

2605 桁・橋脚形式構造における橋脚軸周りの回転剛性

正 [土] ○丸山 直樹 正 [土] 曾我部 正道 正 [土] 谷村 幸裕 ((財) 鉄道総合技術研究所)
 正 [土] 松橋 宏治 (パシフィックコンサルタンツ (株))
 正 [土] 金森 真 (前 (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構)
 正 [土] 柳 博文 (鉄建建設 (株))

Yawing Stiffness of Girder and Pier Type Structure

Naoki Maruyama, Masamichi Sogabe, Yukihiro Tanimura, Railway Technical Research Institute 2-8-38, Hikari-cho, Kokubunji City
 Koji Matsushashi, Pacific Consultants Co.
 Makoto Kanamori, Japan Railway Construction, Transport and Technology Agency
 Hirofumi Yanagi, Tekken Co.

For train-running safety during earthquake, we should analysis using entire consecutive structures model. When we make the entire structures model, we need yawing stiffness of girder and pier type structures. In this research, firstly we investigated bearing stopper's yawing stiffness of girder and pier type structure by real size test pieces. Secondly we examined pier's yawing stiffness by non-linear numerical analysis considering stopper, pier and pile foundation yawing stiffness. We clarified that initial yawing stiffness depends on pile foundation stiffness, and decline at pier's torsion strength of concrete.

Keywords: bearing stopper, pier, pile foundation, torsion strength, train-running safety

1. はじめに

鉄道構造物の耐震設計では、連続する構造物群を設計振動単位に分割して性能照査が行われる¹⁾。表-1に単純桁式橋梁の場合の設計振動単位の例を示す。構造物群をこのような設計振動単位に分割することにより、解析自由度を縮小し、効率的な照査を行うことができる。一方で、実際の連続する構造物は、群として連成して挙動することが予想される。従って鉄道構造物の耐震性能や、特に地震時列車走行性を検討する場合には、構造物群全体を効率的にモデル化していく必要がある²⁾。

構造物群全体のモデル化を行う場合、構造物境界の連続条件、即ち支承部や橋脚の回転剛性に関する検討が重要となってくる。既に著者等は調整桁形式のラーメン高架橋に関して、その回転剛性及び構造物群の連成の影響の評価を実施してきたが²⁾、桁・橋脚形式構造に関するこの種の研究は行われておらず、基本的な性状も不明である。

そこで、本研究においては、桁・橋脚形式構造に着目して、モデル化の基本となる橋脚の回転剛性について検討を試みた。具体的には以下を研究の目的とした。

- (1) 鋼角ストッパー方式の桁支承の実物大実験により桁支承のストッパーの回転剛性を評価する。
- (2) 橋脚を対象とした数値解析を行い、橋脚の回転剛性の支配要因について検討する。

2. ストッパーの回転剛性評価に関する実験

2.1 実験方法

本研究ではまず、構造物群の連成条件の基本となる桁支承部について、実物大模型実験を行いその基本性状を検討した。

図-1に供試体構造図および載荷図を示す。桁に対して

ジャッキ1及び2による押し引きを行うことにより、回転挙動を再現できるように実施した。また、ジャッキ3は橋軸直角方向の荷重を模擬するために用いた。なお、試験体1体に対して鋼角ストッパーを2本用いており、

表-1 設計振動単位(単純桁式橋梁)

	橋軸方向	橋軸直角方向
固定・可動条件を有する場合	固定 可動 固定 	死重量反力に相当する上部構造部分
分散構造の水平力	ゴム支承 ゴム支承 	※ 橋軸直角方向に水平力分散構造を有しない場合は、固定・可動条件を有する場合の橋軸直角方向による。

