論文 地震時車両走行性に影響を与える構造諸元の検討

伊東 佑香^{*1}·小林 薰^{*2}·平林雅也^{*1}

要旨:本稿では,新幹線構造物の諸元から,地震時振動変位に対する構造物境界における不同変位の影響を 把握することを目的に,実構造物から固有周期差が大きくなる構造諸元を抽出し,構造モデルを構築して解 析的な検討を行った。その結果,振動変位が設計限界値に達する入力地震動に対して,桁長差の大きい構造 物では目違いが,また脚長の高い構造物では角折れが設計限界値を超過する場合があることがわかった。ま た,目違いに対しては支承部の移動制限を目的とした補強枠の機能を,角折れについては対象構造物に隣接 する構造物の挙動も考慮することで設計限界値内に抑えられる可能性があることがわかった。 キーワード:車両走行安全性,振動変位,不同変位,支承

1. はじめに

地震時,鉄道構造物の列車の走行に係る性能の照査方 法は,鉄道構造物等設計標準・同解説(変位制限)¹⁾に 定められている。地震時の走行安全性は,設計耐用期間 内に数回程度発生する L1 地震動に対し,構造物の変位 を走行安全性上定まる制限値内に留めることで確保され ている。つまり「地震時の横方向の振動変位」および「地 震時の軌道面の不同変位」が設計限界値に達していない ことを確認することとなる。

振動変位はスペクトル強度 SI を照査指標としている。 実際の算定では、地盤種別ごとに設定されている地表面 設計地震動波形を用い、対象構造物の時刻歴応答解析に より相対速度応答スペクトル Sv(h,T)を算定し、応答スペ クトルを 0.1~2.5 秒間で積分して求められる。

一方,不同変位は軌道面の角折れ・目違いを照査指標 としている。隣接する構造物の固有周期が大きく異なる 場合,隣接構造物の応答に差が生じ,角折れ・目違いが 大きくなり車両の走行安全性に影響を与えるとされる。 角折れとは構造物境界で生じる回転角であり,目違いと は構造物境界での相対変位を表す。振動変位と不同変位 は,地震時において同時に生じているが,これらの同時 照査の方法は非常に煩雑となる。

地震時走行安全性に関する既往の研究では曽我部ら²⁾ が連続する構造物群に対し,新幹線車両と鉄道構造物の 動的相互作用を考慮した解析を行い,角折れ量の算定お よび各種対策工の効果をフラジリティ曲線を用いて定量 化している。また,浅沼ら³⁾も構造物境界の不同変位に 伴うバラスト軌道の残留変位の評価を目的に,ラーメン 高架橋等でモデル線区を仮定し,解析を実施している。

いずれの研究においても,動的解析により振動変位と 不同変位の連成を考慮した解析となっているが,両変位 の関係性については詳細に述べられていない。特に不同 変位が支配的になる可能性が指摘されている,構造物の 固有周期が大きく異なる場合の構造物境界において,設 計基準上どちらの変位が支配的であるか,またどの程度 の諸元を有する構造物から不同変位が支配的となるかは 明示されていない。

本稿では、振動変位に対する不同変位の影響を把握す ることを目的として、解析的な検討を行った。まず、新 幹線構造物の諸元を約 100km に渡って調査し、隣接する 構造物の固有周期差が大きく、不同変位の卓越が予想さ れる構造諸元を選定した。選定された構造諸元から構造 物モデルを構築し、振動変位に対しスペクトル強度 SI が限界値となる地震動を入力することで、不同変位の値 が限界値を超過するか確認した。これにより、振動変位 と不同変位の関係性が明らかになる。その上で、不同変 位のうち角折れ・目違いそれぞれに対して支配的な構造 諸元を明らかにする。モデル化のパラメータは、上部工、 下部工および支承部補強(補強枠)の不同変位抑制効 果について検討を行った。

2. 検討手順

新幹線構造物の諸元調査を行い,上部工および下部工 において固有周期差の大きいと想定される構造諸元の選 定を行う。選定された構造諸元を用いて,著大な不同変 位量の発生が想定される構造物モデルを構築し,動的解 析により応答値を算定する。このとき,支承部は弾塑性 の簡易モデルとし,必要に応じて詳細検討を行う。この 結果から不同変位に支配的な構造諸元を明らかにする。 また,仮定されたモデルのうち不同変位値の大きいモデ ルに対し,支承部および隣接構造物の詳細検討を行う。

