

低摩擦すべり支承を用いた連続桁橋の 耐震性向上策の提案

大塚久哲1・清水晋作2・田中弘紀3・横川英彰4

1九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門 (〒 812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1) E-mail:otsuka@doc.kyushu-u.ac.jp

²Hitz日立造船株式会社 鉄構事業本部 橋梁事業部 (〒550-0002 大阪市西区江戸堀2-6-33) (研究当時 九州大学大学院 工学府建設システム工学専攻 修士課程)

E-mail:shimizu_shi@hitachizosen.co.jp

³ オイレス工業株式会社 免震カンパニー 支承設計部 (〒105-8584 東京都港区浜松町1-30-5) E-mail:h.tanaka@oiles.co.jp

⁴ オイレス工業株式会社 免震カンパニー 支承設計部 (〒105-8584 東京都港区浜松町1-30-5) E-mail:yokokawa@oiles.co.jp

繊維熱強化樹脂を素材として新たに開発された低摩擦すべり支承を用いて 地震時に上部構造と下部構造を縁切りし,下部構造の耐震性向上,下部構造と支承部のコスト削減を目的とした新しい橋梁システムの提案が行われている.本研究では,まず模型桁の振動実験により本システムの有効性を実証した後,5径間連続桁橋の解析を行って 摩擦係数の異なるすべり支承や桁端ダンパーの併用による変位制御策の有効性を検証したものである.

Key Word: low friction sliding bearing support, continuous girder bridge, seismic design

1. はじめに

橋梁の耐震性向上策として兵庫県南部地震以来,免 震支承が多く採用されている.しかし,ゴム系支承は, 許容応力が小さく,また大地震時に大きな変位を許容 する必要があるため,支承が肥大化してしまう場合が ある.そのため,最近では,すべり支承に鉛直支持機 能を持たせ,地震時の復元力としてゴムバッファを別 途設け,支承部の小型化を図る機能分離型支承の採用 が試みられている¹⁾²⁾.しかし,免震構造同様に機能分 離型支承を用いた橋梁は,長周期構造物であるため, 軟弱地盤では共振の恐れがあると考えられる.

一方,摩擦係数の小さいすべり支承を用いて,地震時に上部構造と下部構造の縁を切ると,下部構造へ伝達される慣性力が減少し,下部構造と支承部のコストが削減された新しい橋梁システムが開発できるものと期待される.そこで,著者らは,低摩擦すべり支承を有する連続桁橋を対象に地震応答解析を行いその優位性を示した3).また,すべり支承を用い,オールフリー構造とした連続桁橋の解析が友澤ら4)によっても行わ

れているが, いまだ実験による検証は行われていないようである.

本論文では,低摩擦すべり支承を有する桁橋モデルの振動実験によりその有効性の確認を行う.また,上部構造と下部構造を切り離すことで,上部構造の応答が大きくなる恐れがあるが,上部構造の変位を抑制した場合に下部構造が受ける影響を実験により検証する.その後,低摩擦すべり支承を有する5径間連続桁橋の地震応答解析を実施し,大地震時における橋脚の断面力の低減効果,上部構造の変位制御法について検討を行う.

なお,本研究で使用する低摩擦すべり支承は,繊維強化熱硬化樹脂を素材として新たに開発されたもので,2000mm/secの高速時においても摩擦係数2~4%という,従来のすべり支承と比較して1/10の低摩擦特性を実現したものである.また,耐荷重性が良好で,従来のすべり材に比べ約2倍程度の許容面圧を有しているため,支承の小型化が可能で支承部のコスト削減が期待できる.

2. 桁橋モデルに対する振動実験

(1)模型橋梁

実験供試体は写真 -1 に示す2本のH型鋼(橋脚)と 1.75kN の鋼板(桁)を組み合わせた構造である.供試 体を振動台に固定するため基部に鋼製の治具を設置し、 供試体と治具と振動台をそれぞれボルトで固定した. 使用材料を表-1に示す.供試体の寸法はスパン450mm, 橋脚高さが800mmである.橋脚頭部には円形断面のす べり支承を設置している.また、すべり支承の相手材と してフッ素樹脂コートを用いたすべり板を桁の下面に 貼り付けている. 本実験による支承条件を表 - 2 に示 す.低摩擦すべり材は面圧・速度依存性を有しており. 面圧が大きく,速度が速い程,摩擦係数が小さくなる という傾向を示し,40N/mm2の面圧で高速時に0.02程 の摩擦係数となる3).しかし,本実験では,実橋梁諸元 に比べて,桁の質量の割に支承の面積が大きいため. 摩擦係数が0.1以上となっている(面圧約1.2N/mm²). そのため,低摩擦すべり材にグリスを塗ることで低摩 擦すべり支承に相当する摩擦係数 0.03 を実現した. ラーメン構造とする場合は桁と橋脚天端を固定した.

低摩擦すべり支承のみを用いた場合は従来のすべり 支承程度の摩擦係数を有しており、今回の実験は、す べり支承の摩擦が大きい場合と小さい場合とで低減効 果を比較するという実験となっている.