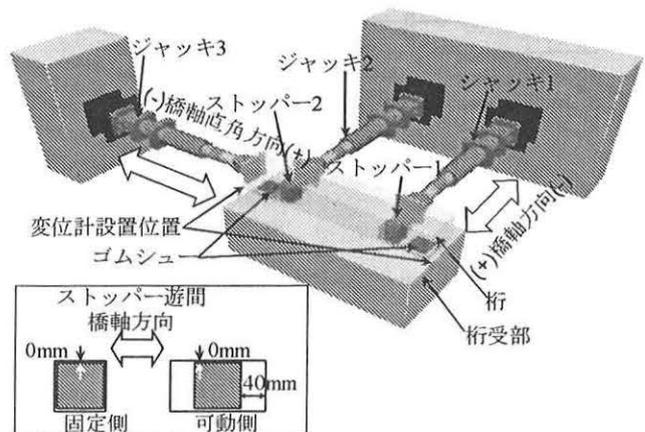


図-1 供試体構造図および載荷図

ジャッキ3に対して遠い側をストッパー1, 近い側をストッパー2と呼ぶこととする。

本実験における評価対象は桁と橋脚間に用いられる鋼角ストッパーとゴムシューで構成される支承部であり、ラーメン高架橋の調整桁以外の桁構造で用いられる一般的な支承形式である。ストッパーと桁下面の箱部との摩擦や食い込み等を再現するために、供試体は実物大の部分供試体とした。単純桁では、可動、固定の区分が行われる形式が多いため、固定側、可動側の計2体を製作した。桁、桁受部の両方に設計が必要とされる補強筋を配置した。

図-2に試験体の構造図および配筋図を示す。鋼角ストッパーとして、250mm×250mmの鋼管(SHC490)を2本配置し、鋼管内部にはコンクリートを充填した。可動側には遊間を橋軸方向に片側40mmずつ確保した。固定側には遊間はない。なお、鋼角ストッパー周囲には実橋同様に緩衝ゴムを設けた。緩衝ゴムの厚さは、可動側の橋軸方向を20mm、橋軸直角方向を12mmとした。固定側は全周を12mmとした。ストッパーの桁受部への埋め込み長は、固定側のストッパー1, ストッパー2を750mm、可動側のストッパー1を1000mm、ストッパー2を500mmとした。

本研究において、鋼角ストッパー単独モデルではなく、回転を考慮した実物大部分実験モデルとしたのは、回転に対する鋼角ストッパーの幾何学的な抵抗、鋼管周りの緩衝ゴムの影響、回転時における水平荷重の影響等、回転のメカニズムを総合的に検証するためである。

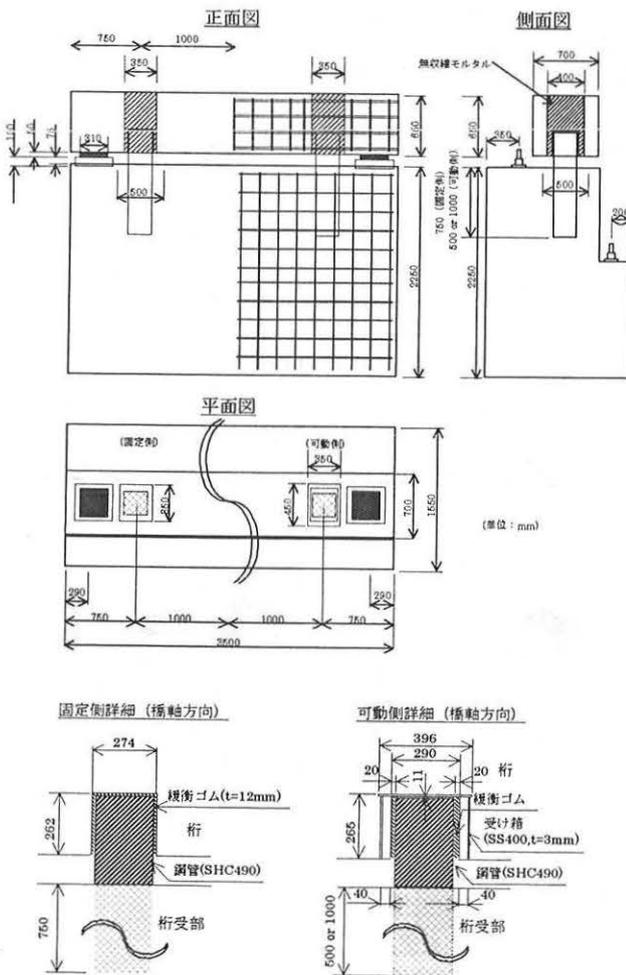


図-2 構造図及び配筋図

表-2に、各供試体のコンクリートの材料試験結果を、表-3に載荷ケースを示す。載荷は荷重制御とした。回転挙動はジャッキ1,2の押し引きにより再現した。CASE2,4ではジャッキ3により高架橋の降伏震度に対応する横荷重を与えながら回転載荷を行った。載荷ケース2は、載荷ケース1終了後に引き続いて行い、載荷ケース4も同様に、載荷ケース3終了後に引き続いて行った。