2.1 構造諸元の選定

不同変位が卓越する構造物を選定するため、鉄筋コン

*1 東日本旅客鉄道㈱JR 東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 研究員 修士(工学)(正会員) *2 東日本旅客鉄道㈱JR 東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 主幹研究員 博士(工学)(正会員) クリート橋りょうを対象として図面調査を行った。構造 諸元のうち上部工,下部工および上下部工の諸元相関に ついて確認した。

(1) 上部工

上部工は,隣接する構造物の固有周期差を考慮するため,桁構造を対象として諸元調査を行った。

上部工の諸元調査の結果,図-1 のように単純桁は平均 15.4m で 5~20m の範囲にあり,最小 1.5m の T 型桁, 最大 65m の箱桁であった。隣接する桁同士の桁長差を取ったところ,平均 6.5m,最大は箱桁 62m とラーメンア バット上の T 型桁 16m の箇所で 46m であった。



図-1 上部工調査結果

(2) 下部工

下部工の構造形式は大きく壁式橋脚とラーメン橋台 に分類された。今回はそのうち相対的に数量の多い壁式 橋脚を対象に調査を行うこととした。また,今回は直接 基礎を対象として調査を行った。

下部工は,図-2のように平均高が11m,最大の箇所 で21mであった。こちらも隣接する下部工との差を取っ たところ,平均0.7m,最大で9.4mとなった。



(3) 上部エと下部エの相関

鉄道構造物等設計標準・同解説(変位制限)¹⁾では桁 または部材スパン長 L_b が長くなるほど設計限界値が小 さくなるが,これはL_bが長い場合,計算上角折れが小さ く算出されることを考慮したものと考えられる。実際に, 既往の研究においても,スパンの長い箇所では角折れが 小さく,相対的にスパンの短い調整桁部に角折れが集中 している³⁾。ここから,線路直角方向変位が比較的大き い脚長が高い構造物でも桁長の長い構造物であれば,結 果として角折れが小さくなる可能性がある。そこで実際 の構造物群において脚長と桁長の関係について確認した。



その結果,図-3のように脚長10m付近では桁長も10 ~20m程度であるが,脚長20m付近では桁長が10~60m の範囲に広く分布した。よって,脚長と桁長の関係から 不同変位を低減するのは難しいことが確認された。

2.2 構造物モデルの構築

基

構造物諸元調査より, 表-1 の通り, 桁長 L と脚長 H をパラメータとして構造物モデルを構築した。

衣	一一件儿	旦初てフ	Ĩ	(里1)	£ : III)
工デルタサ	デルタサ	解析パラメータ			
モノル名称	L1	L2	H1	H2	H3
基本	20	20	10	10	10

桁長差最大	20	65	10	10	10
脚長差最大1	20	20	5	15	5
脚長差最大2	20	20	15	5	15
脚長最大	20	20	20	20	20

表-1の各解析パラメータの,構造物モデルにおける 位置関係を図-4に示す。



(1) 上部工

上部工については、平均桁長が 15m 強であることから、 基本桁長として 20m 桁を設定した(基本モデル)。また、 桁長差最大 45m であったことから、基本桁長 20m に対 して 65m 桁を設定した(桁長差最大モデル)。

(2) 下部工

下部工については、平均高 11m, 高さが 5~20m の範 囲にあったことから,基本脚長として 10m 脚を選定した (基本モデル)。脚長差は最大 10m であったことから, 脚長 5m および 15m を組み合わせ、中央橋脚が相対的に 長いもの(脚長差最大モデル 1),相対的に短いもの(脚 長差最大モデル 2)を設定した。また、脚長最大は 20m であったことから、脚長 20m のモデルを設定した(脚長 最大モデル)。

2.3 解析

(1) 解析モデル

解析モデルは、隣接する構造物の挙動差を確認するため、図-4のように2径間単純桁モデルとした。不同変位の影響が大きく出るように、両端橋脚はフーチング下面で固定とし、中央橋脚は全ての自由度を設定した。同じく、両端橋脚に対する中央橋脚の相対変形を過小評価しないように、両端橋脚には隣接する上部工の荷重は載荷せず、両端橋脚の挙動を小さく評価するモデルとした。

各モデルを構築する中央および両端橋脚の固有周期, 降伏震度を表-2 に示す。固有周期は,桁重量および橋 脚重量の3割から算出される等価重量を設定し,初期剛 性から算定した。降伏震度は,桁重量および橋脚重量か ら重量を設定し,脚長ごとに図面から構造物諸元を選定 し断面解析による降伏モーメントから算定している。