(2)計測項目および計測位置

計測位置を図-1に示す.加速度計は,上部構造,橋脚A天端,振動台の3箇所に加振方向に設置し,ひずみゲージは橋脚Aの上部と基部,橋脚Bの基部の3箇所に貼付した.なお,ひずみゲージは1箇所につきH型鋼の両フランジに貼っている.また,変位計を上部構造,橋脚A天端,振動台に設置した.実験は0.002秒間隔で計測した.

(3)摩擦係数の測定

実験で使用する低摩擦すべり材,低摩擦すべり材に グリスを塗った支承の摩擦係数を測定するため,摩擦 係数測定試験を行った.

図-2に示すようにフレーム(壁)にロードセルを設置し,桁とロードセルが接した状態で,振動台をロードセルの方向に一定の速度で移動させる.桁はロードセルと接している状態なので,すべりによる摩擦力がロードセルに伝達される.振動台の速度は,0.5,5,50,100,150,200mm/secとして行った.

図 -3 に摩擦係数と速度の関係を示す.モデル2(低摩擦すべり材のみ)では,摩擦係数が0.1以上となっていることが分かる.これは,前節で述べたように面圧が小さく,摩擦係数が小さくなる面圧が得られてい



写真-1 実験供試体

表 -1 使用材料

	材料	断面形状	部材寸法 (mm)
桁	鋼	矩形	$650 \times 700 \times 50$
橋脚	鋼	H形	$100 \times 50 \times 5 \times 7 \times 875$
治具	鋼	アングル	$100 \times 75 \times 7 \times 500$
低摩擦すべり材	繊維強化熱硬 化樹脂	円形	30

表 - 2 支承条件

	支承条件	想定する支承
モデル1	剛結	(ラーメン構造)
モデル2	低摩擦すべり材	従来のすべり支承程度
モデル3	低摩擦すべり材 + グリス	低摩擦すべり支承程度

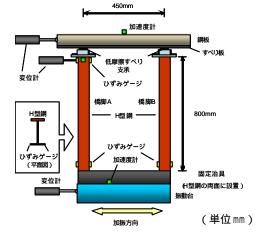


図 - 1 計測位置

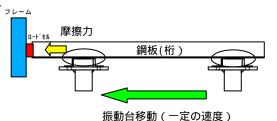


図-2 摩擦力の測定

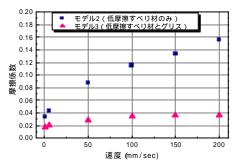


図-3 摩擦係数と速度の関係

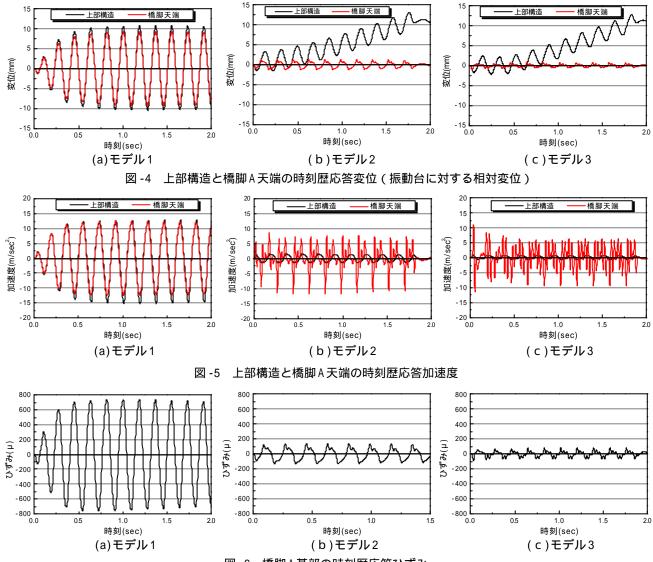


図-6 橋脚A基部の時刻歴応答ひずみ

ないためである.また,速度が大きくなると摩擦係数が大きくなっているが,これは実験の速度が $200 \, \text{mm/sec}$ 以下と小さいためである.文献 3 の低摩擦すべり 支承の要素試験では,速度が $100 \sim 200 \, \text{mm/sec}$ 程度で 摩擦係数が最大となる結果が示されている.

低摩擦すべり材にグリスを塗った場合では,摩擦係数が0.04以下となっており,低摩擦性が確保されていることが分かる.

(4) 実験ケース

自由振動試験の結果,モデル1の固有周期は0.18秒であった。

振動台の入力波として,モデル1の固有周期の0.7,1,1.5,2,2.5,3倍の周期を有する正弦波を用いる.モデル1には,最大加速度250,350,450galを入力し,モデル2と3には,最大加速度50,150,250,350,450galを入力する.また,本実験の振動台加振は,ハイブリッドアクチュエータで行っているが,加速度が大きく,長周期のケース(350galでは周期倍率2.5と

3,450galで周期倍率2以上のケース)は限界加振速度 230mm/sec を超えるため行っていない.

すべりが発生するのは上部構造の慣性力 (ma)と摩擦力 (μmg)が等しくなった時とすると、すべりが発生する場合の上部構造の応答加速度 a_s は、 $a_s = \mu g$ と表せる。モデル2の摩擦係数を 0.13,モデル3の摩擦係数を 0.04 とすると、それぞれ 130 gal,40 gal ですべり現象が発生すると推定される.

