

構造物の不同変位の限界値に与える軌道構造条件の影響

箕浦 慎太郎* 池田 学** 徳永 宗正**

Effect of Track Structure Condition on Limit Value for Uneven Displacement at Bridge Boundary

Shintaro MINOURA Manabu IKEDA Munemasa TOKUNAGA

In the Design Standards for Railway Structure and Commentary (concrete structure) provides a guideline on the limit values for uneven displacement (angular bent / misalignment) of the track surface with regard to the recoverability of track damage at normal conditions and during earthquakes. However, in recent years, the fastening intervals and support stiffness of real railway lines have often differed from the assumptions when calculating the reference limit values in the aforementioned design standard. In addition, there is a possibility that the limit values for recoverability can be increased by selecting appropriate track structure conditions at the time of design. In this study, we sort out the track conditions that are dominant over the limit values and evaluate the influence of various parameters such as the track support stiffness and the fastening interval on the limit value of track maintenance and recoverability.

キーワード：設計標準，不同変位，角折れ，目違い，軌道構造条件

1. はじめに

2023年1月改訂の鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）（以下、コンクリート標準^{1) 2)}では、使用性の照査及び復旧性の照査の一部として、軌道の損傷等から定まる構造物境界の不同変位の照査を行うこととなっている。これは、常時及び地震時において、軌道部材を健全あるいは補修しないで使用可能な状態に保つ、または短期間で補修可能な程度の損傷を抑えることから定めたものである。具体的には、軌道パッド、締結ばね、タイプレート等の締結装置に作用する力（レール圧力）と、レールに作用する応力（レール応力）が一定の値以下となるように軌道面の不同変位（角折れ・目違い）に対して照査を行う。

図1に構造物境界に生じる不同変位（角折れ・目違い）を示す。平成18年2月発刊の鉄道構造物等設計標準・同解説（変位制限）（以下、変位制限標準）においては、代表的な軌道構造条件における軌道面の不同変位（角折れ・目違い）の限界値の目安が提示されており、実際の設計ではこの目安をそのまま使用することが多い。また、コンクリート標準においてもこれを踏襲し、付属資料において詳細な計算方法が記載されている。しかしながら、現在では様々な軌道構造や締結装置が使用されていることから、限界値の目安の前提となっている締結間隔や支持剛性とは異なる条件で建設されるケースも多く、この目安が現在の軌道構造条件に適応している

かを確認する必要がある。また、設計時に適切な軌道構造条件を選択することにより、この限界値を緩和でき、より合理的な設計が可能となる可能性がある。そこで本研究では、まず変位制限標準に示されている限界値の目安に対して、支配的となる軌道構造条件と各限界値の算出方法を整理した上で、締結間隔や軌道の鉛直方向の支持剛性（鉛直支持ばね定数）といったパラメータが限界値へ与える影響を調査した。さらに、今後の設計への対応のために、実際に使用されている軌道構造条件を想定した限界値の目安の例を提示した。なお、本論文は文献4の内容に再計算を行い、加筆したものである。具体的には、文献4では、締結間隔の影響のみを評価するために、すべての締結間隔において鉛直および水平支持ばね係数に同じ値を用いていたが、本論文ではより実態に即した結果とするために、締結間隔に応じて支持ばね係数を変化させて再計算している。

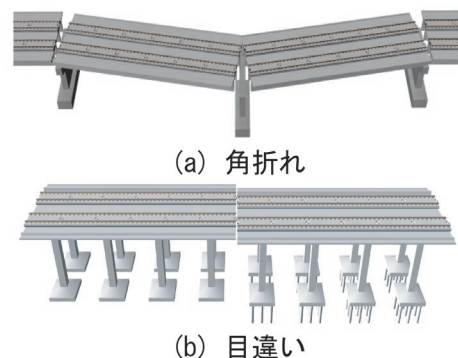


図1 構造物境界に生じる不同変位のイメージ

* 鉄道力学研究部 軌道力学研究室

** 鉄道力学研究部 構造力学研究室

2. 構造物の不同変位の限界値の設定方法

ここで用いる構造物の不同変位の限界値は、軌道面に生じる角折れ及び目違いによって、レールに発生する応力（レール応力）と、軌道パッド、ばね、タイプレート等の締結装置に作用するレール圧力を求め、それらが定められた限度値を超えないように定められる。軌道強度上・保守上の限度値には、第一限度値（作用と所要強度から見て特に問題はない値）、第二限度値（注意を要する値）、第三限度（許容されない値）の3段階があるが、常時に対しては第二限度値に示される値を超えないように、L1地震動に対しては第三限度値に示される値を超えないこととしている³⁾。

表1にレール応力とレール圧力の第二限度値、及び第三限度値を示す。この限度値は、以下のような考え方に基づいて算出されている。

レール応力については、レール曲げ応力の限度（ 200N/mm^2 ）からロングレールの温度応力による負担分（ 100N/mm^2 ）と列車荷重による応力（ 50N/mm^2 ）を差し引いた値（ 50N/mm^2 ）を第一限度とし、この値を2倍したものを第二限度、3倍したものを第三限度としている⁵⁾。

