

論文 鉄道 RC ラーメン高架橋の地震時列車走行性に関する研究

曾我部 正道^{*1}・渡辺 勉^{*2}・谷村 幸裕^{*3}・金森 真^{*4}

要旨: 連続する鉄道 RC ラーメン高架橋は、地震時において各ブロックが異なる固有周期で振動するため、個々の振動変位に加えて、構造物境界部には列車走行性を低下させる原因となる角折れが生じる。本研究では、正弦波加振と静的角折れモデルを用いた数値解析により、角折れと地震時列車走行性の関係の定式化を試みた。また、ラーメン高架橋と調整桁からなる 36 構造物群及びラーメン高架橋と架道橋からなる 24 構造物群に対して、設計地震動を用いた数値解析を行いその妥当性を検証した。

キーワード: RC ラーメン高架橋, 地震時列車走行性, 角折れ, 振動変位

1. はじめに

地震時の列車走行性に係る変位の照査は、地震水平力に対する鉄道車両の走行性を評価するもので、線区全体の構造計画や高架橋の断面諸元の設定を左右する重要な性能項目となっている^{1),2)}。

図-1 に最も一般的な鉄道構造物の構造形式である、調整桁式鉄道 RC ラーメン高架橋と、地震時に生じる構造物変位の概念図を示す。地震時における角折れは、本来、個々の特性に応じて横方向に振動する複数の構造物の間の動的な相対変位によって生じるものであり、振動変位と角折れは連成して発生するものである。しかしながら、応答値の算定及び限界値の設定ともに考慮すべきパラメータが多く、未解明な点も多いことから、設計計算上は独立して取り扱われ、振動変位と角折れが同時に発生した場合の影響については考慮されていなかった³⁾。

このような背景から、本研究では、まず 2 章において簡易な静的角折れモデルを用いて振動変位と角折れの相互の影響を明かにするとともに、本来一つの現象である両者を同一指標で評価する手法について検討した。次に 3 章において、提案した評価法の妥当性を、設計データに基づく動的角折れモデルを用いて検証した。

2. 静的角折れモデルによる検討

2.1 解析手法

解析には車両と構造物との動的相互作用解析プログラム DIASTARS II を用いた。解析手法の詳細は参考文献 3),4),5) を参考にされたい。

(1) 車両の力学モデル

図-2 に車両の力学モデルを示す。解析には三次元の 1 車両モデル (31 自由度) を用いた。車両の力学モデルでは、車体、台車、輪軸を剛体質点と仮定した。これら剛体質点をばねとダンパで結合して、車両の力学モデル

を構成した。実車では、各構成要素間に相対変位抑制のためのストッパが設けられているため、各ばねはバイリニア形の実線形ばねとした。列車は 3 両編成 (12 軸) とした。車両の力学モデルの妥当性については、実物大振動台実験により検証が行われている⁶⁾。

(2) 車輪とレール間の力学モデル

図-3 に車輪とレール間の鉛直方向の力学モデルを示す。輪軸が剛で、車輪とレールがそれぞれ二次曲面から構成されている場合、車輪とレールの接触力 H と相対変位 δ_z は Hertz の接触ばねにより式(1)のように表せる。

$$H = H(\delta_z) = H(z_R - z_w + e_z + e_{z0}) \geq 0 \quad (1)$$

ここに、 z_R と z_w はそれぞれレールと車輪の接触点における鉛直変位、 e_z は図-3 に示すレール上に存在する鉛直方向の軌道狂い、 e_{z0} は車輪とレールの接触点にお

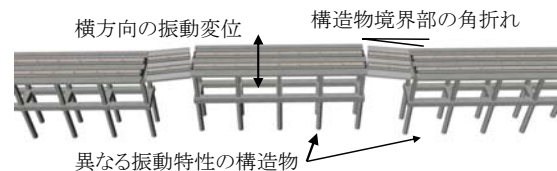


図-1 調整桁式鉄道 RC ラーメン高架橋と地震時に生じる構造物の変位の概念図

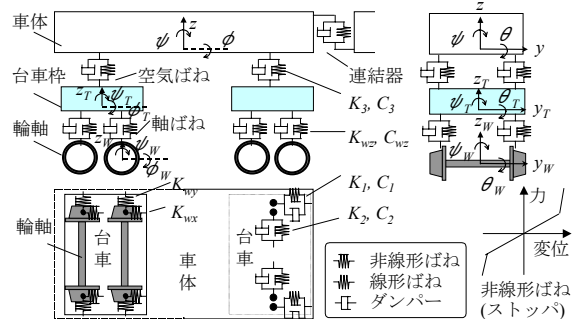


図-2 車両の力学モデル

*1 (財)鉄道総合技術研究所 構造力学 主任研究員 博(工) (正会員)
 *2 (財)鉄道総合技術研究所 構造力学 研究員 工修 (正会員)
 *3 (財)鉄道総合技術研究所 コンクリート構造 研究室長 博(工) (正会員)
 *4 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計技術部 (正会員)