2.2 実験結果

図-3に各載荷ケースでのストッパー位置での荷重-変位(回転角-モーメント)関係を示す。図は、桁受部縁端距離の長い側が正となるようにプロットしており、初期載荷時においてはストッパー1の履歴曲線は正側に、ストッパー2の履歴曲線は負側に描かれる。図中には、剛性の計算値も示した。計算値は、原点から降伏点までの割線剛性により求めた。降伏耐力は、鋼角ストッパーの鋼管を鉄筋に換算してRC断面と見なし求めた³⁾。降伏変位は、CFT部材の降伏時の部材角算定方法を参考として算定した⁴⁾。降伏耐力は、最も低い値となった可動側ストッパー1(埋め込み長1000mm)で818.3kNである。可動側を模擬したケースの(c), (d)の図中には、緩衝ゴムが桁の遊間端部に到達する時点の回転角 θ_e も合わせて示している。

CASE1において変位量1mm程度の範囲における剛性を算出したところ、ストッパー1においては剛性計算値

表-2 コンクリートの材料試験結果

CASE	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
1,2	28.7	22.3	2.69
3,4	27.9	20.7	2.66

表-3 載荷ケース

CASE	支承種別	載荷方法	
		回転載荷荷重	横荷重
1	固定	±540kN	なし
2	固定	±540kN	740kN
3	可動	±290kN	なし
4	可動	±290kN	740kN

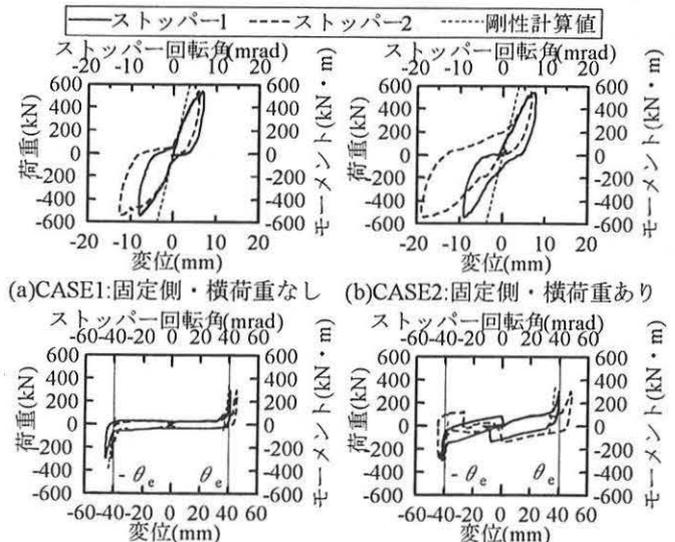


図-3 ストッパーの荷重-変位(回転角-モーメント)関係

の90%程度、ストッパー2においては剛性計算値の70%程度の低い剛性となった。この理由としては、厚さ12mmの緩衝ゴムの影響が考えられる。また、ストッパー2についてはストッパー端部より桁受部縁端までの距離が短く、载荷中に埋め込み部にひびわれが生じ、これに伴う剛性低下が生じたと考えられる。

CASE2の载荷時には、負側の载荷時にストッパー1付近においてもひび割れが生じた。さらに、ストッパー2付近では隙間が生じ、ひび割れがさらに進展した。CASE2は、CASE1と比較すると、履歴ループが膨らむ傾向が見られた。橋軸直角方向に载荷されることにより、緩衝ゴムと桁下面の箱部との摩擦力が生じたものと考えられる。

CASE3では、ストッパーが遊間の範囲内にある間は荷重の上昇はほとんど見られず、回転により幾何学的に緩衝ゴムの隅角部が桁に食い込む $\theta_c(\pm 40\text{mrad})$ 付近以降で、傾きが急になるスリップ型の履歴特性を有している。

