuk dan sudah dioperasikan. Untuk lintas Nganjuk – Surabaya masih belum terselesaikan 100% dengan catatan lintas Nganjuk – Kertosono jalur ganda sudah selesai tapi belum siap untuk dioperasikan, lintas Kertosono – Jombang jalur ganda sudah selesai juga belum siap dioperasikan dan lintas Jombang – Mojokerto sedang dalam proses penyelesaian.

Sebagai fokus utama dalam penelitian ini adalah meninjau proses penyelesaian struktur jalan kereta api jalur ganda pada lintas Jombang – Mojokerto, petak Jombang – Peterongan (KM.69+100 – KM.76+100). Struktur jalan kereta api jalur ganda pada petak Jombang – Peterongan yang ditinjau ini adalah kekuatan struktur bawah jalan kereta api yang diberi penambahan lapisan geotekstil terhadap aspek pembebanan kereta api rencana. Struktur jalan kereta api jalur ganda pada petak Jombang – Peterongan yang ditinjau ini adalah kelayakan struktur bawah jalan kereta api yang diberi penambahan lapisan geotekstil terhadap aspek pembebanan kereta api rencana KA Sancaka. Penambahan lapisan geotekstil ini berfungsi sebagai perkuatan (*reinforcement*) pada tanah dasar dari struktur badan jalan kereta api (*subgrade*) terhadap kemungkinan bahaya longsor (*landslide*) dan kegagalan struktur (*land failure*). Pedoman yang digunakan dalam desain ini adalah Peraturan Dinas No 10 Tahun 1986 dari PT. KAI.

II. METODE

Untuk mengetahui besar pembebanan kereta api yang terjadi pada penelitian ini dijelaskan mengenai prosedur perhitungan pembebanan pada rel yakni [2] :

- a. Perhitungan distribusi pembebanan pada stamformasi kereta api rencana

Kereta api rencana menggunakan lokomotif rencana (CC 201, CC 203 atau CC 206)

Jumlah rangkaian kereta dan macamnya (kereta penumpang, kereta makan, kereta pembangkit dan kereta bagasi)

Perhitungan distribusi pembebanan dari lokomotif rencana :

$$P_{\text{bogier}} = \frac{W_{\text{lokomotif}}}{2} \quad (1)$$

$$P_{\text{gandar}} = \frac{P_{\text{bogier}}}{\text{jumlah gandar}} \quad (2)$$

$$P_{\text{roda}} = \frac{P_{\text{gandar}}}{\text{jumlah roda}} \quad (3)$$

- b. Perhitungan nilai *dumping factor* (λ), dirumuskan:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} \quad (4)$$

Dengan:

k = modulus kekakuan jalan kereta api (kg/cm^2)

E = modulus elastisitas material rel ($2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$)

I = momen inersia arah x-x dari rel yang digunakan (cm^4)

- c. Perhitungan besar momen maksimum yang terjadi pada rel, dirumuskan :

$$\text{Momen maksimum pada rel} = \frac{P_d}{4\lambda} \quad (5)$$

Dengan:

P_d = beban dinamis dari kereta api (kg)

$$P_d = I_p \times P_s \quad (6)$$

I_p = faktor perhitungan beban dinamis

$$I_p = 1 + (0,01 \left(\frac{V}{1,609} - 5 \right)) \quad (7)$$

V = kecepatan rata-rata kereta api di lintasan lurus (km/jam)

- d. Perhitungan besar tegangan yang terjadi pada rel, dirumuskan:

$$\sigma = \frac{M_{a \times y}}{I_x} \quad (8)$$

Dengan:

$$M_a = 0,85 \times \frac{P_d}{4\lambda} \quad (9)$$

y = jarak tepi bawah rel ke garis netral (cm)

I_x = momen inersia rel arah x - x (cm^4)

Nilai σ harus lebih kecil dari besar tegangan ijin pada rel yang disyaratkan yakni untuk kelas jalan rel I atau lintas utama adalah 1325 kg/cm^2

e. Perhitungan gaya momen dan tegangan yang terjadi di bawah kaki rel dan di tengah bantalan rel, dirumuskan dengan:

i). Besar gaya momen di bawah kaki rel:

$$M_1 = \frac{Q}{4\lambda} \times \frac{1}{\sinh\lambda L + \sin\lambda L} [2\cosh^2\lambda a(\cos 2\lambda c + \cosh\lambda L) - 2\cos^2\lambda a(\cosh 2\lambda c + \cos\lambda L) - \sinh 2\lambda a(\sin 2\lambda c + \sinh\lambda L) - \sin 2\lambda a(\sinh 2\lambda c + \sin\lambda L)] \quad (10)$$

ii). Besar tegangan yang terjadi di bawah kaki rel:

$$\sigma_1 = \frac{Pd}{2b} \times \frac{1}{\sinh\lambda L + \sin\lambda L} [2\cosh^2\lambda a(\cos 2\lambda c + \cos\lambda L) + 2\cos^2\lambda a(\cosh 2\lambda c + \cos\lambda L) + \sin 2\lambda a(\sin 2\lambda c - \sinh\lambda L) - \sin 2\lambda a(\sinh 2\lambda c - \sin\lambda L)] \quad (11)$$

iii). Besar gaya momen di tengah bantalan rel:

$$M_2 = \frac{-Q}{2\lambda} \times \frac{1}{\sinh\lambda L + \sin\lambda L} [\sinh\lambda c(\sin\lambda c + \sin\lambda(L-c)) + \sin\lambda c(\sinh\lambda c + \sinh\lambda(L-c)) + \cosh\lambda c.\cos\lambda(L-c) - \cos\lambda c.\cosh\lambda(L-c)] \quad (12)$$

iv). Besar tegangan yang terjadi di tengah bantalan:

$$\sigma_1 = \frac{Pd}{2b} \times \frac{1}{\sinh\lambda L + \sin\lambda L} [2\cosh^2\lambda a(\cos 2\lambda c + \cos\lambda L) + 2\cos^2\lambda a(\cosh 2\lambda c + \cos\lambda L) + \sin 2\lambda a(\sin 2\lambda c - \sinh\lambda L) - \sin 2\lambda a(\sinh 2\lambda c - \sin\lambda L)] \quad (13)$$

Dengan:

Q = distribusi beban yang diterima oleh bantalan rel sebesar 60% dari P_d

a = jarak antara bagian dudukan rel dengan sisi terluar pada bantalan rel tipe N-67 (40 cm)

c = separuh jarak di antara dudukan rel pada bantalan rel tipe N-67 (60 cm)

b = lebar bantalan rel, pada bagian bawah kaki rel (25 cm), pada bagian tengah bantalan rel tipe N-67 (22,6 cm)

L = panjang bantalan rel tipe N-67 (200 cm)

f. Perhitungan beban yang bekerja pada *subgrade* (σ_2) dapat dihitung sebagai berikut:

$$\sigma_2 = \frac{58 \times \sigma_1}{10 + d^{1,35}} \quad (14)$$

Dengan :

d : Tebal *ballast* total (cm)

σ_1 : Tegangan yang terjadi di bawah bantalan (Kg/cm²)

σ_2 : Tegangan yang terjadi di atas tanah dasar (Kg/cm²)

Syarat :

$$q_{ult} > \sigma_2$$

Dengan:

q_{ult} : Daya dukung ultimit tanah

σ_2 : Tegangan yang terjadi di atas tanah dasar (ton/cm²)

Sedangkan untuk analisis pada struktur *subgrade* adalah sebagai berikut:

g. Persamaan kapasitas dukung tanah yang sama dengan persamaan diusulkan oleh Pilot et al. [3] untuk tebal lapisan tanah lunak kurang dari lebar timbunan adalah sebagai berikut:

$$q_u = c_u \times N_c \quad (15)$$

Dengan:

q_u = kapasitas dukung ultimit

N_c = faktor kapasitas dukung tanah yang merupakan fungsi dari rasio lebar timbunan dan tebal lapisan lunak (B/h).

1. Untuk $B/h < 1,49$

$$N_c = 5,14 \quad (16)$$

2. Untuk $B/h > 1,49$

$$N_c = 4,14 + 0,5(B/h) \quad (17)$$

Dengan:

γ = berat volume timbunan

H = tinggi timbunan

c_u = kohesi tak terdrainase

N_c = faktor kapasitas dukung (fungsi dari B/h)

B = lebar timbunan rata-rata

h = tebal lapisan tanah lunak

h. Kapasitas dukung ijin dengan faktor aman tertentu (SF), dinyatakan oleh persamaan sebagai berikut:

$$q_u = c_u \times N_c / SF \quad (18)$$

Tinggi timbunan ijin dinyatakan oleh persamaan dengan faktor aman terhadap kapasitas dukung tanah pada kondisi jangka panjang (SF) diambil dengan 1,5 sampai 2.

i. Gaya tarik yang bekerja pada permukaan atas tulangan lapisan geotekstil (T_1) diasumsikan sama dengan tekanan tanah aktif di belakang bidang vertikal. Bila material timbunan dianggap tanah granuler ($c = 0$) [4], maka,

$$T_1 = P_{a1} = 0,5H^2\gamma K_a \quad (19)$$

Dengan:

P_{a1} = tekanan tanah aktif di belakang bidang vertikal (kN/m)

H = berat volume tanah timbunan (kN/m³)

γ = tinggi timbunan dari permukaan tanah asli (m)