る車輪の直径の初期接触点からの変動量である。

δ_z が正か0の場合、車輪はレール上で接触していると見なす。 δ_z が負の場合、車輪はレールから浮き上がっていると考える。

図-4に車輪とレール間の水平方向の力学モデルを示す。車輪の踏面とフランジは本来連続的な曲面をなしているが、本研究では、一定踏面勾配 γ と鉛直フランジを有する輪軸が、遊間 u を持って走行するモデルとした。車輪とレール間に働く水平方向の力は、クリープ力とフランジ圧の和として表される。

クリープ力(すべり力)は、車輪がレール上を転がりながら進む時、車輪踏面とレール頭頂面の間で、クリープ(すべり)することにより発生する接線力で、横方向クリープ力は式(2)のように表すことができる。

$$Q_c = -C \cdot S_y = -C \cdot (\dot{y}_w + r \dot{\phi}_w - v \psi_w) / v \quad (2)$$

ここに、 Q_c はクリープ力による車輪横圧、 C はクリープ係数、 S_y は横方向すべり率、 v は列車速度、 r は車輪公称半径である。クリープ力はすべり率が大きくなると摩擦力を上限として飽和する。

フランジ圧は、遊間が車輪フランジとレール肩とが接触した場合に生じ、式(3)のように表される。

$$Q_f = k_p \cdot \delta_y = k_p \cdot (y_w - y_R - e_y - u) \geq 0 \quad (3)$$

ここに、 k_p はレール締結装置の小返りばね定数、 δ_y は車輪とレール横方向相対変位、 y_w と y_R はそれぞれ車輪とレールの接触点における横変位、 e_y はレール上に存在する横方向の軌道狂い、 u は車輪とレールの遊間である。

(3) 構造物の力学モデル

連続する高架橋区間において構造物の固有振動数、剛性等が常に同様であることは稀で、個々の構造物の振動変位にはばらつきが生じるのが一般的である。

これらの影響を適切に評価するための解析条件を想定すると、構造形式、構造物高さ、地盤条件、桁連数、地震動など、組み合わせる事項は非常に多く、また車両の応答も振動振幅に単純に比例しない非線形挙動であることから、一般化が極めて困難な問題である。

そこで、本研究ではまず、単純化したモデルを仮定し、振動変位と角折れの関係について検討した。ここでは、振動変位の照査に用いる安全限界振幅に着目し、これに角折れが組み合わさった場合の影響を評価した。この角折れは、本来、振動する構造物に更に付加される動的な相対変位として表現されるべきところであるが、本研究では、これらの角折れを静的な角折れとしてモデル化することとした。