鉛直方向のレール圧力については、締結装置の初期締結力（ 6kN ）に着目し、構造物境界部から2つ目の締結装置（第2締結部）または3つ目の締結装置（第3締結部）がこの値に達して締結力を喪失する条件を第二限度としている⁵⁾。そのため鉛直方向のレール圧力の照査は締結装置が引き抜かれる方向のみに対して行う。なお、第1締結部についてはこの限度値で設計すると過剰に厳しい値となるため除外している。また、地震時には第3締結部が締結力を喪失する状態を想定している。鉛直方向の照査は、後述する弾性支持モデルを使用して算出する。

水平方向のレール圧力については、直結4型締結装置、直結5型締結装置、及びその改良型である直結8型締結装置を想定して限度値を設定している。直結4型締結装置に対しては、締結装置のばねに作用する荷重に着目している。ここでは、作用荷重が設計荷重より平均で25%増加すると耐用年数は1/2.5になり、荷重が50%増加すると耐用年数は1/5に減少するとし、この耐用年数が1/5になるときの荷重増分（設計荷重の50%）を第二限度としている⁵⁾。具体的には、横圧の設

表1 レール応力とレール圧力の限度値³⁾

照査項目		第二限度値	第三限度値
鉛直	レール応力	100N/mm^2	150N/mm^2
	レール圧力	6kN	6kN
水平	レール応力	100N/mm^2	150N/mm^2
	レール圧力(弾性支持)	16kN	32kN
	レール圧力(等間隔固定支持)	32kN	64kN

計荷重 64kN に荷重分散係数 0.5 を考慮して、水平方向のレール圧力の第二限度を $64\text{kN} \times 0.5$ （分散係数） $\times 0.5 = 16\text{kN}$ としている。また、第三限度を第二限度の2倍である 32kN としている。直結4型締結装置についての照査では、後述する弾性支持モデルを使用する。直結5型締結装置、及び直結8型締結装置に対する水平方向のレール圧力については、タイプレートに作用する荷重に着目している。直結5型及び直結8型締結装置では、タイプレートが 64kN で軌道スラブ上を移動する設計となっていることから、この時の値を第三限度とし、第二限度はその値の $1/2$ をとって 32kN としている。また、タイプレートとレールの間には 1mm 程度の隙間があるため、限界値の算出に当たっては計算値に 1mm をプラスした値を限界値としている。タイプレートが移動するまでは、桁、タイプレート、レールそれぞれの間には相対変位は生じないと仮定し、ここでの照査では後述する等間隔固定支持モデルを使用する。なお、本検討では軌道部材の限度値は変位制限標準に合わせて設定したが、この設定についても近年の知見を反映した値に見直す余地がある。

3. 限界値の目安算出のための応答値の求め方

本章ではまず、鉛直・水平方向それぞれの角折れ・目違いに対する限界値の目安算出のための応答値の求め方を整理する。

3.1 鉛直方向の角折れによる軌道の応答値

図2に弾性支持モデルでの角折れによるレール変形のモデル化を示す。鉛直方向の角折れによる応答値の算出では、弾性支持モデルにより算出する。弾性支持されたレールが曲げ変形を受ける際の力のつり合い式は、以下に示す4階の微分方程式で表される。

$$EI d^4y/dx^4 + ky = 0 \quad (1)$$

$$\text{境界条件: } x = 0, y' = -\theta/2, y''' = 0$$

$$x = \infty, y = 0$$

ただし、 EI : レール曲げ剛性、 y : レール鉛直変位、 k :

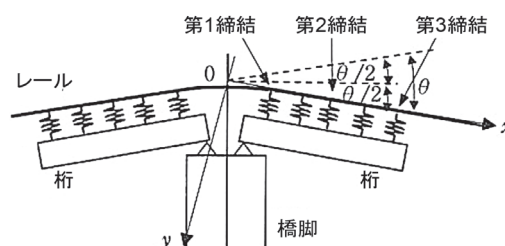


図2 弾性支持モデルによる角折れのモデル化³⁾

単位長さ当たりのレールの支持ばね定数、 θ ：折れ角である。

ここで、 $y=e^{\lambda x}$ 、 $\beta=\sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}$ として微分方程式を解くと、次の式が得られる。

$$y = \frac{\theta}{4\beta} \phi_3(\beta x) \quad (2)$$

ただし、 $\phi_3(\beta x)=e^{-\beta x}(\cos \beta x-\sin \beta x)$ である。よって、第1締結部、第2締結部、第3締結部でのレール圧力は、次の通りとなる。

$$P_1 = \int_0^a ky dx = \frac{k\theta}{4\beta^2} \{\phi_2(\beta a) - \phi_2(0)\} \quad (3)$$

$$P_2 = \int_a^{2a} ky dx = \frac{k\theta}{4\beta^2} \{\phi_2(2\beta a) - \phi_2(\beta a)\} \quad (4)$$

$$P_3 = \int_{2a}^{3a} ky dx = \frac{k\theta}{4\beta^2} \{\phi_2(3\beta a) - \phi_2(2\beta a)\} \quad (5)$$

ただし、 P_1 ：第1締結部のレール圧力、 P_2 ：第2締結部のレール圧力、 P_3 ：第3締結部のレール圧力、 a ：締結間隔、 $\phi_2(\beta x)=e^{-\beta x} \sin \beta x$ である。

また、レール曲げモーメントは $x=0$ のとき最大となることから、レール応力の最大値 σ_{max} は、次の通りとなる。

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{D} = -\frac{EI y''(0)}{D} = EI \frac{\theta \beta}{2D} \quad (6)$$