3. 実験結果

(1)時刻歴による応答比較

モデル1の固有周期と同じ周期を有し、最大加速度250galの正弦波を振動台に入力した場合の実験結果を示す.各モデルにおける上部構造と橋脚A天端の時刻歴応答変位(振動台に対する相対変位)を図-4,時刻歴応答加速度を図-5,橋脚A基部の曲げひずみの時刻歴を図-6に示す.

モデル1では,上部構造と橋脚天端がほぼ同じ変位

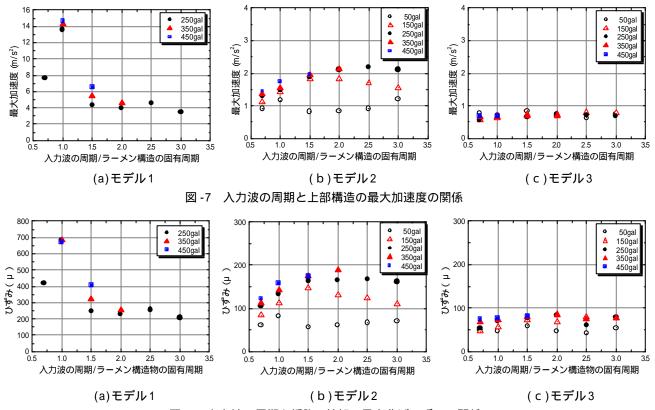


図 -8 入力波の周期と橋脚 A 基部の最大曲げひずみの関係

であるのに対し,モデル2,3では上部構造と橋脚天端 が別々の挙動をしており,支承部ですべりが生じてい ることが確認できる.モデル2とモデル3の上部構造 の最大変位は同程度となっているが,モデル3では加 振開始直後から0.5秒までに移動する現象が起こって いない、実際は、加振直後から移動すると考えられる ため、摩擦係数の小さいモデル3の方がモデル2より も応答が大きくなると考えられる.モデル1では,上 部構造と橋脚が一体となっているのに対し,モデル2, 3では摩擦力以上の力が伝達されないため,橋脚天端 の変位が大幅に低減していることが分かる.また,モ デル2よりも摩擦係数の小さいモデル3の方が橋脚天 端の変位が小さいことも確認できる.しかし,上部構 造は下部構造に拘束されていないため,実橋梁では上 部構造の残留変位や応答変位が過大となる可能性があ る.

上部構造の応答加速度に着目すると,モデル1は共振しているため,振動台の応答倍率が5を超える大きな応答を示していることが分かる.モデル2,3は応答倍率がそれぞれ0.6,0.25程であり,応答加速度が大きく低減されている.これは,支承部で摩擦力以上の力が作用するとすべりが生じ,上部構造へ伝達する地震力が遮断されるためである.橋脚A天端の応答加速度は,モデル1では上部構造とほぼ等しい加速度が生じているが,モデル2,3では上部構造より大きな応答を示している.これは,すべり現象により上部構造に作用する慣性力が低減されることで,橋脚の加速度が

相対的に大きくなったためである.しかし,周期が非常に短いため.橋脚の応答変位に与える影響は小さい.

橋脚基部の曲げひずみに着目すると,モデル3はモデル1の10%,モデル2の50%に応答が低減されている.これより,摩擦係数が小さいすべり支承を使用することで橋脚の曲げモーメントが大きく低減できることが確認できた.

(2)最大値による比較

図-7に全ての実験における上部構造の最大加速度, 図-8に橋脚A基部の最大曲げひずみを示す.図-7(a), 図 -8(a)より ,モデル1では入力波の周期倍率が1のと き共振が発生していることが分かる.しかし,モデル 2,3では共振が発生していない.これは,桁のすべり現 象が発生する前後で橋脚の周期特性が大きく異なるこ とが要因と考えられる.モデル2は,250~450galの ケースで同じ周期倍率の応答がほぼ一致している.モ デル2では約130galですべり現象が発生すると推定さ れるため ,250gal以上のケースでは応答が頭打ちにな ると考えられる .モデル3は約40galですべりが発生す ると推定される .そのため .50galの入力波のケースか らすべりが発生し,上部構造の最大加速度,橋脚A基部 の最大曲げひずみが入力加速度の大きさに関わらず, 同程度の応答を示している.また,モデル2のすべりが 発生していると考えられるケース(250gal以上)では, 周期倍率2.5までは周期倍率が大きくなるほど応答が 大きくなる傾向を示す.これは,同じ加速度の場合,周

期倍率が大きい程速度が大きく,速度200mm/sec程度までは摩擦係数が大きくなるためである(図-3参照).しかし,250galのケースでは周期倍率2.5応答よりも周期倍率3.0の応答の方が若干小さくなっている.これは250galのケースの周期倍率3の加振速度が215mm/secと全てのケースの中で最も速く200mm/secを超えて摩擦係数が低下する速度域に達したためだと考えられる.

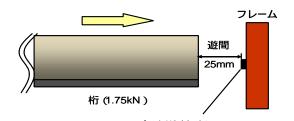
モデル3の上部構造の応答加速度は,モデル1の5~20%,モデル2の30~50%で応答が大きく低減されている.また,モデル3の橋脚基部の曲げひずみはモデル1の10~30%,モデル2と比べても約50%であり,橋脚基部の曲げモーメントが最も低減されている.これより摩擦係数が小さなすべり支承を用いることで,橋脚の耐震性が向上することを示した.