モデル名称	固有周期(sec)		降伏震度		
	中央	両端	中央	両端	
基本	0.23	0.18	0.98	1.38	
桁長差最大	0.38	0.18, 0.35	0.63	0.73, 1.38	
脚長差最大1	0.28	0.08	0.52	3.81	
脚長差最大2	0.11	0.23	2.19	0.65	
脚長最大	0.39	0.32	0.37	0.45	

表-2 各モデルの橋脚毎の固有周期および降伏震度

解析モデルは2径間で両端構造物を考慮しない簡易モ デルのため、2連分の桁荷重が作用する中央橋脚におい て固有周期が大きく、また降伏震度が小さい計算結果と なっている。また脚長差最大1および2のモデルでは脚 長5mの橋脚があるため、降伏震度が大きくなっている。

ここで,モデルを構成している橋脚単体での固有周期 から隣接する橋脚との固有周期差は,基本モデルで 0.05(s), 桁長最大モデルで 0.20(s), 脚長差最大モデル 1 で 0.20(s), モデル 2 で 0.12(s), 脚長最大モデルで 0.07(s) となった。桁長最大モデルは, 両端橋脚で桁重量がそれ ぞれ異なるため, 固有周期も 2 種類となる。既往の角折 れ検討事例においても等価固有周期で最大 0.2~0.3(s)の 差で検討していることから²⁾³, 数値的に妥当であると 考えられる。

(2) 解析条件

上部工およびフーチングは弾性挙動を仮定した。壁式 橋脚は弾塑性(テトラリニア剛性低減型)とした。沓は 線路直角方向に対して剛塑性挙動を仮定し,すべりが発 生する際の摩擦係数は既往の実験結果⁴⁾⁵⁾より0.2とし た。支承部は,上部工および下部工の諸元変更結果を反 映しやすいように簡略なモデルとし,必要に応じて詳細 なモデルにて検討を実施することとした。

地盤条件はN値 25 の砂質土とし,地下水位は地表面から 3m で一律とした。フーチングは橋脚ごとに実構造物の形状でモデル化し,地盤ばねの設定を行った。

動的解析は $\beta=0.25$ のニューマークの β 法を用い,減 衰は部材別剛性比例とした。各部材の減衰定数は桁,沓 およびフーチング0%,橋脚3%,地盤ばねは10%とした。

(3) 入力地震動

地震動は、振動変位との関係評価のため、スペクトル 強度 SI が設計限界値に到達する、最大振幅を調整した入 力地震動を用いた。本稿の各モデルでは直接基礎を想定 しているため、鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設 計)⁶から、G2 および G3 地盤の海洋型地震を対象とし たスペクトル1(以降 Sp1とする)および内陸型地震を 対象としたスペクトル2(同 Sp2とする)の計4波の波 形に対し、最大振幅値を表-3の値に調整して用いた。

表-3 各モデル全体系入力地震動最大振幅(単位:gal)

工デルタサ	Т	G2 地盤		G3 地盤	
モノル名称	(sec)	Sp1	Sp2	Sp1	Sp2
基本	0.24	324	477	316	537
桁長差最大	0.52	317	607	291	615
脚長差最大1	0.28	312	453	303	503
脚長差最大2	0.17	333	552	334	630
脚長最大	0.37	300	522	295	507

スペクトル強度の設計限界値は構造物の等価固有周 期によって変化するため,解析モデル毎に等価固有周期 から入力地震動を設定した。なお,本稿の入力地震動レ ベルではモデル化した各橋脚が降伏には至らなかったた め,固有周期は,橋脚は等価剛性ではなく初期剛性を用 いてモデル全体系での固有周期を算定した。

3. 解析結果

5 ケースのモデルのいずれにおいても、振動変位の設 計限界値から定まる入力地震動に対して、中央橋脚にひ び割れモーメント以上、降伏モーメント未満の応答が確 認された。両端橋脚においては、弾性またはわずかにひ び割れモーメントを超過する応答となった。剛塑性で仮 定した沓はいずれもすべりが生じていた。

基本モデルにおける,各入力地震動の応答値を図-5 および図-6 に示す。入力地震動による応答値の差は, ほとんど見られなかった。これは,振動変位が設計限界 値となる最大振幅で各地震動を設定しているため,応答 が平均化されたものと考えられる。



図-6 角折れ応答値(基本モデル)