CASE4では、正側载荷後、ストッパー1付近でひび割れが発生した。CASE3と比較して、ストッパー変位が小さい時点においても荷重が上昇している。CASE2と同様に、横荷重が加わることで摩擦力が生じたものと考えられる。

以上の結果によりストッパーの回転剛性については、鋼角形状の影響は緩衝ゴムの影響等により緩和され、ストッパー位置のアーム長とストッパー剛性により表現できること、水平荷重により若干回転剛性は変化するが、回転メカニズムとしてはそれほど大きな影響がないことなどが推察される。

ストッパー単体の剛性評価については、実際の構造物では、必要とされる補強鉄筋以外の鉄筋も配置されているため、本実験で見られたようなひび割れによる剛性低下の影響は生じないと予測される。この単体挙動については文献4)に取りまとめたので参考にされたい。

3. 橋脚の回転剛性評価に関する解析

3.1 解析方法

次に、橋脚全体の回転剛性について静的非線形解析により検討した。図-4及び表-4の解析対象とした橋脚を示す。いずれも、スパン20mのRCT桁を支持する橋脚と

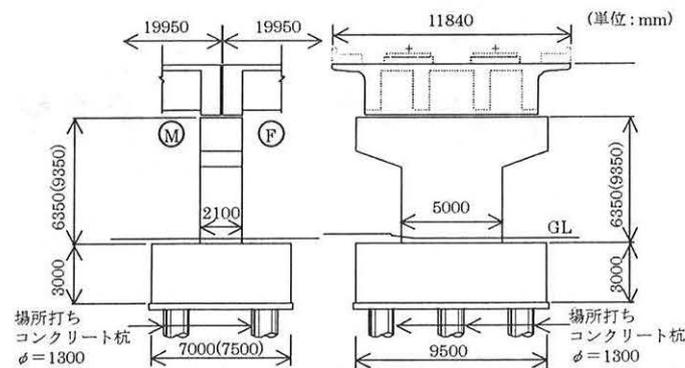


図-4 解析対象橋脚概要 (括弧書き数値: $H=12\text{m}$, その他: 共通)

表-4 解析対象橋脚の諸元

MODEL	橋脚高さ	地盤種別	杭長
1	9m	G3	18.19m
2	12m	G3	18.19m
3	9m	G5	18.19m
4	12m	G5	18.19m

し、高さ及び地盤条件を変化させた。

図-5に解析モデルを示す。躯体については軸力変動を考慮しない $M-\theta$ 関係によりモデル化した。曲げについては、設計標準に示した通りである³⁾。ねじりについては、参考文献3)~5)に基づき、純ねじり耐力 M_{ted} と、ねじり補強鉄筋のある場合のねじり耐力 M_{tyd} からなるトリリニア型の非線形モデルとした。ここで曲げとねじりの連成は考慮されていない。桁・桁座については剛な梁要素、杭は軸力変動を考慮した $M-\theta$ 関係によりモデル化した。個々の杭のねじり剛性は微小であるとして無視した。地盤については、バイリニア型の非線形特性を考慮し、橋軸方向 K_L 、橋軸直角方向 K_C それぞれに対してバネを算定した。

表-5に桁と橋脚間のストッパーのモデルを示す。ストッパーのモデルには、水平バネを用いた。この水平バネ値は2章に示した実験結果及び参考文献4)に基づき定めた。

表-6に解析ケースを示す。静的非線形解析の载荷では、まず橋軸直角方向に表中レベルまで载荷し、その後、回転に関する漸増载荷(100~200分割)を40mradまで行った。橋軸直角方向に水平载荷したのは、水平载荷による地盤のばね剛性の低下の影響を評価するためである。解析時の荷重の組み合わせは、固定死荷重 D_1 、付加死荷重 D_2 、地震時慣性力 E_Q とし、列車荷重は除外した。