4. 上部構造の変位制御による橋脚への影響

低摩擦性を有する支承を使用した場合,上部構造と下部構造が別々に挙動する.そのため,低摩擦すべり支承を有する橋梁では,上部構造の変位が過大となり,落橋に至る危険性がある.よって,落橋防止構造や緩衝材,ダンパーなど上部構造の変位を制御する機構が必要となる.したがって,上部構造の変位を抑制した場合,橋梁の挙動がどのような影響を受けるかを検証しておく必要がある.

本研究ではゴム緩衝材を用いて,桁の衝突を考慮し た実験を実施した.支承条件は低摩擦すべり材にグリ スを塗って摩擦係数を下げたモデル3である.モデル 3 では,長周期の入力波ほど上部構造の応答変位が大 きくなる傾向が見られたため,周期が0.5秒(周期倍 率2.8)で最大加速度150galの正弦波を入力する.実 験は,図-9に示すように,ゴム緩衝材と桁の距離(遊 間)を25mmに設定し,振動台を加振し桁を衝突させる. ゴムは,衝突する面が1cm×1cmで厚さが異なるゴム を2種類用いる(図-10).使用するゴムのばね剛性測 定試験結果を表 -3 に示す(JIS6254 に準拠). ゴムが 厚い程,ばね剛性が小さいことが分かる.また,実橋 では, 桁端が橋台に衝突する際, 橋台も地震動により 揺れるが,本実験では衝突により橋脚が受ける影響を 考察することを目的としており,緩衝材側はフレーム に設置している.

図 -11 に上部構造の時刻歴応答変位(絶対変位)を示す.25mmで緩衝材と衝突し,変位が抑制されていることが分かる.厚い(軟い)緩衝材では合計5回,薄い(硬い)緩衝材では2回衝突している.図-12に上部構造の時刻歴応答加速度を示す.上部構造の衝突により,応答加速度が増大していることが分かる.薄い



ゴム緩衝材 (断面100mm²)

10mm | t厚さ 表 -3 ゴムのばね剛性 | ゴム厚 t (mm) | ばね剛性 (N/mm) | 5 | 182.5 | 20 | 37.3

図 - 9 実験設置図

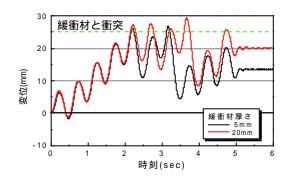


図-11 上部構造の時刻歴応答変位(絶対変位)

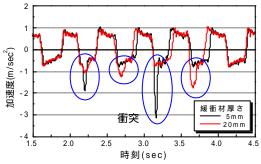


図-12 上部構造の時刻歴応答加速度(1.5~4.5秒)

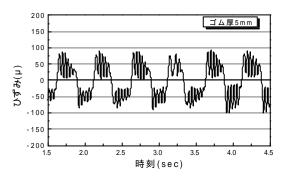
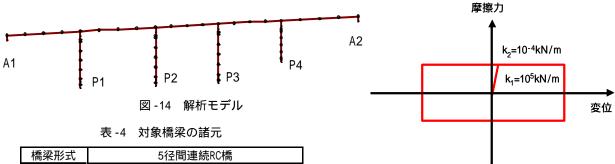


図-13 橋脚a基部の時刻歴ひずみ(1.5~4.5秒)

緩衝材の場合は最大で3.1m/s²,厚い緩衝材の場合は1.7m/s²の応答を示しており,緩衝材の剛性が大きいと衝突回数は減るが上部構造が受ける衝突力が大きくなる.図-13に緩衝材が5mmの場合の,橋脚A基部の曲げひずみの時刻歴を示す.上部構造が衝突した際に



橋梁形式	5径間連続RC橋			
橋長	L=165.5m			
支間長	34.75m+35.5+29.5m+29.5+36.25m			
橋脚高さ	P1=21.4m, P2=22.5m, P3=22.8m, P4=15.4m			

表 - 5 解析ケース

解析ケース	支承条件
1	剛結(ラーメン)
2	高減衰積層ゴム
3	低摩擦すべり支承

表-6 高減衰積層ゴム支承の諸元

	支承の位置			
	橋脚	橋台		
初期剛性 (kN/m)	109378	44984		
第2剛性比	0.09	0.09		
降伏力(kN)	772	329		
降伏変位(mm)	7.06	7.31		
要素減衰	0	0		

も,橋脚基部の曲げひずみの応答には影響を及ぼしていないことが分かる.このように,低摩擦すべり支承を有する橋梁は,上部構造の変位抑制を行った場合でも,支承部で摩擦力以上の力は遮断されるため,橋脚の応答に影響を及ぼさない.