図-5に静的角折れモデルによる検討の概念図を、図-6に角折れの基本形状及び緩衝区間のモデルを示す。

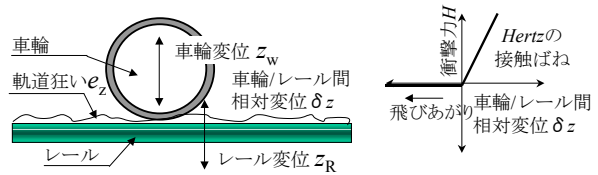


図-3 車輪とレール間の鉛直方向の力学モデル

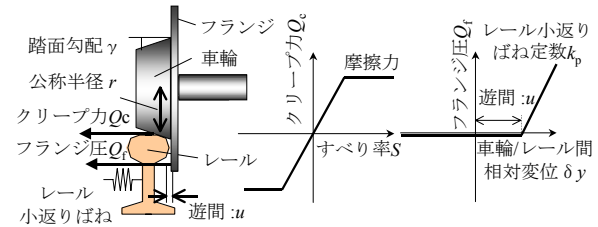
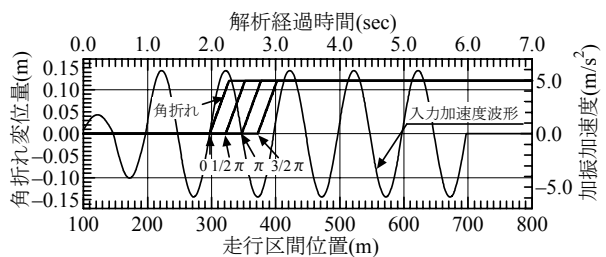
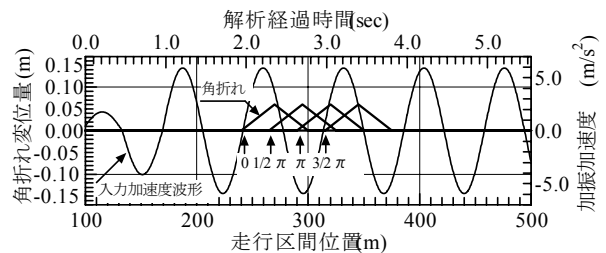


図-4 車輪とレール間の水平方向の力学モデル



(a)角折れ(角折れ:平行移動)と振動変位を考慮
(角折れ $\theta=4/1000$, スパン長 $L_b=30m$, 列車速度 360km/h)



(b)角折れ(角折れ:折れ込み)と振動変位を考慮
(角折れ $\theta=2/1000$, スパン長 $L_b=30m$, 列車速度 260km/h)

図-5 静的角折れモデルによる検討の概念図

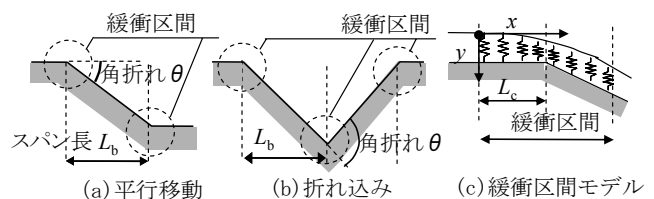
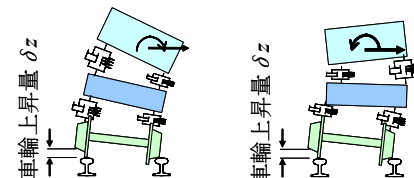


図-6 角折れの基本形状



(a)下心ロール0.7Hz付近 (b)上心ロール2.0Hz付近

図-7 地震水平力による車両の脱線モードと車輪上昇量

静的角折れモデルでは、角折れの形状は解析中常に固定されている。図-5に示す入力波形は、いずれも構造物

上の軌道面(レール上面)での入力波形である。

図-5(a)は、平行移動(図-6 参照)を振動変位と同時に考慮した場合の例である。車両の第1軸が角折れ開始点に到達する時刻を一定振幅となった正弦波(5波)の第2波開始時に設定したものを基本ケースとした。また、正弦波と角折れの位相ずれの影響を考慮するために、角折れ開始点に到達する時刻を基本ケースから1/4波長分ずつ1波長までずらした検討も行った。車両応答に対して、できるだけ多くの位相ずれの条件が考慮できるように、列車は3両編成(12軸)とした。

図-5(b)は、折れ込み(図-6 参照)を振動変位と同時に考慮した場合の例である。具体的な角折れの形状は、既往の研究⁷⁾に準じて定めた。角折れが生じる桁端前後には、レールの曲率の不連続を解消するために、横方向の軌道の変形を表す式(4)による緩衝区間を挿入した。

$$\begin{aligned}
 &0 \leq x < L_c \\
 &y = \frac{\theta}{4\beta} e^{\beta(x-L_c)} \{ \cos \beta(x-L_c) + \sin \beta(x-L_c) \} \\
 &L_c \leq x \leq 2L_c \\
 &y = \frac{\theta}{4\beta} e^{-\beta(x-L_c)} \{ \cos \beta(x-L_c) - \sin \beta(x-L_c) \} + \theta(x-L_c)
 \end{aligned} \tag{4}$$

ここに、 L_c は緩衝区間の長さの1/2、 θ は桁端部の角折れ、 x は緩衝区間開始点からの距離、 β は式(5)に示す軌道の相対的曲げ剛度である。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} \tag{5}$$