3.2 解析結果

図-6に、躯体に曲げひび割れが生じるまで水平载荷し回転载荷を行った場合(CASE B, 図-6(a)~(d))、及び躯体が降伏するまで水平载荷し回転载荷を行った場合(CASE C, 図-6(e)~(h))のねじりモーメント-回転角の関係を示す。なお、MODEL 3のCASE Cでは全体降伏前に解析プログラムの限界で計算が不可能となった。

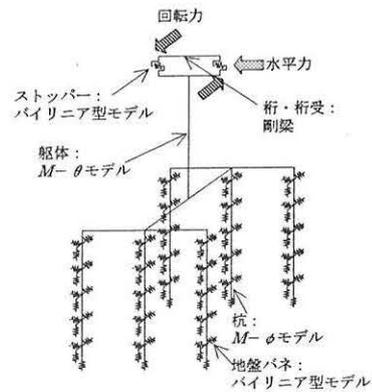


図-5 橋脚のモデル化

表-5 支承の水平バネ値

勾配	降伏点	
	$K(\text{kN/mm})$	$\delta(\text{mm})$
	1625.0	3.0

表-6 解析ケース

CASE	水平方向载荷レベル	回転载荷レベル
A	$1/2 \delta_c$	40mrad
B	δ_c (躯体曲げひびわれ発生時点)	40mrad
C	δ_y (躯体降伏時点)	40mrad
D	$1.5 \delta_y$	40mrad
E	$2 \delta_y$	40mrad

図から、支承、躯体、基礎それぞれの初期剛性を比較すると、支承が一番高く、次いで躯体、基礎の順番となっているが、G3 地盤のケースと比較して、G5 地盤のケースでは、基礎の剛性が大きく低下していることが分かる。また全体系の剛性低下は、躯体の回転剛性の低下により生じていることが分かる。この躯体の回転剛性低下点は、純ねじり耐力 M_{ted} である。

図-7に、各モデルにおける全体系のねじり回転角における部位別寄与度を示す。図では、躯体基部が降伏する時点における部位ごとのねじり回転角を調べ、構造物全体の回転角に占める割合を調べた。G3 地盤と G5 地盤のケースで比較をすると、H=9m(MODEL 1 及び 3)、H=12m(MODEL 2 及び 4)ともに、G3 地盤におけるねじり回転角が全体の回転角の40~60%程度にとどまったのに対し、G5 地盤では基礎部におけるねじり回転角が全体の回転角の80%近くを占めた。躯体高さによる特性の違いを比較すると、基礎におけるねじり回転角の全体に占める割合は躯体高さ12mの方が低い傾向が見られた。

また、MODEL 1 及び 2 においては、水平変位レベルの増大により、基礎部でのねじり回転角が大きくなり、躯体基部及び支承部のねじり回転角の占める割合が低くなる傾向が見られるのに対し、MODEL 3 及び 4 においては、水平変位レベルによる傾向の変化は比較的小さかった。

4. 結論

連続する構造物群全体をモデル化するための基礎的な検討として、桁・橋脚形式構造物の回転剛性について検討を行った。本研究で得られた知見は以下の通りである。

- (1) ストッパーの回転剛性は、ストッパー位置のアーム長とストッパー剛性により表現できる。鋼角形状の影響は緩衝ゴムの影響等により緩和される。
- (2) ストッパーの回転剛性は、水平力により若干回転剛性は変化するが、回転メカニズムには大きな影響はない。
- (3) 橋脚全体の回転剛性は、本研究で対象とした構造物では、基礎のばね定数に支配された。また軟弱地盤では回転剛性の占める割合が極めて高くなる。
- (4) 橋脚全体の回転剛性低下は、本研究で対象とした構造物においては、躯体の純ねじり耐力 M_{ted} に支配された。

以上の検討結果に基づき、今後、構造物全体をモデル化し、その構造物間の連成の影響度を評価していきたいと考える。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所編:鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計),丸善,1999
- 2) 原田和洋,曾我部正道,谷村幸裕:地震時における鉄道構造物群の挙動,第15回鉄道技術・政策連合シンポジウム(J-RAIL2008)講演論文集,pp.205-208,2008
- 3) 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),丸善,2004
- 4) 岡本大,田所敏弥,松枝修平,佐藤勉,松橋宏治:地震応答解析における鋼角ストッパーのモデル化に関する一考察,鉄道力学論文第12号,pp.115-120,2008
- 5) 土木学会:コンクリート構造物の限界状態設計法指針(案),コンクリートライブラリー52号,1983