K_a = $\text{tg}^2(45 - \phi/2)$ = koefisien tekanan tanah aktif

Faktor aman (SF) penggelinciran lereng terhadap tulangan geosintetik adalah sebagai berikut:

$$SF = \frac{Pg}{Pa1}$$

$$= \frac{L(0,5H\gamma) \operatorname{tg}\delta P_g}{0,5KaH^2\gamma}$$

$$= \frac{L \operatorname{tg}\delta}{KaH} \quad (20)$$

Dengan:

δ = sudut gesek antara geosintetik dengan tanah

$\operatorname{tg} \delta = E \operatorname{tg} \phi$

H = tinggi timbunan (m)

Nilai efisiensi gerakan dari geosintetik ke tanah (E), untuk lapisan geotekstil E = 0,6 – 0,8. Faktor aman terhadap keruntuhan timbunan akibat sebaran lateral diambil SF $\geq 1,5$ [5]

- j. Untuk keruntuhan akibat tekanan tanah aktif geosintetik putus dan timbunan menggelincir di atas tanah pondasi, maka faktor aman terhadap penggelinciran lateral dinyatakan dengan rumus[6]:

$$SF = \frac{2(Lc_a + T_1)}{K\alpha\gamma H^2} \quad (21)$$

Dengan:

c_a = adhesi antara tanah pondasi dan geosintetik (kN/m²)

L = panjang lereng yang mengalami penggelinciran (m)

H = tinggi timbunan (m)

γ = berat volume tanah timbunan (kN/m³)

$K_a = \operatorname{tg}^2(45 - \phi/2)$ = koefisien tekanan tanah aktif

T_1 = kuat tarik geosintetik yang dibutuhkan untuk menahan sebaran lateral = $0,5H^2\gamma K_a$ (kN/m)

- Untuk tanah pondasi lempung sangat lunak, adhesi antara tanah dan geosintetik (c_a) dapat dianggap sama dengan kohesi (c_u) tanahnya (jadi $c_a = c_u$).

- k. Kondisi ketidakstabilan tanah sebagai pondasi dapat terjadi bila terdapat lapisan horisontal tipis yang bersifat menerus dan mempunyai kuat geser *undrained* (c_u) yang lebih kecil dibandingkan dengan lapisan di atas atau di bawahnya. Akibat beban timbunan, tanah lunak mengalami tekanan ke arah lateral. Untuk menghitung faktor aman terhadap tekanan arah lateral digunakan rumus [7]:

$$SF = \frac{2C_u}{\gamma h \operatorname{tg}\beta} + \frac{4,14C_u}{H\gamma} \quad (22)$$

Dengan:

β = Sudut lereng

γ = Berat volume timbunan

C_u = Kuat geser *undrained* di bawah lereng

h = Tebal lapisan lunak dibawah lereng

H = Tinggi timbunan

- l. Gaya tarik yang bekerja pada tulangan lapisan geotekstil [8]:

$$T_2 = C_u L \quad (23)$$

Dengan:

L = panjang lereng timbunan ke arah horisontal.

- m. Jika lapisan geotekstil harus menahan sebaran lateral timbunan dan gerakan tanah pondasi, maka gaya tarik yang bekerja pada geotextile adalah :

$$T_{total} = T_1 + T_2 \quad (24)$$

- n. Untuk menghitung kuat tarik ultimit geotextile maka digunakan persamaan:

$$T_a = T_u \left(\frac{1}{RF_{ID} \times RF_{CR} \times RF_D \times SF_{seam}} \right) \quad (25)$$

Bila diambil faktor reduksi:

$RF_{ID} = 1,2$

$RF_{CR} = 2$

$RF_D = 1,2$

$SF_{seam} = 1,4$

$$T_u = (1,2 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 1,4) T_a \quad (26)$$

III. HASIL DAN PEMBAHASAN

3.1 Perhitungan distribusi pembebanan pada stamformasi kereta api rencana

Dalam penelitian ini menggunakan kereta api rencana KA Sancaka rute Surabaya – Yogyakarta (KA 83-Gapeka 2017) Stamformasi kereta api adalah susunan rangkaian dari kereta api dimulai dari lokomotif penarik rencana dan urutan jumlah kereta penumpang atau kereta utilitas lain (kereta makan, kereta pembangkit dan kereta bagasi) yang digabungkan. Stamformasi Kereta Api Sancaka terdiri atas 1 Lokomotif penarik rencana (CC 206), 1 bagasi kargo (B), 5 kereta eksekutif (K1 2016), 1 kereta makan (KM1 2016), 4 kereta ekonomi premium (K3 2016) dan 1 kereta pembangkit (KP 2016). Untuk menghitung distribusi pembebanan digunakan beban rencana dari lokomotif penarik yaitu CC 206. Berat lokomotif CC 206 adalah 90 ton, sehingga besar beban statis pada roda dapat dihitung:

$$P_{bogie} = \frac{W_{lokomotif}}{2}$$

$$= \frac{90}{2}$$

$$= 45 \text{ ton}$$

$$P_{gandar} = \frac{P_{bogie}}{\text{jumlah gandar}}$$

$$= \frac{45}{3}$$

$$= 15 \text{ ton}$$

$$P_{roda} = \frac{P_{gandar}}{\text{jumlah roda}}$$

$$= \frac{15}{2}$$

$$= 7,5 \text{ ton}$$

Jadi dari hasil perhitungan distribusi pembebanan pada lokomotif rencana diketahui bahwa P_{roda} adalah 7,5 ton atau 7500 kg.