ここに、 k は単位長さ辺りの横方向の軌道支持ばね定数、 EI はレールの横方向の曲げ剛性である。入力諸元は、60kgレールとスラブ軌道を想定した。

2.2 解析結果

図-7に地震水平力を受ける車両の脱線モードと車輪上昇量を示す。列車走行性の評価は、車輪上昇量を指標として、正弦波のみによる安全限界振幅⁶⁾の角折れによる変化に着目して行なった。車輪上昇量の限界値は、車輪のフランジ高さが30mmであることを踏まえ25mmとし、3両編成12軸のうちの最大値で評価した。解析条件は、構造物のブロック長又はスパン長10~30m、列車速度160~360km/h、角折れ $\theta=2/1000 \sim 8/1000$ とした。

図-8に振動変位と水平角折れ(平行移動)を組み合わせた解析結果の例(角折れ $\theta=4/1000$ 、列車速度260km/h)を示す。図-8(a)は正弦波5波の水平加振と水平角折れの影響を考慮した安全限界振幅を示している。図-8(b)に、図-8(a)に示した解析結果を振動変位のみによる安全限界振幅で基準化した安全限界振幅比で示す。これは振動変位のみによる安全限界振幅が、角折れによりどの程度影響を受けるかを表した指標である。角折れ $\theta=4/1000$ の場合の安全限界振幅は、加振振動数や位相ずれにもよるが、振動変位のみによるものに

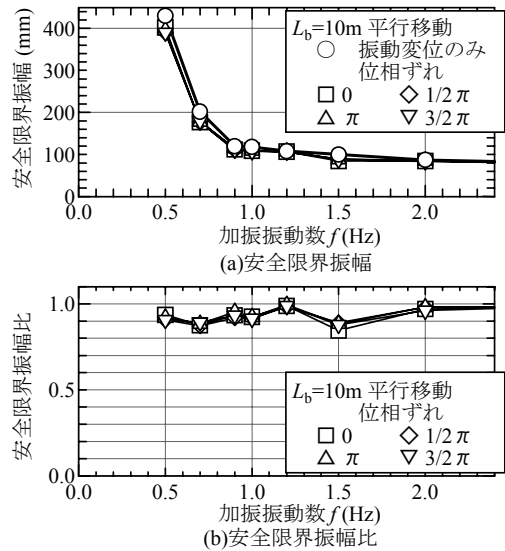


図-8 振動変位及び角折れ(平行移動)を考慮した解析結果の例(角折れ $\theta=4/1000$ 、列車速度260km/h)

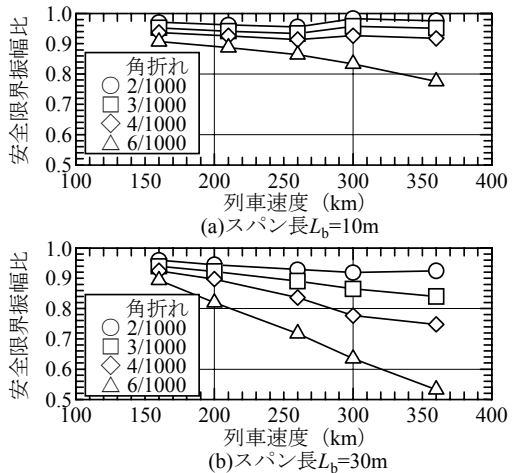


図-9 列車速度及び角折れ(平行移動)が安全限界振幅比に及ぼす影響

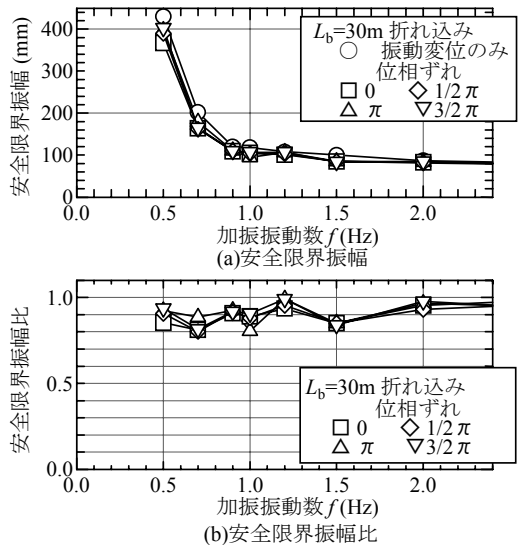


図-10 振動変位と角折れ(折れ込み)を考慮した解析結果の例(角折れ $\theta=4/1000$ 、列車速度260km/h)