5. 低摩擦すべり支承を有する連続桁橋の解析

(1)解析概要

本検討では支間割が非対称で、不等橋脚を有する橋長165.5mの5径間連続桁橋を対象とした(既設橋梁).対象橋梁の骨組モデルを図-14に示す.対象橋梁の支間割と各橋脚高を表-4に示す.解析モデルは橋梁全体系をモデル化し,集中質点系による骨組みモデルとした.上部構造は線形はり要素,橋脚は非線形はり要素とし,フーチングは剛体とした.非線形はり要素とした区間は曲げモーメントと曲率の関係を各断面ごとに算出し,履歴特性は武田モデルを用いた.また,各部材の減衰定数は,上部構造3%,橋脚部5%とした.橋台は支承部のみモデル化した.

本検討では対象橋梁の支承部の条件を変化させて耐震性能の比較を行う.解析ケースを表-5に示す.ケース1では全ての橋脚に支承を設けず剛結とし,橋台上の支承をローラーとした.ケース2は全ての橋台,橋

脚に高減衰積層ゴムを設置する .高減衰積層ゴムは非線形ばね要素とし , バイリニアモデルでモデル化した . 諸元を表 -6 に示す . ケース 3 は図 -15 に示すようなバイリニア型復元力特性を有するばね要素によって復元力を与える . 実際の低摩擦すべり支承は速度・面圧依存性を有しており , 単純なバイリニアモデルできない複雑な復元力特性を呈するが , 面圧・速度依存性を考慮した復元力特性を用いた解析との比較によりその差は小さいことを確認している ³⁾ . 低摩擦すべり支承は面圧が 40 ~ 60N/mm² での使用が推奨さている . この面圧は , 高速時において摩擦係数が0.02以下となる値であるため ,本検討では摩擦係数を0.02以下となる値であるため ,本検討では摩擦係数を0.02とした .降伏荷重(摩擦力)は予め自重解析を行い ,各支承部に作用する鉛直力を求め (鉛直力)×(摩擦係数0.02)として設定した .また ,減衰定数は0とした .

図-15 摩擦力の履歴特性

(2)数値計算

時刻歴応答解析における数値積分法には,Newmark 法 (=1/4)を用い,積分時間間隔を0.001秒とした.

摩擦履歴を完全弾塑性型バイリニアを用いてモデル化を行い、減衰マトリックスをRayleigh減衰で定義して地震応答解析を行うと、構造全体に均一の減衰が付加されるため、粘性減衰が0のすべり支承まで大きな粘性減衰が与えられ、支承で変位が生じず、橋脚に大きな変位が発生することが報告されている5).本検討では過度な減衰が支承部に付加されないように、各部材がそれぞれの減衰定数を反映する要素別剛性比例型粘性減衰マトリックスで定義した6).詳細については文献3)に示しているため、本論文では省略する.

入力地震動は,レベル2地震動として道路橋示方書・ 同解説 耐震設計編を参考に,次の3波を用いた.

神戸海洋気象台地盤上 NS 成分波 (種地盤記録) 最大加速度:812cm/sec²

JR 鷹取駅内構内地盤上 NS 成分波(種地盤記録) 最大加速度: 687cm/sec²

東神戸大橋周辺地盤上 N12W 成分波(種地盤記録)

最大加速度:-591cm/sec2

道路橋示方書 では,軟弱地盤での免震支承の採用

表 - 7 各部の最大値の比較

入力波	ケース	最大加速度(m/s ²)		最大変位(m)			P3支承の	P3橋脚の	P4橋脚の
		上部構造	P3橋脚天端	上部構造	P3橋脚天端	P3支承	最大水平力 (kN)	最大曲率 (× 10 ⁻³)	最大曲率 (× 10 ⁻³)
種地盤 観測波	1	9.14	8.28	0.171	0.168	-	-	4.56	2.89
	2	3.27	11.12	0.243	0.086	0.186	2531	0.74	0.41
	3	0.28	10.77	0.438	0.161	1	123	1.48	0.30
種地盤 観測波	1	8.28	7.92	0.182	0.180	-	-	3.94	1.91
	2	5.77	10.03	0.540	0.211	0.378	4420	2.16	0.89
	3	0.26	9.06	1.354	0.166	-	123	1.35	0.26
種地盤 観測波	1	7.80	7.88	0.159	0.156	-	-	3.11	3.21
	2	7.30	7.67	0.760	0.399	0.441	5050	4.39	1.94
	3	0.24	7.85	0.885	0.149	-	123	1.59	0.17

は推奨されていないが,低摩擦すべり支承を有する連 続桁橋が軟弱地盤上で採用できるか検討を行うために,

, 種地盤上で観測された地震動も用いている.

本検討で使用した解析コードは,汎用解析コード RESP-Tである.

(3)解析結果

ケース1~3の固有周期はそれぞれ0.495秒,0.740秒,0.651秒であった(初期剛性で算定).

地震応答解析の結果を要約して表 -7に示す .表 -7では上部構造(中央径間中央点)とP3橋脚天端の最大加速度・最大変位,P3橋脚上の支承の最大変位・最大水平力,P3とP4橋脚基部の最大曲げ曲率をまとめている.この結果より,低摩擦すべり支承を有する連続桁橋の応答特性を以下のように総括できる.

上部構造の応答加速度は,地震動に関係なくケース3が最も小さい.他の支承条件のケースに比べ,応答が90%以上低減されており,実験結果と同じ傾向が見られる.