3.2. Perhitungan nilai *dumping factor* (λ)

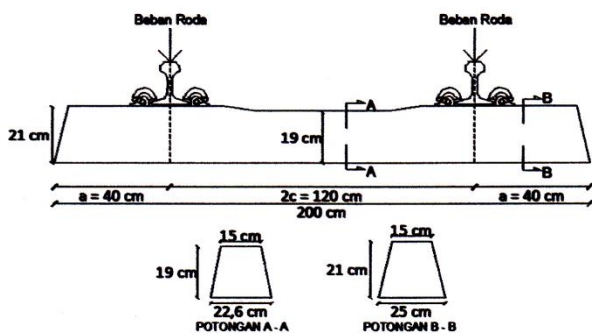
Perhitungan *dumping factor* (λ) merupakan prosedur yang harus dilakukan dalam perhitungan pembebanan pada rel, karena terdapat salah satu variabel perhitungan yang membutuhkan nilai dari *dumping factor* (λ). Modulus kekakuan jalan kereta api (k) diperoleh dari perhitungan:

$k = b \times ke$
dengan:

b = lebar bawah bantalan rel (cm)

ke = modulus reaksi lapisan *ballast* (kg/cm^3)

Struktur jalan kereta api menggunakan bantalan rel dari beton tipe N-67 dengan spesifikasi seperti ditunjukkan pada gambar 3 berikut:



Gambar 1. Spesifikasi Bantalan Beton Tipe N-67

Dari spesifikasi bantalan beton tipe N-67 diketahui bahwa lebar bawah bantalan beton (b) adalah 25 cm, dan besar modulus reaksi lapisan *ballast* (ke) pada kondisi struktur jalan kereta api eksisting adalah $7,16 kg/cm^3$. Maka besar modulus kekakuan jalan kereta api adalah:

$k = b \times ke$

$k = 25 \times 7,16$

$k = 179 kg/cm^2$

Besar modulus elastisitas material rel (E) adalah $2,1 \times 10^6 kg/cm^2$ dan momen inersia dari rel eksisting (tipe R54) adalah $2346 cm^4$, sehingga nilai *dumping factor* (λ):

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{179}{4 \times 2,1 \times 10^6 \times 2346}}$$

$$\lambda = 9,76 \times 10^{-3}$$

3.3. Perhitungan besar momen maksimum yang terjadi pada rel

Untuk menghitung momen maksimum yang terjadi pada rel dengan besar kecepatan rata-rata Kereta Api Sancaka pada jalur lintas adalah 90 km/jam terlebih dulu dicari besar beban dinamis (P_d) yaitu:

Mencari koefisien perhitungan beban dinamis (I_P):

$$I_P = 1 + (0,01 \left(\frac{V}{1,609} - 5\right))$$

$$I_P = 1 + (0,01 \left(\frac{90}{1,609} - 5\right))$$

$$I_P = 1,5$$

Sehingga besar beban dinamis (P_d):

$$P_d = P_s \times I_P$$

$$P_d = 7,5 \times 1,5$$

$$P_d = 11,25 \text{ ton}$$

$$P_d = 11250 \text{ kg}$$

Besar momen maksimum pada rel:

$$\text{Momen maksimum pada rel} = \frac{Pd}{4\lambda}$$

$$\text{Momen maksimum pada rel} = \frac{11250}{4 \times 9,76 \times 10^{-3}}$$

$$\text{Momen maksimum pada rel} = 288165,98 \text{ kg.cm}$$

3.4. Perhitungan besar tegangan yang terjadi pada rel

Rel eksisting menggunakan tipe R54, dengan nilai momen inersia $2346 cm^4$ dan nilai y adalah 76,20 mm, maka besar tegangan yang terjadi pada rel adalah:

$$\sigma = \frac{M \times y}{I_x}$$

$$\sigma = \frac{0,85 \times M_{maks} \times y}{I_x}$$

$$\sigma = \frac{0,85 \times 288165,98 \times 7,62}{2346}$$

$$\sigma = 795,588 \text{ kg/cm}^2$$

Nilai tegangan yang terjadi pada rel adalah $795,588 kg/cm^2 <$ tegangan ijin pada rel (kelas jalan rel I) $1325 kg/cm^2$