ただし、 D ：レールの断面係数、 M_{max} ：レールに生じる最大の曲げモーメントである。

3.2 水平方向の角折れによる軌道の応答値

図3に等間隔固定支持モデルでの角折れによるレール変形のモデル化を示す。水平方向では直結4型締結装置を想定した弾性支持モデルに加えて、直結5型締結装置、及び直結8型締結装置を想定した等間隔固定支持モデルを使用して応答値を算出する。弾性支持モデルによる応答値の算出方法は、レール曲げ剛性、ばね定数、断面係数の値が異なる以外は鉛直方向と同じである。等間隔固定支持モデルにおいて、レールが曲げ変形を受ける際の力のつり合い式は、以下の4階の微分方程式で表される。

$$EI d^4 y/dx^4 = 0 \quad (7)$$

これを図3に示すように締結間隔ごとに区間分けして解くと、レールの変位は、次の通りとなる。

$$y_1 = \frac{a\theta}{6} - \frac{\theta}{2} x_1 + \frac{\theta}{3a} x_1^2 \quad (8)$$

$$y_2 = -\frac{\theta}{6} x_2 + \frac{\theta}{3a} x_2^2 - \frac{\theta}{6a^2} x_2^3 \quad (9)$$

ただし、 y_1 ：区間1のレールの水平方向変位、 y_2 ：区間2のレールの水平方向変位である。また、各締結装置位置でのレール圧力 P_1 、 P_2 は、次の通りとなる。

$$P_2 = -EI y_2''' = EI \frac{\theta}{a^2} \quad (10)$$

$$P_1 = -P_2 = -EI \frac{\theta}{a^2} \quad (11)$$

レール応力の最大値 σ_{max} は以下の通りとなる。

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{D} = \frac{-EI y_1''(0)}{D} = -\frac{2}{3} EI \frac{\theta}{aD} \quad (12)$$

3.3 鉛直方向の目違いによる軌道の応答値

図4に弾性支持モデルでの目違いによるレール変形のモデル化を示す。弾性支持されたレールが図4に示す曲げ変形を受ける際の力のつり合い式は、以下に示す4階の微分方程式で表される。

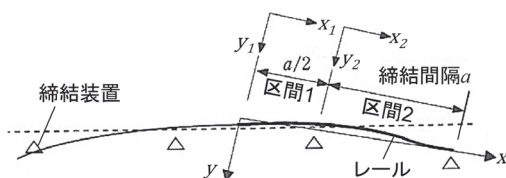


図3 等間隔固定支持モデルによる水平角折れのモデル化³⁾

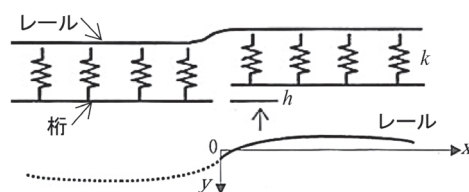


図4 弾性支持モデルによる鉛直目違いのモデル化³⁾

$$EI d^4 y/dx^4 + ky = 0 \quad (13)$$

境界条件 : $x = 0, y = h/2, y'' = 0$
 $x = \infty, y = 0$

ただし、 h : 目違い量である。角折れの場合と同様に、レール変位量は境界条件より以下の通りとなる。

$$y = \frac{h}{2} e^{-\beta x} \cos \beta x = \frac{h}{2} \phi_4(\beta a) \quad (14)$$

ただし、 $\phi_4(\beta x) = e^{-\beta x} \cos \beta x$ である。また、締結装置のレール圧力は、次の通りとなる。

$$P_1 = \int_0^a ky dx = -\frac{kh}{4\beta} \{\phi_3(\beta a) - \phi_3(0)\} \quad (15)$$

$$P_2 = \int_a^{2a} ky dx = -\frac{kh}{4\beta} \{\phi_3(2\beta a) - \phi_3(\beta a)\} \quad (16)$$

$$P_3 = \int_{2a}^{3a} ky dx = -\frac{kh}{4\beta} \{\phi_3(3\beta a) - \phi_3(2\beta a)\} \quad (17)$$

レールのせん断力が0となるとき、すなわち $y''' = 0$ のときに曲げモーメントが最大となり、そのときの x は $x = \pi/4\beta$ である。よって、レール応力の最大値 σ_{max} は、次の通りとなる。

$$\begin{aligned} \sigma_{max} &= \frac{M_{max}}{D} = -\frac{EI y'' \left(\frac{\pi}{4\beta} \right)}{D} \\ &= -\frac{\sqrt{2} e^{-\frac{\pi}{4}}}{2D} EI h \beta^2 \\ &\doteq -\frac{0.32}{D} EI h \beta^2 \end{aligned} \quad (18)$$

3.4 水平方向の目違いによる軌道の応答値

図5に等間隔固定支持モデルでの目違いによるレール変形のモデル化を示す。目違いにおいても角折れと同様に、水平方向では弾性支持モデルのほかにも等間隔固定支持モデルを使用して応答値を算出する。角折れと同様に、力のつり合い式は式(7)、境界条件は以下の通りとなる。

$$\begin{aligned} x_1 = 0, y_1' &= 0, y_1'' = 0 \\ x_1 = a/2, y_1 &= \delta = h/2, \\ y_1' &= y_2', y_1'' &= y_2'' \\ x_2 = 0, y_2 &= \delta = h/2, y_2' = y_1', y_2'' = y_1'' \\ x_2 = a, y_2 &= \delta = h/2, y_2' = 0 \end{aligned}$$