支承部の最大水平力は,ケース2では相対変位の増大に伴い大きくなるが,ケース3では摩擦力以上の力が伝達されていないことが分かる.ケース3のP3橋脚に伝達される水平力(摩擦力)は, 種地盤観測波の場合,ケース2の5%程度である.これにより,P3橋脚の断面力が低減されると推測される.

種地盤観測波入力時のP3橋脚基部の最大曲率は,ケース1に比べ,ケース3が大きく低減されている.しかし,ケース3よりケース2の方がさらに低減されている.このことに関しては以下の考察が成り立つ.

橋脚基部に生じる曲げモーメントの主な原因は支承から伝達される力による曲げモーメントと橋脚自身に作用する慣性力による曲げモーメントの2つに分類される.ケース2では,支承と橋脚の周期の違いから,2つの曲げモーメントが打ち消し合うことがあるが,ケース3では支承から伝達される力が小さいため,橋脚に作用する慣性力による曲げモーメントが支配的と

なる. P3 橋脚は約23 mと比較的高い橋脚であり,橋脚に作用する慣性力による曲げモーメントが大きいためケース2より大きい応答を示したと考えられる. P4 橋脚の最大曲率は,すべての入力波でケース2 よりケース3の方が応答が低減されている. これは,P4橋脚が約15mとP3橋脚に比べ橋脚高さが低く,橋脚に作用する慣性力による曲げモーメントが小さいため,2つの曲げモーメントが打ち消すケース2よりも,更に小さくなるためである.つまり,低摩擦すべり支承は,高い橋脚より比較的低い橋脚に設置する方が適しているといえる.

・ 種地盤上の観測波を入力した場合は,ケース3のP3橋脚基部の曲率が最も低減されている.これより,低摩擦すべり支承は,軟弱地盤上の橋梁においても橋脚の曲げモーメントが大きく低減されることが示された.しかし, 種地盤観測波を入力した場合,上部構造の変位は,約135cmを示しており,実橋梁では,落橋や桁端と橋台の衝突の恐れがある.そのため,低摩擦すべり支承のみを用いた橋梁抑制システムを実現するためには,上部構造の応答変位の制御が課題となる.

・ 種地盤観測波を入力した場合,免震支承では 38cm,44cm程の変位が発生し,この変位を許容するに は支承のゴムを厚くする必要があるが,低摩擦すべり 支承では,上部構造下面のフッ素樹脂コートを用いた すべり板を長く設置するだけであるため,コストと支承スペースが縮小できる.

なお,本章で示した解析結果は文献³⁾を再録したものであり,解析結果の詳細については文献³⁾を参照されたい.

6. 上部構造の変位制御法の提案

前章において,低摩擦すべり支承を用いた連続桁橋 では,地震動の周期特性に関わらず橋脚基部の曲げ モーメントを低減できること,また,上部構造の応答が過大となり,落橋の危険性があるため変位制御装置が必要となることを示した.本章では,問題となる上部構造の変位制御法について幾つか提案と試算を行う.

(1)上部構造の変位制御案

変位制御機構の例として,以下のような方法が挙げ られる.

緩衝材による変位制御策

橋台部の遊間を常時や震度法レベルの変位に設定し, 大地震時には桁端と緩衝材を設置した橋台部を衝突させ上部構造の応答変位を制御する方法である.緩衝材として,ゴム製緩衝材やエネルギー吸収能力を高めた積層繊維ゴム緩衝材⁷⁾,ゴム鋼併用型緩衝材⁸⁾などがある.

ダンパーによる変位制御策

橋台もしくは橋脚と上部構造をダンパーで連結し,減衰能力を高めることで,上部構造の変位を制御する.ただし,ダンパーの最大ストローク内に変位を収める必要がある.

摩擦力の増加による変位制御策

摩擦係数の高いすべり支承,または従来用いられているすべり支承を一部併用することで,減衰力を高め変位を制御する.ただし,摩擦係数が大きくなると上部構造から下部構造に伝達される力が大きくなるため,下部構造の断面力低減効果は減少する.従来使用されているすべり支承の摩擦係数はPTFE(テフロン)系で0.10,ベアリングプレート(高力黄銅)系で0.15とされている.

本検討で提案している低摩擦すべり支承を有する連続桁橋は、支承部の摩擦力が小さいため、上部構造の変位が大きくなる.従って、ゴム緩衝材で変位制御した際には、衝突反力により反対側に大きな変位が生じ、衝突を繰り返す現象が発生する恐れがある.積層繊維ゴムなどのエネルギー吸収能力を有する緩衝材では、上部構造のはね返りを抑えることができると期待されるが、移動量が大きく何度も衝突の可能性のある本橋梁システムでは、必ずしも推奨できる手段ではないと言えよう.そこで、本検討では変位制御策のとについて検討を行う.

前章と同じ橋梁のケース3を基準とし, と の対策を行い動的解析を実施する.入力地震動は,ケース3で最も上部構造の変位が生じていたJR鷹取波(種地盤観測)を用いる.