対して平均で10%程度低下することが分かる。

図-9に列車速度と角折れ(平行移動)が安全限界振幅

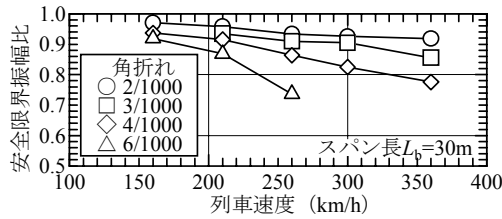


図-11 列車速度及び角折れ(折れ込み)が安全限界振幅比に及ぼす影響

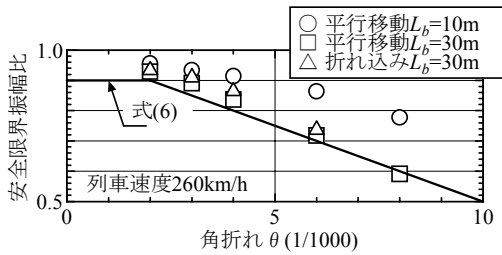


図-12 角折れが振動変位の安全限界振幅比に及ぼす影響

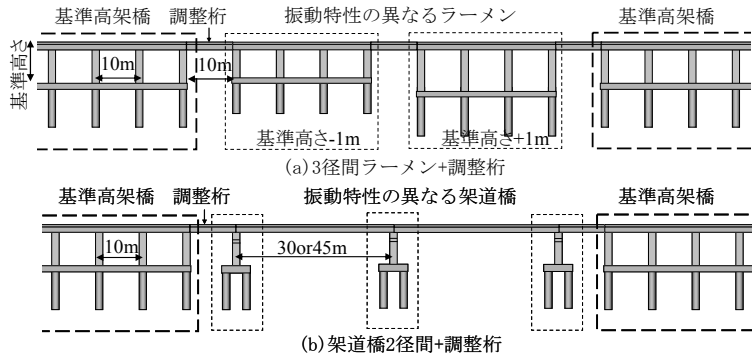


図-13 解析対称構造物の例

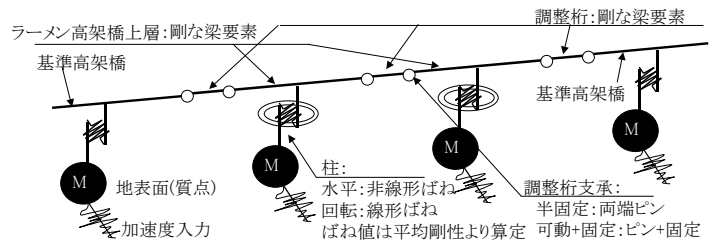


図-14 動的角折れモデルの例(ラーメン高架橋+調整桁)

に及ぼす影響を示す。各角折れの安全限界振幅比の値は、4種類の位相ずれケースの最小値を用いて示している。図から、角折れの増加とともに安全限界振幅が低下すること、高速になるほど大きく低下することなどが分かる。

図-10に振動変位と水平角折れ(折れ込み)を組み合わせた解析結果の例(角折れ $\theta=4/1000$ 、列車速度260km/h)を示す。角折れ $\theta=4/1000$ の場合の安全限界振幅は、加振振動数や位相ずれにもよるが、平行移動の場合と同様に、振動変位のみによるものに対して平均で10%程度低下していることが分かる。

図-11に列車速度と角折れが安全限界振幅に及ぼす影響を示す。平行移動の場合と同様に、角折れや速度の増加に伴い安全限界振幅が低下することが分かる。

図-12に角折れ θ が安全限界振幅比 k_{ca} に及ぼす影響を示す。列車速度260km/hにおける前述の解析結果に基づき安全側に両者の関係を整理すると式(6)が得られる。

$$k_{ca} = 1.0 - 50 \cdot \theta \leq 0.9 \quad (6)$$

3. 動的角折れモデルによる検討

3.1 解析手法

前章と同様に、解析には車両と構造物との動的相互作用解析プログラムDIASTARS IIを用いた。車両モデルは、2章と同一とした。ただし、列車は8両編成(32軸)とし、列車速度は新幹線の設計速度である260km/hとした。