この境界条件から $A_1 \sim A_8$ を求めると、レール変位は次の通りとなる。

$$y_1 = \frac{6h}{5a} x_1 - \frac{4h}{5a^3} x_1^3 \quad (0 \leq x_1 \leq a/2) \quad (19)$$

$$y_2 = \frac{h}{2} + \frac{3h}{5a} x_2 - \frac{6h}{5a^2} x_2^2 + \frac{3h}{5a^3} x_2^3 \quad (x_2 \geq 0) \quad (20)$$

ただし、 $h = 2\delta$ である。締結位置でのレール圧力は、次の通りとなる。

$$P_2 = -EI y_2''' = -\frac{18}{5} EI \frac{h}{a^3} \quad (21)$$

$$P_1 = -EI y_1''' - P_2 = \frac{42}{5} EI \frac{h}{a^3} \quad (22)$$

レール曲げモーメントは式(19)及び式(20)を2階微分することにより求められ、その値は $x_1 = a/2 (x_2 = 0)$ のとき最大となる。よって、レール応力の最大値 σ_{max} は、次の通りとなる。

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{D} = \frac{-EI y_1'' \left(\frac{a}{2} \right)}{D} = \frac{12}{5} EI \frac{h}{a^2 D} \quad (23)$$

4. 各種パラメータが限界値へ与える影響の評価

変位制限標準では、締結間隔や支持ばね定数に関して、特定のケースのみに対する限界値を示しており、締結間隔や支持ばね定数といったパラメータが限界値に与える影響については示されていない。そこで本章では、3章で示した応答値の算出方法に対し、スラブ軌道、50Nレール及び60kgレールを基本ケースとし、締結間隔、支持ばね定数、レール応力の限界値、レール圧力の限界値をパラメータとして、各パラメータが角折れ、目違いの限界値に与える影響について検討した。

4.1 検討方法

表2及び表3に応答値の算出の際に用いた各種諸元を示す。レール諸元については日本製鉄(株)のレール

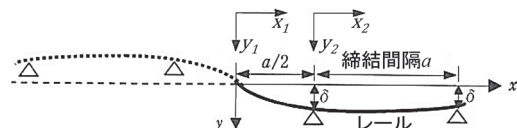


図5 等間隔支持モデルによる水平目違いのモデル化³⁾

表 2 レール諸元⁶⁾

レール種別	50kgN	60kg
ヤング率 E (N/mm ²)	200000	200000
断面二次モーメント I_x (mm ⁴)	19600000	30830000
断面二次モーメント I_y (mm ⁴)	3340000	5120000
鉛直方向の曲げに対する断面係数 D_x (mm ³) (レール頭部)	242000	321000
水平方向の曲げに対する断面係数 D_y (mm ³) (レール底部)	52500	70700

表 3 軌道のばね定数³⁾

道床種別	スラブ軌道	
単位長さあたりのばね定数 k (kN/mm/mm)	鉛直	96
	水平	32
β	鉛直	0.0015
	水平	0.0019
締結間隔 a (mm)	625	

のカタログ⁶⁾を、道床諸元については変位制限標準の付属資料を参考にした。レールの断面係数については、レール頭部とレール底部で異なるが、安全側の評価となるように、鉛直方向についてはより厳しい条件となるレール頭部、水平方向についても同様にレール底部の値を用いた。本研究では、表 3 に示すスラブ軌道のばね定数を基本とし、50kgN レール及び 60kg レールに対して締結間隔及び鉛直支持ばね定数の影響を評価した。具体的には、締結間隔を 300mm~1100mm の範囲において 20mm 刻みで変化させた際の限界値を算出した。また鉛直支持ばね定数については、5N/mm/mm~200N/mm/mm の範囲で 5N/mm/mm 刻みで変化させた際の限界値を算出した。2章で述べた通り、直結 5 型締結装置、及び直結 8 型締結装置は水平方向の荷重をタイプレートで受ける構造となっており、等間隔固定支持モデルによる検討が妥当であると考えられる。そのため、弾性支持モデルで使用する単位長さあたりの水平ばね定数には、直結 4 型締結装置のものを使用した。なお、締結間隔については、変位制限標準ではスラブ軌道の場合 625mm を基本としているが、近年設計された事例としては、整備新幹線において締結間隔 750mm に拡大した軌道スラブが使用されている⁷⁾。また、既往の研究では端部締結間隔を 900mm まで拡大可能であるという検討結果が得られている^{7) 8)}。支持ばね定数については、変位制限標準では軌道パッドばね定数が 60MN/m (直結 4 型) のものを基準としているが、地盤振動及び騒音低減を目的として、20MN/m と基準の 1/3 程度の低ばね定数の軌道パッドが使用されたケースが報告されている^{9) 10)}。

なお、締結間隔の影響の評価の際には、軌道パッドのばね定数を 60kN/mm、水平方向の一締結あたりの横ばね定数を 20kN/mm とし、軌間に応じて以下の式により鉛直および水平支持ばね係数を変化させた。