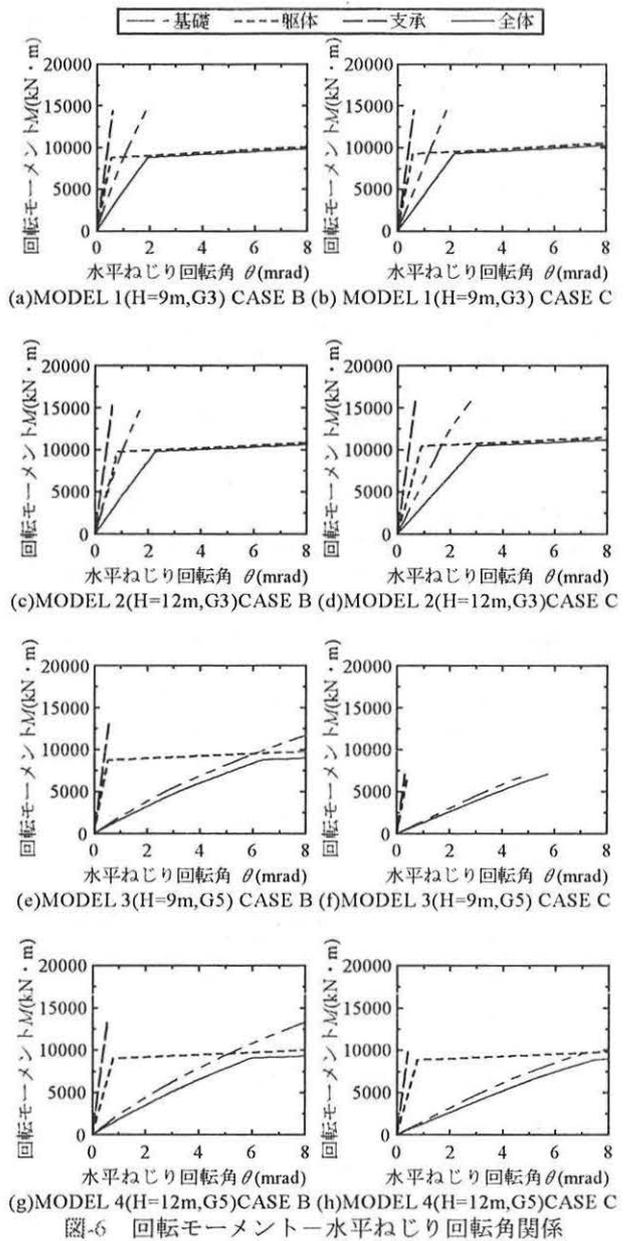


図-6 回転モーメント-水平ねじり回転角関係

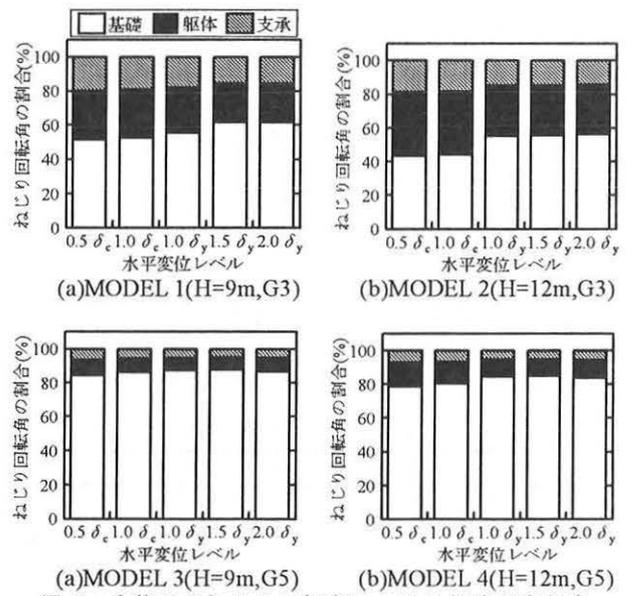


図-7 全体系のねじり回転角における部位別寄与度