図-13に解析対象構造物の例を示す。近年の構造計画では、等価固有周期や振動変位ができるだけ均一となるように配慮がなされるが、局所的に地盤条件や構造形式が変化する場合、均一とすることが困難となる。図

表-1 解析諸元の設定

構造物	パラメータ	設定値
基準高架橋	高架橋高さ	7~14m, 1m間隔
	等価固有周期	0.7~1.25(sec)
	降伏震度	0.34~0.70
調整桁	構造形式	標準設計RC-T形2主桁, $L_b=10m$ (1種類)
	支承条件	半固定又は可動+固定
ラーメン	高架橋高さ	7~14m, 1m間隔
	等価固有周期	0.7~1.25(sec)
	径間数	10m×3径間又は6径間
架道橋	降伏震度	0.34~0.70
	桁構造形式	標準設計PRC-I形桁 $L_b=30m, 45m$ (各1種類)
	径間数	1径間又は2径間
	支承条件	可動+固定
	橋脚高さ	基準高架橋にすりつけ
	橋脚等価固有周期	0.7~1.0(sec)

図-13は、一定の等価固有周期とみなせる連続した基準高架橋に、局所的に振動特性の異なるラーメンや架道橋が混在した場合を示している。

表-1に解析諸元の設定を示す。実設計を参考に普通地盤において取り得る組み合わせを想定し、振動特性の異なるラーメンと調整桁の組み合わせ36種類、ラーメン高架橋と架道橋の組み合わせ24種類、及び基準高架橋(1自由度でモデル化)のみ36種類について検討した。

図-14に動的角折れモデルの例として、ラーメン+調整桁の場合について示す。ラーメン高架橋各ブロック、調整桁、架道橋桁は、剛な梁要素でモデル化した。調整桁は半固定(両端ピン:簡易な分散設計)及び可動+固定(ピンと固定)の2種の境界条件について考察した。

図-15に構造物の振動特性の算定方法を示す。各構造

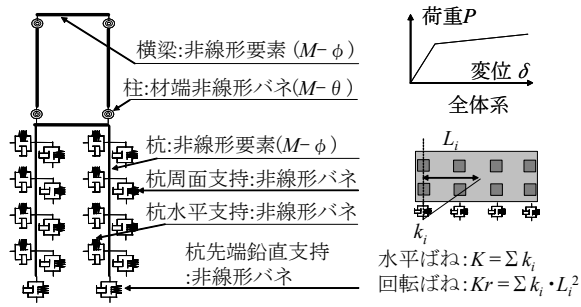


図-15 構造物の振動特性の算定方法

表-2 解析条件

解析条件	設定値
列車走行開始位置(m)	最初の調整桁始点から-100, -300, -500, -700, -900, -1100, -1300, -1500
入力地震動	L1地震動 G3地盤用, G4地盤用 15gal刻みで線形に振幅調整

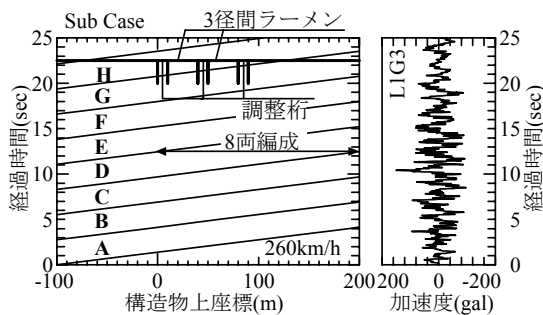


図-16 時刻歴波形の例

物の質量，非線形特性は実構造物の設計計算書を参考に定めた。まず平面解析モデルを用いて角柱列ごとに線路直角方向断面の静的非線形解析を実施し，荷重-変位関係を求めた。これを用いて各ブロックの水平ばね及び回転ばねを算出した。水平非線形ばねの履歴モデルは標準型トリリニアとした。

表-2に解析条件を示す。解析にはL1地震動G3地盤用，G4地盤用地震波(地表面波)を用いた¹⁾。鉄道構造物等設計標準・同解説(変位制限)²⁾では，11種類のランダム波に対する検討結果を踏まえ，安定した結果が得られるL1地震動を列車走行性の検討波と定めている。この地震動は，様々な等価固有周期の構造物に対して安定した応答スペクトルが得られるように振幅及び位相が調整されている。一方で，この地震動の特性を生かして妥当な解を得るためには，様々な周期成分が含まれる地震動の継続時間全体に対して漏らさず評価が行えるように，列車の走行位置を変えて検討を行う必要がある。このため各Caseを，8両編成列車(32輪軸)による8つのSub Caseに分割して解析を実施した。