また,基本モデルにおいて地震動振幅を変化させた場 合の不同変位量の検討を行った。その結果を図-7 に示 す。振幅値に比例して角折れ量が増大しているのに対し, 目違い量は大きな相関がないことが確認された。



3.1 目違いの評価

(1) モデル解析の結果

目違いの設計限界値は,鉄道構造物等設計標準・同解 説(変位制限)¹⁾より,最高速度 300km/h で 7mm となる。 結果を表-4 に示す。今回は,桁長差最大モデルのみ目 違いの設計制限値を超過した。桁長差のない他のモデル では,隣接する桁間の挙動差がないため目違いが非常に 小さい結果となった。

表-4 目違い量算定結果(Sp1G2 地盤) (単位:m)

基本	桁最大	脚差1	脚差2	脚最大
8.5×10^{-13}	4.9×10^{-2}	3.5×10^{-14}	3.7×10^{-13}	1.8×10^{-11}

(2) 上部工の影響検討

既往の研究においても、ラーメン高架橋において、隣 接する上部工形式が異なる箇所の目違い量が大きくなる ことが確認されている³⁾。ここから、目違いに対しては 隣接する上部工の影響が大きいことが推測される。

そこで,入力地震動をG2地盤スペクトルIに固定し, 桁長差を変化させた場合の試算結果を示す。桁長 30mお よび 40m モデルは,20m および 65m 桁と同様に実際の 構造物から桁重量を算定してモデル化した。



この結果を図-8に示す。目違い量は桁長 30m の時点 で設計限界値を超過する可能性があることがわかった。 また,角折れ量は,桁長が長くなるにつれ低減しており, 上部工が長いほど,角折れ量の低減が確認できた。

(3) 下部工の影響検討

基本モデルから脚長および脚長差を変化させたモデ ルで解析を行った結果からは、上部工ほどの違いは見ら れなかった。既往の研究では、ラーメン高架橋高さが高 い場合に、発生する相対変位が大きくなり目違いが発生 している³⁾。今回の解析モデルでは、隣接する上部工が 中央橋脚にて同一の下部工に支持されているため、下部 工の影響が小さく、目違いが小さく抑えられたと考えら れる。同一の下部工に支持される桁構造においては今回 のような解析結果となったが、下部工の構造形式ごとに 目違い量が異なる点に留意する必要がある。

以上から,目違い量を決定する支配的な構造物諸元は 桁長であり,同一下部工に支持される桁構造では,下部 工の諸元を変更して固有周期を変化させても目違い量に 対して支配的ではないことが確認された。

(4) 支承部の影響検討

モデル解析より,目違い値が設計限界値を超過した桁 長差最大モデルに対し,実構造物挙動の詳細な検討を行 った。目違いに影響の大きい支承部に着目し,線路直角 方向変形抑制が期待される線支承サイドブロックを既往 の実験結果から図-9 のようにモデル化し解析を行った。



その結果,65m 桁については入力地震動として最大振 幅100galの地震動を入力した時点でサイドブロックに荷 重が作用し,振動変位から定まる入力地震動に対して目 違い量が設計限界値を超過することが確認された。一方, 20m 桁の水平力であれば,履歴復元力特性上サイドブロ ックに破壊荷重が作用するまでには至らなかった。

次に、支承部の補強枠に関する検討を行った。補強枠 の構造を図-10に示す。補強枠は、1978年の宮城県沖地 震を受け線支承サイドブロック損傷個所に設置された鋼 製フレームである。補強枠の設置により、上下沓の相対 変位が抑制されるため、目違い量の低減が期待される。 図面から、補強枠に線路直角方向の鋼材の降伏を想定し たバイリニアの履歴復元力特性を算定し、解析を行った。





補強枠を考慮した結果を図-11に示す。補強枠が設置 された構造物では、スペクトル強度から定まる地震動を 入力しても目違い量が設計限界値を大幅に超えることは なかった。本稿では、補強枠を設計図に示された強度で 設定しており、実構造物では鋼材降伏強度の割り増しを 期待することで、目違い量の更なる低減が期待される。

3.2 角折れの評価

(1) モデル解析の結果

角折れの設計限界値は、Lb=20mの場合の平行移動 3.5×10⁻³、折れ込み 3.0×10⁻³である¹⁾。解析の結果を**表-5**に示す。今回の5ケースにおいては、脚長最大モデルで設計限界値を超過した。

 表-5
 角折れ量算定結果(Sp162)
 (単位:rad)