(2)低摩擦・高摩擦及び従来のすべり支承を併用した 地震応答解析

支承部の摩擦力を増加させることで変位を制御するという考えに基づき,高摩擦すべり支承及び従来のす

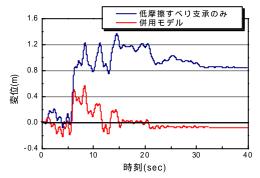


図-16 上部構造の時刻歴応答変位

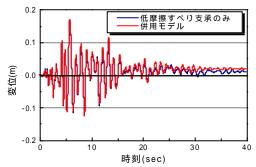


図-17 P3 橋脚天端の時刻歴応答変位

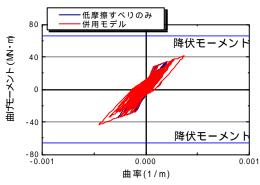


図 -18 P4 橋脚基部の曲げモーメントと曲率の関係

べり支承を併用した5径間連続桁橋の解析を行う(以下「併用モデル」).摩擦係数が大きいすべり支承を用いる場合,下部構造に伝達される力が大きくなる.そのため,橋脚に比べ耐力がある橋台A1,A2の支承部を高摩擦すべり支承(摩擦係数0.40),橋脚高が低いP4橋脚支承部に従来のすべり支承(摩擦係数0.10)を設置した.これらモデル化は低摩擦すべり支承と同じ方法を用いている.A1,A2,P4支承部の摩擦力は,それぞれ1334kN,1563kN,973kNであった.また,P1~P3橋脚支承部は低摩擦すべり支承である.

図 - 16 に上部構造(中央径間中央点)の時刻歴応答変位を示す.低摩擦すべり支承のみの場合は最大135cmの変位が生じていたが,併用モデルでは56cmまで応答が低減されている.図-17 にP3 橋脚天端の時刻歴応答変位を示す.20 秒以降に低摩擦すべり支承のみと併用モデルの応答に若干の差が見られるが,応答が大きい範囲ではほぼ一致している.併用モデルにおいて低摩擦すべり支承を設置した橋脚では,上部構造の

変位を制御した場合でも,実験同様に橋脚天端の変位への影響は小さいと考えられる.図-18 にP4橋脚基部の曲げモーメントと曲率の関係を示す.従来のすべり支承に変更したことで,最大曲げモーメントが35.3kNから 43.8MN・mに増大しているが,降伏モーメントには達していない.また,上部構造の最大加速度は1.33m/s²で,低摩擦すべり支承のみの0.26 m/s²よりは大きくなっていたが,ケース1 および2 の最大加速度よりかなり小さい.

以上より、摩擦係数の大きいすべり支承を併用することで、上部構造の応答を低減する方法が有効であることを示した.ただし、新設橋梁の橋脚上に摩擦係数の大きなすべり支承を設置すると、その摩擦力に合わせた橋脚を設計しなければならないため、低摩擦すべり支承より大きな断面が必要となる.しかし、連続桁橋の耐震補強では、既設橋脚・橋台の耐力に見合った摩擦係数のすべり支承を選択すればよいため、有効な耐震性向上策だと考えられる.また、摩擦係数が異なるすべり支承を併用する方法は、すべり材を変更するだけで良いためコスト面でも優位であると考えられる.

(3) 橋台にダンパーを設置した地震応答解析

ダンパーを設置し、上部構造の変位制御を行うが、上部構造と橋脚を連結すると、ダンパーにより橋脚に力が伝達されるため、A1、A2橋台部にのみダンパーを設置する、ダンパーは例えば、図 -19 に示す摩擦履歴型ダンパーであるビンガムダンパー(BM-S)を用いる⁹⁾. BM-S は内部に封入された特殊な充填材とピストンによって形成されるオリフィスの抵抗力から、摩擦型の履歴を実現する装置である。解析においてダンパーは、図 -20 のようなバイリニア型復元力特性を有するばね要素によって復元力を与える。また、抵抗力Pの値を変更し解析を行う。

図-21に上部構造の最大変位とダンパーの抵抗力の関係を示す.また,前節で示した低摩擦・高摩擦・従来のすべり支承併用モデルにダンパーを設置した結果も合わせて示す.ただし,P4橋脚では耐力に余裕があると考え,すべり支承の摩擦係数を0.10から0.15に変更している.BM-Sは最大ストロークが±25cmであるため,上部構造の応答変位を25cm以下にする必要がある.最大ストローク内に制御するには,全ての支承が低摩擦すべり支承の場合,7000kNより大きい抵抗力が必要である.しかし,併用モデルでは,5000kNで20cm内の応答に減少しており,両橋台部で4000kN以上ダンパーの抵抗力を小さくすることができる.また,この時,上部構造の応答加速度は4m/s²程度とラーメン構造の約50%の応答となっている.

本章では,摩擦係数の異なるすべり支承を併用する ことによる変位制御法とダンパーによる変位制御法に



図-19 ビンガムダンパー (BM-S)

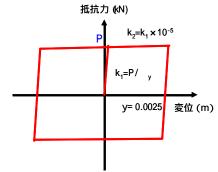


図 -20 ダンパーの履歴モデル

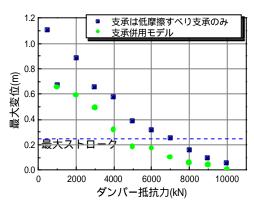


図 - 21 上部構造の最大変位とダンパーの抵抗力の関係

より、上部構造の応答が大きく低減し、耐震性を改善できることを示した.また、摩擦係数0.40の高摩擦すべり支承を用いたが、高摩擦すべり材は履歴経験依存性のばらつきがかなり大きく、現時点でほとんど採用されていない.そのため、現段階ではダンパーと低摩擦・従来のすべり支承を用いた橋梁形式が推奨される.しかし、材料開発が進み安定した高摩擦すべり材が開発された場合、さらなるコスト削減が期待できる.