3.5 Perhitungan gaya momen dan tegangan yang terjadi di bawah kaki rel dan di tengah bantalan rel

Komponen perhitungan pada bantalan rel eksisting seperti ditunjukkan pada gambar 1 tentang spesifikasi bantalan beton tipe N-67, yakni:

a = jarak antara bagian dudukan rel dengan sisi terluar pada bantalan rel tipe N-67 (40 cm)

c = separuh jarak di antara kedudukan rel pada bantalan rel tipe N-67 (60 cm)

b = lebar bantalan rel, pada bagian bawah kaki rel (25 cm), pada bagian tengah bantalan rel tipe N-67 (22,6 cm)

L = panjang bantalan rel tipe N-67 (200 cm)

Q = distribusi beban yang diterima oleh bantalan rel sebesar 60% dari P_d

$$Q = 60\% \times 11250$$

$$Q = 6750 \text{ kg}$$

Besar momen lentur ijin di bantalan bagian bawah rel yang disyaratkan adalah: 1500 kg.m atau 150.000 kg.cm

Sedangkan besar momen lentur ijin di bagian tengah bantalan rel yang disyaratkan adalah: 930 kg.m atau 93000 kg.cm [9]

Bantalan beton eksisting menggunakan mutu beton K-500 dan momen inersia (I) di bagian bawah kaki rel 15113,437 cm⁴,

sehingga nilai modulus elastisitas material bantalan rel (E):

$$E = 6400 \times \sqrt{f_{cu}}$$

$$E = 6400 \times \sqrt{500}$$

$$E = 119733,036 \text{ kg/cm}^2$$

Nilai *dumping factor* (λ):

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{179}{4 \times 143108,35 \times 15113,437}}$$

$$\lambda = 0,012$$

Selanjutnya mencari besar nilai fungsi hiperbolik trigonometri dalam radian yang ditunjukkan pada tabel 1 sebagai berikut:

Tabel 1. Tabel fungsi hiperbolik trigonometri

Fungsi hiperbolik trigonometri	Nilai
Sinh λ L	5,4662
Sin λ L	0,675
Cosh λ a	1,1174
Cosh ² λ a	1,2486
Cos 2λ c	0,13
Cosh λ L	5,5569
Cos ² λ a	0,78676
Cosh 2λ c	2,2288
Cos λ L	-0,7374
Sinh 2λ a	1,1144
Sin 2λ c	0,9914
Sin 2λ a	0,81919
Sinh 2λ c	1,99188

Sumber: hasil analisa data

a. Besar gaya momen yang terjadi di bawah kaki rel, dapat dihitung:

$$M_1 = \frac{Q}{4\lambda} \times \frac{1}{\sinh\lambda L + \sin\lambda L} [2\cosh^2\lambda a(\cos 2\lambda c + \cosh\lambda L) - 2\cos^2\lambda a(\cosh 2\lambda c + \cos\lambda L) - \sinh 2\lambda a(\sin 2\lambda c + \sinh\lambda L) - \sin 2\lambda a(\sinh 2\lambda c + \sin\lambda L)]$$

$$M_1 = \frac{6750}{4,0,012} \times \frac{1}{5,4662+0,675} [2,1,2486(0,13 + 5,5569) - 2,0,78676(2,2288 - 0,7374) - 1,1144(0,9914 + 5,4662) - 0,81919(1,99188 + 0,675)]$$

$$M_1 = 140625 \times (0,1628 \times [14,2 - 2,3467 - 7,1916 - 2,1846])$$

$$M_1 = 56710,10 \text{ kg.cm}$$

Jadi besar momen yang terjadi pada bantalan di bawah rel < besar momen ijin (150.000 kg.cm)

b. Besar tegangan yang terjadi di bawah kaki rel, dapat dihitung:

$$\sigma_1 = \frac{Pd}{2b} \times \frac{1}{\sinh\lambda L + \sin\lambda L} [2\cosh^2\lambda a(\cos 2\lambda c + \cos\lambda L) + 2\cos^2\lambda a(\cosh 2\lambda c + \cos\lambda L) + \sin 2\lambda a(\sin 2\lambda c - \sinh\lambda L) - \sin 2\lambda a(\sinh 2\lambda c - \sin\lambda L)]$$

$$\sigma_1 = \frac{11250}{2,25} \times \frac{1}{5,4662+0,675} [2,1,2486(0,13 - 0,7374) + 2,0,78676(2,2288 - 0,7374) + 0,81919(0,9914 - 5,4662) - 0,81919(1,99188 - 5,4662)]$$

$$\sigma_1 = 225 \times (0,1628 \times [-1,5168 + 2,346 - 3,6657 + 2,846])$$

$$\sigma_1 = 0,348 \text{ kg/cm}^2$$

c. Besar gaya momen yang terjadi di tengah bantalan rel, dapat dihitung:

Bantalan beton eksisting menggunakan mutu beton K-500 dan momen inersia (I) di bagian tengah bantalan rel adalah 10599,425 cm⁴

Nilai *dumping factor* (λ):