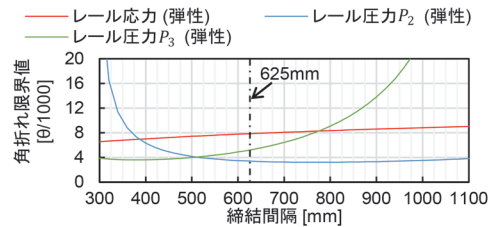
$$k = \frac{1}{(1/D_p)a} \quad (24)$$

ただし、 k : 支持ばね係数、 D_p : 軌道パッドばね定数もしくは一締結あたりの水平ばね定数、 a : 締結間隔である。

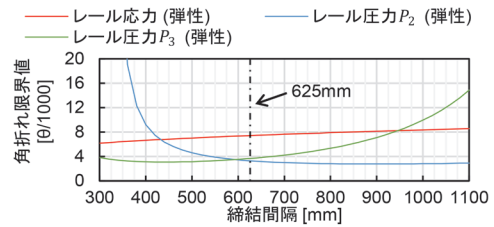
4.2 検討結果

4.2.1 締結間隔の影響

図 6 に常時における鉛直方向角折れに対する締結間隔の影響を、図 7 に鉛直方向目違いに対する締結間隔の影響を示す。図では、レール応力の限度値及び各締結装置のレール圧力の限度値から求まる角折れ・目違いの限界値を示しており、それぞれの締結間隔に対してレール応力またはレール圧力 (常時の鉛直方向は P_2 , P_3) から求まる最も小さい限界値がその締結間隔での限界値と

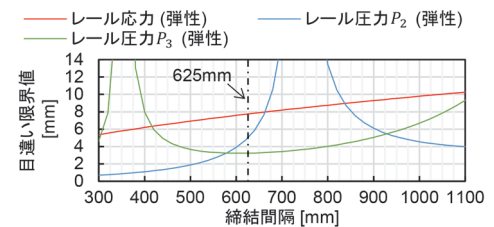


(a) 50kgN レール

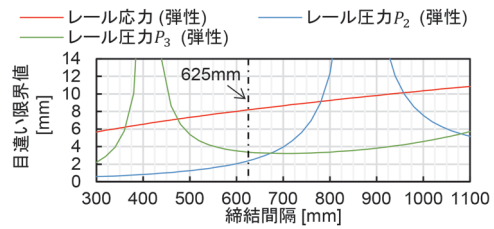


(b) 60kgN レール

図 6 鉛直角折れに対する締結間隔の影響 (常時)



(a) 50kgN レール



(b) 60kgN レール

図 7 鉛直目違いに対する締結間隔の影響 (常時)

なる。また、図中には、変位制限標準に記載の限界値の算出の際に使用された締結間隔（625mm）も併せて示す。なお、図中で角折れの限界値が常に20mrad以上もしくは目違いの限界値が常に14mm以上のものは記載を省略した。図より、鉛直方向の角折れ及び目違いに対しては、第2締結または第3締結でのレール圧力により限界値が決まることがわかった。角折れに対しては、締結間隔を拡大しても限界値はほぼ変化しないが、目違いに対しては締結間隔の拡大により限界値を増加させることが可能であった。なお、各図ではレール圧力の限度値から定まる目違いの限界値が無限大に発散しているような箇所がみられるが、これは締結間隔を変化させたことで各締結装置の位置が変化し、それにより締結装置によっては鉛直上向きの荷重がほとんど作用せず、前後の締結装置で鉛直上向きの荷重を負担するような条件となったためと考えられる。

図8に常時における水平方向角折れに対する締結間隔

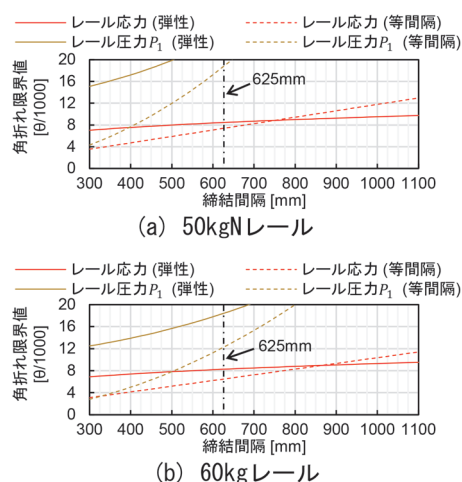


図8 水平角折れに対する締結間隔の影響（常時）

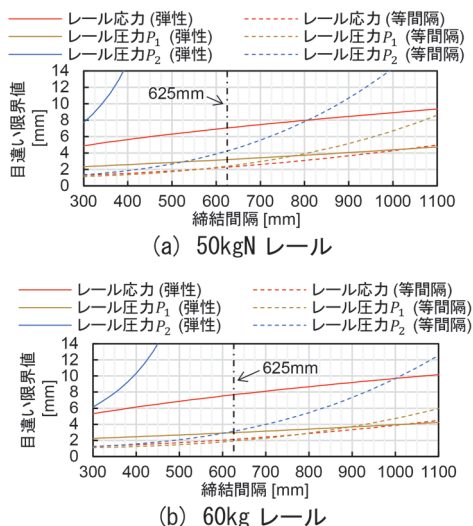


図9 水平目違いに対する締結間隔の影響（常時）

の影響を、図9に水平方向目違いに対する締結間隔の影響を示す。水平方向の角折れの限界値は、締結間隔の拡大により限界値が増加する傾向にあった。50kgNレールでは締結間隔約750mmまで、60kgレールで約850mmまでは等間隔固定支持モデルのレール応力で限界値が定まり、それ以上の領域では弾性支持モデルによるレール応力で限界値が定まった。一定の値となった。一方で、目違いに対しては、50kgNレールと60kgレールのいずれも締結間隔が1000mmまでは、等間隔固定支持モデルでのレール応力または第1締結部のレール圧力で限界値が定まり、締結間隔の拡大により限界値が増加した。