図-16に列車速度260km/hにおける列車走行位置と地表面入力加速度の関係を示す。このように各Sub Caseでは，設計で定められたL1地震動を異なる卓越周期を持つ8波に変換して検討を行っていることに相当する。ま

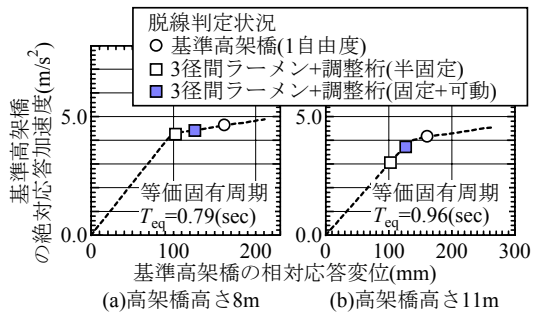
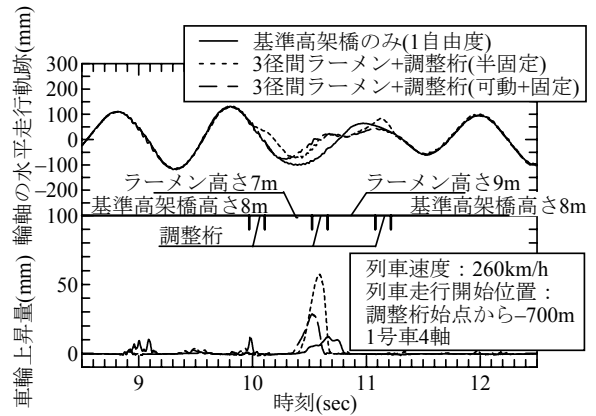
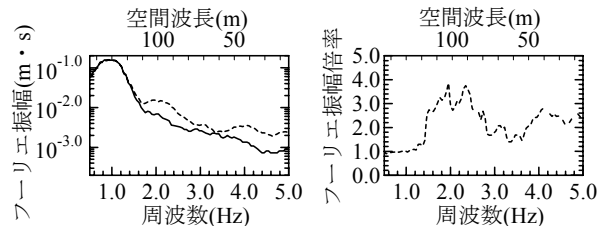


図-17 構造物の最大応答値と脱線判定状況



(a) 輪軸の時刻歴波形



(b) フーリエ振幅

図-18 輪軸の時刻歴波形とフーリエ振幅の例 (基準高架橋高さ8m, 3径間ラーメン+調整桁)

た地震動の規模は，15gal刻みで線形に振幅調整した漸増載荷とし，地表面を模擬した質点に同位相で入力した。

3.2 解析結果

図-17に，構造物の最大応答値と脱線判定状況を示す。図は振幅漸増解析を行い，脱線判定したケースの基準高架橋の荷重-変位点を構造物の骨格線上にプロットしたものである。図中に示すように多くのケースは基準高架橋の降伏前後の塑性率が小さい段階で生じていた。

図-18に，基準高架橋の高さ8m(等価固有周期1.0秒，降伏震度0.48，降伏変位124mm)，3径間ラーメン(高さ7m及び9m+調整桁)の時刻歴波形とフーリエ振幅の例を示す。図-18(a)から振動特性が異なるラーメン及び調整桁を通過する際に輪軸の水平走行軌跡が乱されていること，その時刻付近で車輪上昇が生じていることが分かる。図-18(b)のフーリエ振幅及び振幅の増加倍率から2Hz及び4Hz付近(列車速度から換算すると空間波長20~120m)の振幅が増大していることが分かる。