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{179}{4 \times 143108,35 \times 10599,425}}$$

$$\lambda = 0,013$$

Tabel 2. Tabel fungsi hiperbolik trigonometri

Fungsi hiperbolik trigonometri	Nilai
SinhλL	6,6947
SinλL	0,5155
Sinhλc	0,8615
Sinλc	0,7
Sinλ(L-c)	0,9691
Sinhλ(L-c)	3,00
Coshλc	1,3199
Coshλ(L-c)	3,1669
Cosλc	0,71
Cosλ(L-c)	-0,2466

Sumber: hasil analisa data

Sehingga besar gaya momen yang terjadi di tengah bantalan rel:

$$M_2 = -\frac{q}{2\lambda} \times \frac{1}{\sinh\lambda L + \sin\lambda L} [\sinh\lambda c (\sin\lambda c + \sin\lambda(L-c)) + \sin\lambda c (\sinh\lambda c + \sinh\lambda(L-c)) + \cosh\lambda c \cdot \cos\lambda(L-c) - \cos\lambda c \cdot \cosh\lambda(L-c)]$$

$$M_2 = -\frac{6930}{2.0,013} \times \frac{1}{6,6947+0,5155} [0,8615(0,7 + 0,9691) + 0,7(0,8615 + 3,00) + (1,3199 \cdot (-0,2466)) - (0,71 \cdot 3,1669)]$$

$$M_2 = -266538,46 \times (0,13869 \times [1,4379 + 2,7 + (-0,3255 - 2,2485)])$$

$$M_2 = 57061,16 \text{ kg.cm}$$

Jadi besar momen yang terjadi pada tengah bantalan < besar momen ijin (93000 kg.cm)

- d. Menghitung besar tegangan yang terjadi di tengah bantalan rel:

Tabel 3. Tabel fungsi hiperbolik trigonometri

Fungsi hiperbolik trigonometri	Nilai
SinhλL	6,6947
SinλL	0,5155
Coshλa	1,1382
Cosh ² λa	1,2956
Cos2λc	0,01
Cos ² λa	0,7531
Cosh2λc	2,4845
CosλL	-0,85688
Sinh2λa	1,23788
Sin2λc	0,9999
Sin2λa	0,8624
Sinh2λc	2,2743

Sumber: hasil analisa data

Besar tegangan yang terjadi di tengah bantalan rel:

$$\sigma_2 = \frac{Pd}{2b} \times \frac{1}{\sinh\lambda L + \sin\lambda L} [2\cosh^2\lambda a (\cos2\lambda c + \cos\lambda L) + 2\cos^2\lambda a (\cosh2\lambda c + \cos\lambda L) + \sin2\lambda a (\sin2\lambda c - \sinh\lambda L) - \sin2\lambda a (\sinh2\lambda c - \sinh\lambda L)]$$

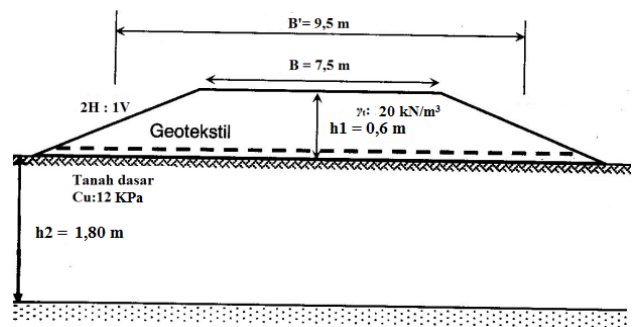
$$\sigma_2 = \frac{11550}{2.22,6} \times \frac{1}{6,6947+0,5155} [2 \cdot 1,2956(0,01 - 0,85688) + 2 \cdot 0,7531(2,485 - 0,85688) + 0,8624(0,9999 - 6,6947) - 0,8624(2,2743 - 6,6947)]$$

$$\sigma_2 = 255,53 \times 0,1386 \times [-2,1944 + 2,4522 - 4,91 + 3,812]$$

$$\sigma_2 = 29,75 \text{ kg/cm}^2$$

3.6. Perhitungan Lapisan Geotekstil

Dari data yang telah diperoleh maka dapat dihitung stabilitas struktur timbunan yang ditinjau terhadap beberapa kemungkinan tipe keruntuhan. Lapisan geotekstil dalam perencanaan ini berfungsi sebagai pemisah dan sebagai penguatan antara tanah timbunan dan tanah dasar pada gambar 2:



Gambar 2. Spesifikasi lapisan ballast dan tanah asli

Menghitung besar kapasitas dukung ultimit dari tanah: Lebar rata-rata timbunan:

$$B' = 7,5 + (0,6 \times 2) = 8,70 \text{ m}$$

$$B/h = 8,70/6 = 1,45$$

Maka dapat dihitung nilai faktor kapasitas dukung tanah N_c :

$$N_c = 4,14 + (0,5(B/h)) = 4,14 + (0,5 \cdot 1,45) = 4,865$$

Selanjutnya dapat dihitung besar kapasitas dukung ultimit sebagai berikut:

$$q_u = c_u \times N_c = 12 \times 4,865 = 58,38 \text{ kN/m}^2$$

Besar tekanan yang terjadi akibat pembebanan struktur jalan kereta api adalah:

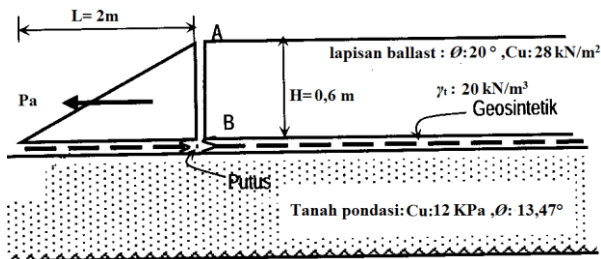
$$P_q = \frac{\text{berat bantalan beton} + \text{berat rel} + \text{beban roda statis loko}}{\text{luas bidang tekan}} = 7,734 \text{ kN/m}^2$$

Untuk $h = 0,60$ m (tebal lapisan *ballast* rencana), maka tekanan dasar timbunan + struktur jalan kereta api ke tanah dasar adalah:

$$(h \times \gamma_t) + q = (0,60 \times 20) + 7,734 = 19,734 \text{ kN/m}^2$$

Faktor aman terhadap keruntuhan:

$$SF = \frac{58,38}{19,734} = 2,96 > 1,5 \text{ (memenuhi syarat } SF > 1,5)$$



Gambar 3 Skenario kegagalan geotekstil

Gaya tarik yang bekerja pada permukaan perkuatan geotextile (T_1) diasumsikan sama dengan tekanan tanah aktif bidang AB, maka dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} T_1 &= P_{a1} \\ &= 0,5H^2\gamma K_a \\ K_a &= \text{tg}^2(45 - \phi/2) \\ &= \text{tg}^2(45 - 20/2) \\ &= 0,49 \\ T_1 &= P_{a1} \\ &= 0,5 \cdot 0,6^2 \cdot 20 \cdot 0,49 \\ &= 1,764 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Jadi kebutuhan kuat tarik lapisan geotekstil sama dengan:

$$T_1 = P_{a1} = 1,764 \text{ kN/m}$$

Faktor aman penggelinciran lereng terhadap perkuatan lapisan geotekstil dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut :

$$\begin{aligned} SF &= \frac{Pg}{Pa1} \\ &= \frac{L(0,5H\gamma) \text{tg}\delta Pg}{0,5KaH^2\gamma} \\ &= \frac{L \text{tg}\delta}{KaH} \\ &= \frac{2(\text{tg } 27)}{0,49 \cdot 0,6} \\ &= 3,466 > 1,5 \text{ (memenuhi syarat } SF > 1,5) \end{aligned}$$

Untuk kondisi keruntuhan terhadap lapisan geotekstil yang putus dan timbunan menggelincir di atas tanah struktur badan jalan, maka faktor aman terhadap penggelinciran lateral adalah:

$$\begin{aligned} SF &= \frac{2(Lca + T1)}{Ka\gamma H^2} \\ &= \frac{2(2 \cdot 14 + 1,764)}{0,49 \cdot 20 \cdot 0,6} \end{aligned}$$

$$= 10,12 > 1,5 \text{ (memenuhi syarat } SF > 1,5)$$

Untuk menghitung faktor aman terhadap gaya lateral digunakan persamaan berikut:

$$\begin{aligned} SF &= \frac{2Cu}{\gamma h \text{tg}\beta} + \frac{4,14Cu}{H\gamma} \\ &= \frac{2 \cdot 12}{18 \cdot 1,8 \cdot \text{tg}14^\circ} + \frac{4,14 \cdot 12}{0,6 \cdot 20} \\ &= 44,37 > 1,5 \text{ (memenuhi syarat } SF > 1,5) \end{aligned}$$

Untuk menghitung gaya tarik yang bekerja pada tulangan lapisan geotekstil digunakan persamaan berikut:

$$\begin{aligned} T_2 &= C_u \cdot L \\ &= 12 \cdot 2 \\ &= 24 \text{ kN/m} \\ T_{\text{total}} &= T_1 + T_2 \\ &= 1,764 + 24 \\ &= 25,764 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Untuk menghitung kuat tarik ultimit lapisan geotekstil maka digunakan persamaan berikut:

$$T_a = T_u \left(\frac{1}{RFID \times RFCR \times RFD \times SF_{\text{seam}}} \right)$$

Bila diambil faktor reduksi:

$$\begin{aligned} RF_{ID} &= 1,2 \\ RF_{CR} &= 2 \\ RF_D &= 1,2 \\ SF_{\text{seam}} &= 1,4 \\ T_u &= (1,2 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 1,4) T_a \\ &= 4,032 \cdot 25,764 \\ &= 103,88 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Jadi, dibutuhkan kuat tarik ultimit lapisan geotekstil minimum $T_u = 103,88$ kN/m.