図10に地震時における鉛直方向角折れに対する締結間隔の影響を、図11に鉛直方向目違いに対する締結間隔の影響を示す。図では、レール応力の限度値及び締結装置のレール圧力の限度値から求まる角折れ・目違いの限界値を示しており、それぞれの締結間隔に対してレール応力またはレール圧力（地震時の鉛直方向は P_3 のみ）から求まる最も小さい限界値がその締結間隔での限界値となる。地震時においては、50kgNレールと60kgレール

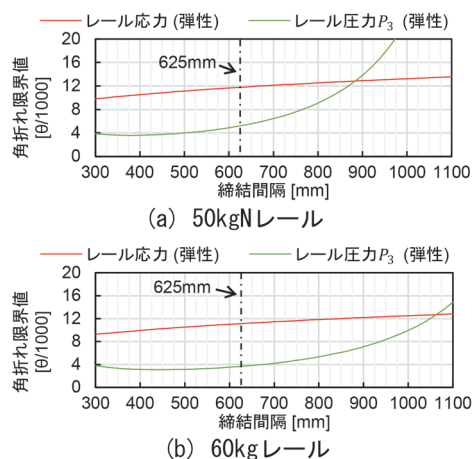


図10 鉛直角折れに対する締結間隔の影響（地震時）

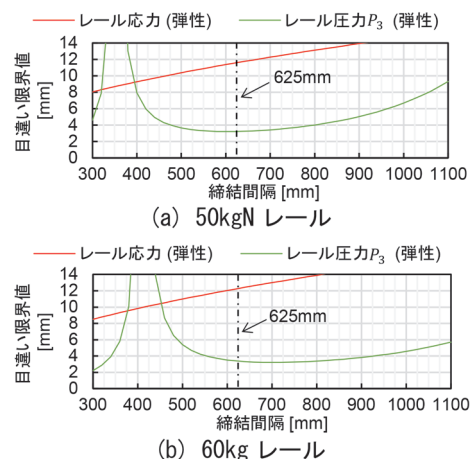


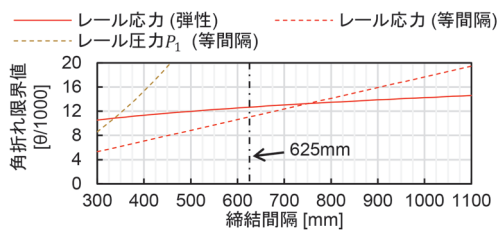
図11 鉛直目違いに対する締結間隔の影響（地震時）

のいずれに対しても、鉛直方向の角折れの限界値は変位制限標準での締結間隔（625mm）よりも大きな締結間隔とすると限界値が増加した。同様に、目違いに対しても50kgN レールでは締結間隔を大きくすることで、60kg レールでは締結間隔を約800mm以上とすることで変位制限標準での締結間隔の条件よりも限界値が増加した。

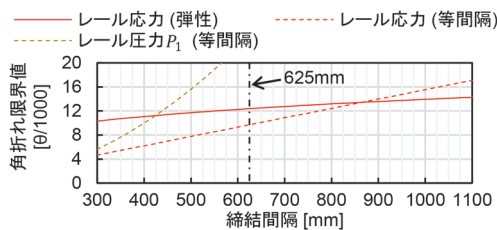
図12に地震時における水平方向角折れに対する締結間隔の影響を、図13に水平方向目違いに対する締結間隔の影響を示す。水平方向については、締結間隔を625mmから拡大すること限界値が増加した。50kgN レールで約700mm以上、60kg レールで約800mm以上の条件では一定となった。

4.2.2 鉛直支持ばね定数の影響

図14に常時における鉛直方向角折れに対する鉛直支

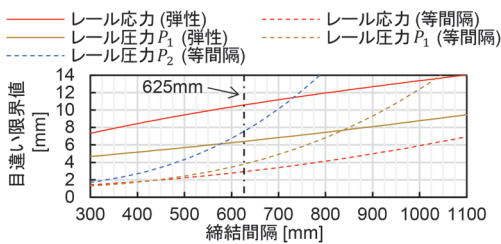


(a) 50kgNレール

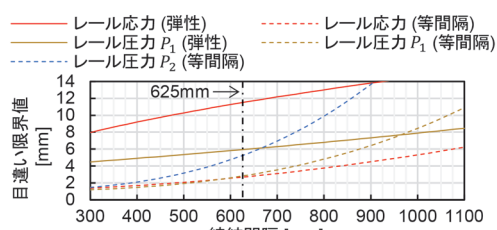


(b) 60kgレール

図12 水平角折れに対する締結間隔の影響（地震時）



(a) 50kgNレール



(b) 60kgレール

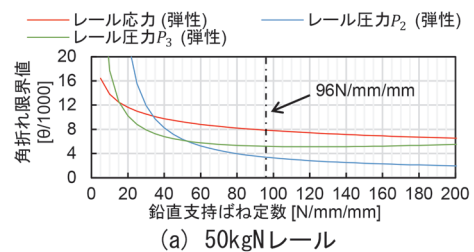
図13 水平目違いに対する締結間隔の影響（地震時）

持ばね定数の影響を、図15に鉛直方向目違いに対する鉛直支持ばね定数の影響を示す。角折れに対しては、50kgN レール 60kg レール共に鉛直支持ばね定数を低下させることで限界値を増加させることが可能であった。一方、目違いについては、鉛直支持ばね定数の低下による限界値への影響は限定的であった。