7. 結論

摩擦係数の小さな支承を有する桁橋モデルに対する 振動実験および低摩擦すべり支承を有する5径間連続 桁橋の解析と変位制御策の提案を行った結果,以下の ような知見が得られた.

・模型桁橋による振動実験の結果

- 1)摩擦係数が3~4%の低摩擦すべり材を用いた桁橋 モデルの橋脚基部の曲げひずみは,ラーメンモデル と比較し10~30%程度まで低減されており,低摩 擦すべり材を使用することで 橋脚の応答が大きく 軽減されることが実証された.
- 2)摩擦係数が小さいすべり材を用いることで、上部構造と下部構造間では、小さな摩擦力しか伝達されないため、上部構造の応答加速度はラーメンモデルと比較し5~20%に低減される.また,すべり現象が発生した場合には、入力地震動の大きさに関わらず上部構造の加速度はほぼ一定となることが分かった。
- 3)上部構造を緩衝材に衝突させ 応答を抑制した場合でも 橋脚基部の曲げモーメントの応答低減効果は衝突がない場合とほとんど同じであることが確認された.
- ・低摩擦すべり支承を有する連続桁橋の解析結果
- 4)低摩擦すべり支承を有する橋梁は 地震動の周期特性に関わらず 橋脚に作用する曲げモーメントを低減することができる.そのため,軟弱地盤上の橋梁に対しても耐震性向上が期待できる.しかし,上部構造の応答が過大になる場合がある.
- 5)摩擦係数が比較的大きいすべり支承を併用することで、上部構造の変位を抑制することができる.
- 6)橋台部にダンパーを設置することで、上部構造の応答を例えば25cm以内に抑制することができ、耐震性が更に改善される.また、摩擦係数が大きいすべり支承を併用することで、ダンパーを小型化できる.

謝辞:本実験を実施するにあたり北見工業大学の宮森 保紀助教授から多大な御協力を頂いた.ここに記して, 深謝の意を表す.

参考文献

- 1) 伊津野和行, 袴田文雄, 中村一平: 機能分離型支承装置の動特性と設計手法に関する研究, 土木学会論文集, No654/ -52, pp233-244,2000.7.
- 岡本晋,深沢泰晴,藤井俊二,尾崎大輔:すべり式免震システムを有する橋梁の地震時挙動特性,土木学会論文集,No513/ -31,pp191-200,1995.4.
- 3) 大塚久哲,田中弘紀,横川英彰,金山亨,清水晋作,夏 青:低摩擦すべり支承を有する連続桁橋の耐震性に関す る一考察,構造工学論文集, Vol.51A,pp613-620, 2005.3.
- 4) 友澤武昭, 星谷勝, 矢部正明: オールフリー支持形式の 多径間連続高架橋への実用化に関する基礎的な検討, 構 造工学論文集, Vol. 46A, pp985-996, 2000.3.
- 5) 監崎達也, 伊津野和行: すべり摩擦型免震支承のモデル 化における初期剛性と減衰の与え方に関する検討,第26 回地震工学研究発表会講演論文集,pp1073-1076,2001.8
- 6) RESP-T 理論マニュアル, 構造計画研究所
- 7) 西本安志, 梶田幸秀, 石川信隆, 西川信二郎: 落橋防止システム用緩衝材としての積層繊維補強ゴムの動的特性に関する実験的研究,構造工学論文集, Vol. 46A pp1865-1874, 2000.4.
- 8) 皆川勝,藤谷健:ゴム鋼併用型耐震緩衝装置の開発に関する研究,土木学会論文集,No689/ -57,pp343-353,2001.10.
- 9) 斉藤次朗, 佐藤英和, 横川英彰, 宇野裕惠, 牧口豊, 下田郁夫: 摩擦履歴型ダンパーの適用とその実例, 第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp133-138,2003.1.

(2005.3.14 受付)

PROPOSAL OF IMPROVEMENT OF SEISMIC PERFORMANCE IN CONTINUOUS GIRDER BRIDGES WITH SUPER LOW FRICTION SLIDING SUPPORTS

Hisanori OTSUKA, Shinsaku SHIMIZU, Hiroki TANAKA, Hideaki YOKOKAWA

Recently a new bridge system has been proposed, which performs cost reduction of the substructure and bearing supports and improves seismic performance by separating superstructure and substructure practically during earthquake. Super low friction sliding bearing used in the bridge has characteristics of only 2% coefficient of friction in velocity of 2m/sec, and this friction is one tenth comparing to conventional sliding bearing. This study clarified the effectivement of this system by shaking table test of model girders, and investigated the restriction method of displacement of superstructures using the combination of sliding supports with different friction coefficients and girder end dampers.