Selanjutnya direncanakan menggunakan lapisan geotekstil *woven* dari tipe UW – 250 yang diproduksi oleh PT. Teknindo Geosistem Unggul [10] dengan spesifikasi:

Tipe geotekstil	: Polyester woven Geotextile
Jenis geotekstil	: UW - 250
Berat	: 250 gr/m ²
Warna	: Black
Kuat tarik	: 52 kN/m
Kuat tarik serobot	: 1750 N

Jadi untuk kebutuhan kuat tarik sebesar 103,88 kN/m, digunakan empat lapis *geotextile* tipe UW – 250 dengan kuat tarik 52 kN/m per lapis.

Dengan syarat faktor keamanan minimal atau lebih besar dari 1,4 $SF \geq 1,4$ maka:

$$\begin{aligned} SF &= \frac{(4 \times \text{kuat tarik bahan})}{\text{kuat tarik kebutuhan}} \\ &= \frac{4 \times 52 \text{ kN/m}}{103,88} \\ &= 2,0 > 1,4 \text{ (memenuhi syarat } SF > 1,4) \end{aligned}$$

Jadi lapisan geotekstil jenis UW – 250 dengan kuat tarik 52 kN/m sudah memenuhi syarat.

IV. KESIMPULAN

Sebagai kesimpulan dari penelitian ini adalah:

1. Tinjauan pembebanan kereta api rencana KA Sancaka terhadap struktur rel yakni nilai tegangan yang terjadi pada rel adalah $795,588 \text{ kg/cm}^2 < \text{tegangan ijin pada rel (kelas jalan rel I)} 1325 \text{ kg/cm}^2$
2. Besar gaya momen yang terjadi di bawah rel (bantalan beton bagian tepi) sebesar $56710,10 \text{ kg.cm} < \text{besar momen ijin (150.000 kg.cm)}$
3. Besar gaya momen yang terjadi di tengah bantalan beton sebesar $57061,16 \text{ kg.cm} < \text{besar momen ijin (93000 kg.cm)}$
4. Tinjauan faktor aman akibat keruntuhan beban mati struktur jalan kereta api memenuhi syarat *safety factor* $2,96 > 1,5$
5. Faktor aman penggelinciran lereng terhadap perkuatan lapisan geotekstil memenuhi syarat *safety factor* $3,466 > 1,5$
6. Faktor aman penggelinciran lateral terhadap perkuatan lapisan geotekstil memenuhi syarat *safety factor* $10,12 > 1,5$
7. Faktor aman terhadap gaya lateral memenuhi syarat *safety factor* $44,37 > 1,5$
8. Kebutuhan pemasangan lapisan geotekstil *woven* tipe UW-250 dari PT. Teknindo Geosistem Unggul memenuhi syarat *safety factor* $2,0 > 1,4$

DAFTAR PUSTAKA

- [1] D. Perkeretaapian, "Kementerian perhubungan ditjen perkeretaapian," no. 8, 2011.
- [2] S. H. T. Utomo, *Jalan Rel*, !!St. Yogyakarta: Beta Offset, 2003.
- [3] E. Paso, "Mekanika Tanah Rekayasa Geoteknis) Braja."
- [4] R. . Jewell, "Geotextiles, Geomembranes and Related Products," in *Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, 1990.
- [5] R. M. Koerner, "Emerging and Future Developments of Selected Geosynthetic Applications," *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 126, Apr. 2000.
- [6] B. R. Christopher and R. D. Holtz, *Geotextile Engineering Manual*, 1985th–3rd ed. STS Consultants, Limited 111 Pflingsten Road Northbrook, IL United States 60062 National Highway Institute Federal Highway Administration 1310 North Courthouse Road, Suite 300 Arlington, VA United States 22201, 2000.
- [7] V. Silvestri, "The bearing capacity of dykes and fills founded on soft soils of limited thickness," *Can. Geotech. J.*, vol. 20, pp. 428–436, Jan. 2011.
- [8] R. . Van Zanten, *GEOTEXTILES AND GEOMEMBRANES IN CIVIL ENGINEERING*, First Edit. A.A. BALKEMA, 1986.
- [9] E. Herdianto, I. Sulistyowati, U. Trisakti, and U. Trisakti, "Kapasitas Kekuatan Lentur Bantalan Beton Pada jalan Rel Kelas I Indonesia," *Semin. Nas. cendikiawan ke 4*, pp. 243–249, 2018.
- [10] T. P. Geosistem Unggul, "Specification of Geosynthetics and Geotechnical Instruments," Surabaya, 2020.

Halaman ini sengaja dikosongkan