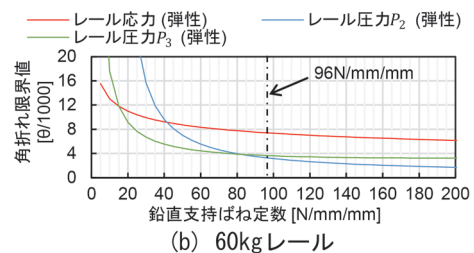
図16に地震時における鉛直方向角折れに対する鉛直支持ばね定数の影響を、図17に鉛直方向目違いに対する鉛直支持ばね定数の影響を示す。図より、地震時においても常時と同様の傾向が確認できた。

4.2.3 実際の軌道構造条件を想定した限界値の目安

表4および表5に実際の軌道構造条件を想定した常時および地震時の角折れ・目違いの限界値の目安の例を示す。ここでは、変位制限標準で使用されているスラブ

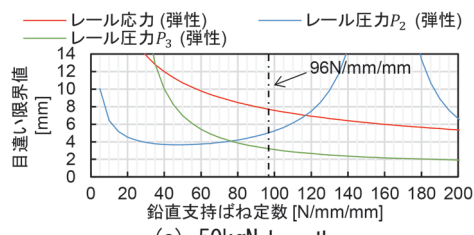


(a) 50kgNレール

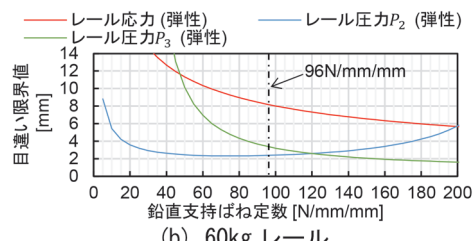


(b) 60kgレール

図14 鉛直角折れに対する鉛直支持ばね定数の影響（常時）



(a) 50kgNレール



(b) 60kgレール

図15 鉛直目違いに対する鉛直支持ばね定数の影響（常時）

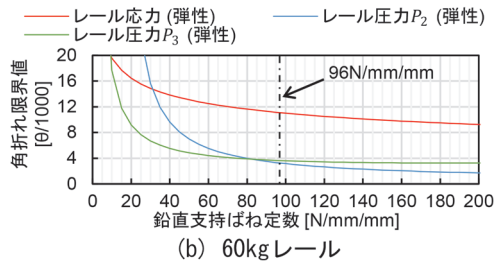
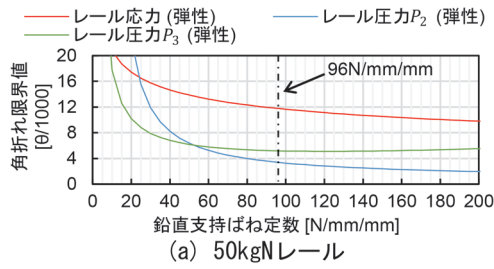


図 16 鉛直角折れに対する鉛直支持ばね定数の影響 (地震時)

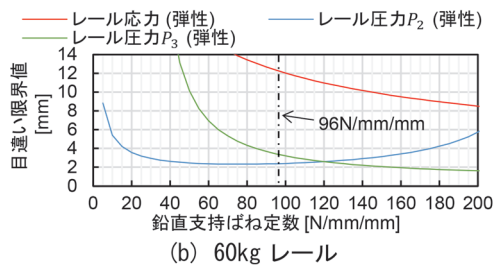
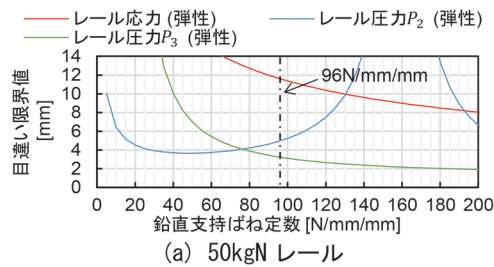


図 17 鉛直目違いに対する鉛直支持ばね定数の影響 (地震時)

軌道の値を基本とし、既往の研究^{7) 9) 10)}を参考にして、締結間隔を750mmとしたケースと、軌道パッドのばね定数を20MN/mとして単位長さあたりの鉛直支持ばね定数を算出したケースを想定した。表より、常時および地震時において、角折れ・目違いともに水平方向に対しては影響が限定的であるが、鉛直方向に対しては締結間隔の拡大または鉛直支持ばね定数の低下により限界値を緩和させることが可能であった。例えば、締結間隔を750mm、軌道パッドばね定数を20MN/mm(鉛直支持ばね定数27N/mm/mm)としたケースでの常時の限界値は、変位制限標準での条件から算出した結果と比較して、50kgNレールの鉛直角折れで4.8mrad、60kgレールの鉛直角折れで3.3mrad増加し、50Nレールの鉛直目違