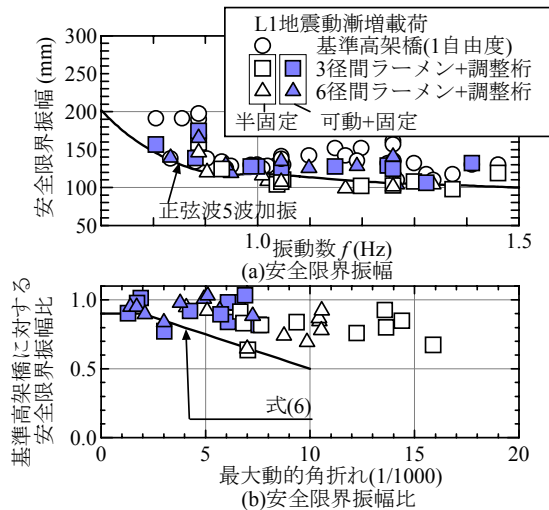


図-19 ラーメン+調整桁の安全限界振幅

図-19 にラーメン+調整桁の解析結果を示す。図-19 (a)では、いずれの解析ケースも車輪上昇量が 25mm となる時の基準高架橋の最大片振幅を安全限界振幅とし、基準高架橋の等価固有周期で整理して示した。図中には、比較のため正弦波 5 波による安全限界振幅も併せて示した。基準高架橋のみの解析結果では、不規則波加振であることや、幾つかの構造物では降伏により長周期化することに起因して、安全限界振幅が正弦波 5 波よりも大きくなっている。しかしながら、振動特性の異なる構造を挿入した場合、安全限界振幅は、正弦波 5 波を下回る場合もあることが分かる。図より、3 径間と 6 径間ラーメンの差は見出せないが、支承構造は片側が拘束されて角折れが生じにくくなる可動+固定の方が、安全限界振幅が大きくなる傾向にあることが分かる。

図-19 (b)では、基準高架橋の安全限界振幅に対するラーメン+調整桁の安全限界振幅比を示す。動的角折れモデルによる角折れと安全限界振幅比の関係は、式(6)により安全側に包絡されていることが分かる。

図-20 にラーメン+架道橋の解析結果を示す。全体的な傾向は、図-19 と同様であるが、径間数やスパン長による明確な影響の差異は見られなかった。また、ラーメン+架道橋の場合も、動的角折れモデルによる角折れと安全限界振幅比の関係は、式(6)により安全側に包絡されていることが分かる。

以上の解析結果から、静的角折れモデルにより提案した評価式は、一定の精度を有していると考えられる。

4. まとめ

本研究で得られた知見は以下の通りである。

(1)地震時の角折れの評価法として、振動変位の安全限界

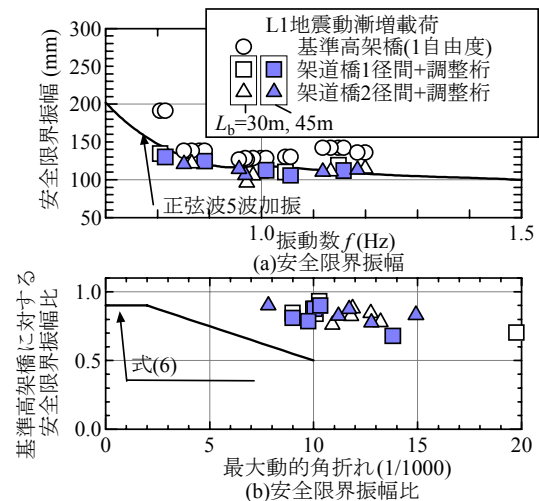


図-20 ラーメン高架橋+架道橋の安全限界振幅

振幅の低下に着目した手法を提案した。

(2)提案した照査法を動的な角折れモデルを用いて検証し、その照査法の妥当性を確認した。

本研究の一部は、国庫補助を受けて実施された。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説—耐震設計，丸善，1999
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説—変位制限，丸善，2006
- 3) 涌井一，松本信之，松浦章夫，田辺誠：鉄道車両と線路構造物の連成応答解析法に関する研究，土木学会論文集，No.513/I-31，pp.129-138，1995
- 4) 曾我部正道，松本信之，藤野陽三，涌井一，金森真，宮本雅章：共振領域におけるコンクリート鉄道橋の動的設計法に関する研究，土木学会論文集，No.724/I-62，pp.83-102，2003
- 5) 松本信之，曾我部正道，涌井一，田辺誠：構造物上の車両の地震時走行性に関する検討，鉄道総研報告，Vol.17，No.9，pp.33-38，2003
- 6) 宮本岳史，松本信之，曾我部正道，下村隆之，西山幸夫，松尾雅樹：大変位軌道振動による実物大鉄道車両の加振実験，日本機械学会論文集(C編)，Vol. 72，No.706，pp.1849-1855，2005
- 7) 佐藤吉彦，三浦重：走行安全ならびに乗心地を考慮した線路構造物の折角限度，鉄道技術研究報告，No.820，1972