 基本
 桁最大
 脚差1
 脚差2
 脚最大

 2.1×10⁻³
 8.7×10⁻⁴
 3.0×10⁻³
 8.0×10⁻⁴
 <u>4.8×10⁻³</u>

(2) 上部エの影響検討

角折れにおいては桁長差の影響は大きくなく,基本モ デルと比較して橋脚に作用する地震時水平力が大きくな る桁長差最大モデルにおいても,角折れの値が設計限界 値を超過することはなかった。

(3) 下部エの影響検討

角折れは、脚長最大モデルで設計限界値を超過した。 中央橋脚長を相対的に長く設定した脚長差最大モデル1 においても、設計限界値を超過するほどではないが応答 値が大きくなる傾向が見られた。一方で、中央の橋脚を 短くした脚長差最大モデル2では応答値が全モデルの中 で最小となった。ここから、下部工高さの影響が大きい ことが確認できた。目違い同様、入力地震動を固定し、 脚長を変化させ影響検討を行った結果を図-12に示す。



脚長が長くなるのに伴い,比例して角折れ量が増加していることが確認された。その際,目違い量については, 脚長と直接的な相関は確認されなかった。

各モデルを構成する下部工毎の固有周期差に着目す ると,設計限界値を超過した脚長最大モデルは比較的固 有周期差が小さかった。また,次に角折れ応答値の大き かった脚長差最大モデル1は,固有周期差が0.2(s)であ り,今回の解析モデルの中では比較的大きいが,同じく 固有周期差が0.2(s)である桁長差最大モデルでは応答値 が比較的小さく,入力地震動の種別によっては基本モデ ルよりも応答値が小さい結果となった。

これらの結果から、角折れ量を決定する構造物諸元の として下部工高さが支配的であることが確認された。

(4) 隣接構造物の影響検討

本稿では、中央橋脚の変位が最大となるよう、中央橋 脚下端のみ非固定、両端橋脚には隣接上部工荷重を負担 させないモデルのため、中央橋脚と両端橋脚の線路直角 方向の相対変位が大きくなり、角折れの応答値が実構造 物よりも大きく出ていると考えられる。

そこで、図-13のように脚長最大モデルに同じ構造物 諸元を有する隣接構造物を追加し再度解析を行った結果、 目違いは1.8×10⁻¹¹mから1.6×10⁻¹¹mとなり、設計限界 値に対し十分小さいまま変化はなかった。角折れは4.8 ×10⁻³radから1.3×10⁻³radとなり、設計限界値以下となった。ここから、構造物諸元の同じ構造物が連続する場 合には、角折れ量が低減されることが確認された。



図-13 隣接構造物考慮モデル

4. まとめ

本稿では,新幹線構造物の振動変位に対する不同変位 の影響を把握することを目的として,実構造物の諸元調 査結果から固有周期差が大きいと想定される構造物モデ ルを構築し,解析的な検討を行った。その結果を下記に 示す。

- ・振動変位が設計限界値に達する入力地震動に対し、構造諸元から不同変位量の大きい構造物を仮定し解析検討した結果、桁長差の大きい構造物では目違いが設計限界値を超過する可能性があり、脚長の高い構造物では角折れが設計限界値を超過する可能性があることがわかった。
- ・目違いは、実構造物の状態に応じてサイドブロックのおよび補強枠の効果を解析に取り入れた結果、ほぼ設計限界値と同等に抑えられることがわかった。角折れは、連続的な構造物の諸元を考慮することで、設計限界値内に抑えられることがわかった。

今回の解析結果は,あくまで構造的に最も厳しい条件を 抽出して解析を行った結果であり,一般的な実構造物で は,同じ入力地震動に対して振動変位と比較した場合, 不同変位は十分設計限界値内であると想定される。

参考文献

- 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),2006,丸善
- 2) 曽我部正道ら:各種対策工が地震時車両走行性に関 するフラジリティ曲線に及ぼす影響,第 18 回鉄道 工学シンポジウム,2014.7
- 3) 浅沼潔,曽我部正道,後藤恵一,中村貴久:構造物 境界におけるバラスト軌道の地震時残留変位,第18 回鉄道工学シンポジウム,2014.7
- 中原正人,池田学,豊岡亮洋,永井紘作:鋳鉄製支 承の地震時耐荷力特性と復元カモデル,鉄道総研報 告 Vol.22 No.3, 2008.3
- 5) 一條昌幸:シューの破壊試験報告,構造物設計事務 所構造物設計資料 No.59
- 6) 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),1999,丸善