表 4 限界値の目安の例 (常時)

(a) 50kgNレール

ケース	締結間隔 [mm]	鉛直支持ばね定数 [N/mm/mm]	角折れ [θ/1000]		目違い [mm]	
			鉛直	水平	鉛直	水平
基準値	625	96	3.4	7.4	3.2	2.3
締結間隔拡大	750	80	3.2	8.8	3.7	2.8
軌道パッド低ばね化	625	32	7.6	7.4	3.9	2.3
間隔拡大+低ばね化	750	27	8.2	8.8	6.4	2.8

(b) 60kgレール

ケース	締結間隔 [mm]	鉛直支持ばね定数 [N/mm/mm]	角折れ [θ/1000]		目違い [mm]	
			鉛直	水平	鉛直	水平
基準値	625	96	3.3	6.5	2.4	1.9
締結間隔拡大	750	80	2.9	7.8	3.3	2.6
軌道パッド低ばね化	625	32	6.4	6.5	2.9	1.9
間隔拡大+低ばね化	750	27	6.6	7.8	4.2	2.6

表 5 限界値の目安の例 (地震時)

(a) 50kgNレール

ケース	締結間隔 [mm]	鉛直支持ばね定数 [N/mm/mm]	角折れ [θ/1000]		目違い [mm]	
			鉛直	水平	鉛直	水平
基準値	625	96	3.4	11.1	3.2	2.9
締結間隔拡大	750	80	3.2	13.3	3.7	3.8
軌道パッド低ばね化	625	32	7.6	11.1	3.9	2.9
間隔拡大+低ばね化	750	27	8.2	13.3	6.4	3.8

(b) 60kgレール

ケース	締結間隔 [mm]	鉛直支持ばね定数 [N/mm/mm]	角折れ [θ/1000]		目違い [mm]	
			鉛直	水平	鉛直	水平
基準値	625	96	3.3	9.7	2.4	2.7
締結間隔拡大	750	80	2.9	11.7	3.3	3.4
軌道パッド低ばね化	625	32	6.4	9.7	2.9	2.7
間隔拡大+低ばね化	750	27	6.6	11.7	4.2	3.4

いで3.2mm、60kgレールの鉛直目違いで1.8mmの増加となった。なお、本研究で実施した検討は変位制限標準における軌道の損傷等から定まる構造物の不同変位の限界値の観点のみについて行ったものであり、実際の設計において締結間隔や軌道パッドを選定する際には、これに加えて列車の走行安全性や軌道部材等の経済性・メンテナンス性等の観点も含めた総合的な検討を行う必要がある。

5. まとめ

本研究では、変位制限標準の軌道の損傷等から定まる構造物の不同変位の限界値の算出方法を整理し、軌道の鉛直方向の支持剛性や締結間隔といったパラメータが与える影響を調査した。さらに、実際の軌道構造条件を想定した限界値の目安を提示した。得られた知見は以下の通りである。

- 1) 常時の鉛直方向については、角折れ目違いともに第2締結部または第3締結部のレール圧力により限界値が決定するケースが多いことが分かった。常時の水

平方向については、角折れはレール応力、目違いはレール応力または第1締結部のレール圧力で限界値が決まることが多いことが分かった。

- 2) 常時・地震時共に締結間隔の拡大量によっては、鉛直方向の目違い及び水平方向の角折れ・目違いの限界値を増加させることが可能であった。鉛直支持ばね定数についても、常時・地震時ともに値を低下させることで鉛直角折れに対する限界値を増加させることが可能であった。

文 献

- 1) 国土交通省監修・鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）第Ⅰ編 基本原則／第Ⅱ編 橋りょう，pp.219-245，2023
- 2) 渡辺健，田所敏弥，池田学，岡本大：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造）の改訂概要，鉄道総研報告，Vol.37，No.11，pp.1-5，2023
- 3) 国土交通省監修・鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（変位標準），丸善出版，pp.111-120，2006
- 4) 箕浦慎太郎，池田学，徳永宗正：軌道条件が橋りょう境界

の不同変位の限界値に与える影響評価，鉄道工学シンポジウム論文集，Vol.26，pp.177-184，2022

- 5) 佐藤裕，平田五十：構造物の変位とスラブ軌道理論計算，鉄道技術研究報告，No.801，1972
- 6) 日本製鉄株式会社：レール，https://www.nipponsteel.com/product/catalog_download/pdf/K003.pdf（参照日：2023年11月6日）
- 7) 宮腰豊：経済性，施工性の向上を目指したスラブ軌道の改良—整備新幹線—，JREA，Vol.61，No.12，pp.42701-42704，2018
- 8) 名村明，羽賀修，楠田将之，安藤勝敏，川崎祐征：スラブ軌道のレール締結間隔拡大に関する検討，土木学会第55回年次学術講演会，Vol.55，No.IV-266，pp.504-505，2000
- 9) 横山秀史，岩田直泰，芦谷公稔：低ばね定数軌道パッド敷設による地盤振動に対する影響，鉄道総研報告，Vol.22，No.5，pp.29-34，2008
- 10) 田中靖幸，高橋亮一，出穂浩，江後満喜，田淵剛：軌道パッドのばね定数低下が沿線騒音・振動に及ぼす影響（新幹線スラブ軌道における現地敷設結果），土木学会第59回年次学術講演会，Vol.59，No.4-055，pp.109-110，2004