

低摩擦すべり支承を用いた新しい橋梁システムの提案

九州大学 フェロー 大塚久哲
 オイレス工業 正会員 ○田中弘紀

Hitachi 日立造船 正会員 清水晋作
 オイレス工業 正会員 横川英彰

1. はじめに

現在、橋梁の耐震性向上策として免震支承が多く採用されている。しかし、LRBをはじめとするゴム支承は、大地震時に大きな変位を許容する必要があるため、支承自体が非常に大きくなってしまふ場合がある。

本研究では、摩擦係数の低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り、下部構造へ伝達される慣性力を減少させる方法を提案する。はじめに、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。次に、低摩擦すべり支承を有する5径間連続橋の地震応答解析を行い、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する。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、従来のすべり支承と比較して高速摺動時に1/10程度の低摩擦特性を実現させたものである。



図-1 低摩擦すべり支承 (HPB)

2. 桁橋モデルの振動実験

図-2に本実験で用いた実験供試体を示す。供試体は、H型鋼（橋脚）と1.75kNの鋼板（桁）を組み合わせた構造である。橋脚頭部には円形断面のすべり支承を設置している。実験結果の変位の例を図-3、加速度の例を図-4に示す。図-3から、桁と橋脚が別の挙動を示していることがわかる。図-4から桁と橋脚天端の加速度を比較すると、桁の加速度が1/3程度となっており、桁の慣性力が橋脚に伝わりにくい構造であることが分かる。これにより、低摩擦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。



図-2 実験供試体

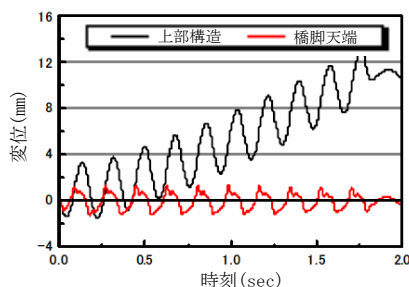


図-3 変位の例

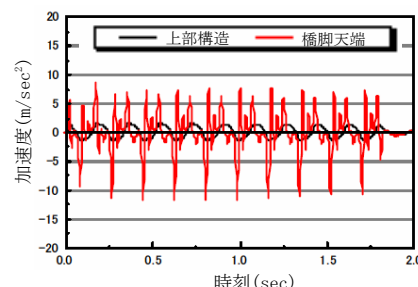


図-4 加速度の例

3. 地震応答解析

桁橋モデルの振動実験で、提案構造が有効であることを確認したが、実際の橋梁に適用した場合の解析的検討として、図-5に示すような5径間連続橋モデルを用いて妥当性を確認する。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。解析ケースを表-1に示す。

ケース1では橋脚上の支承を全て剛結とし、橋台上の支承をローラーとした。ケース2は全ての橋台、橋脚に免震ゴムを設置する。免震ゴム支承は非線形ばね要素とし、バイリニアでモデル化した。ケース3は低摩擦すべり支承を用いた場合である。本来のすべり支承は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解析との比較により、低摩擦すべり支承においては応答の差が小さいことを確認した上で、完全弾塑性のバイリニアモデルを用いた。摩擦力は（鉛直力）×（摩擦係数0.02）として設定した。入力地震波としては、修正神戸海洋気象台地盤上NS成分波（I種地盤）、

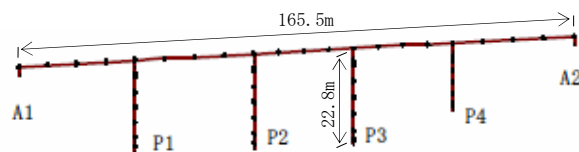


図-5 5径間連続 RC 橋モデル

表-1 解析ケース

解析ケース	支承条件
1	剛結（ラーメン）
2	免震ゴム支承
3	低摩擦すべり支承

キーワード 低摩擦すべり支承、連続桁橋、耐震設計

連絡先 〒105-8584 東京都港区浜松町一丁目30番5号 オイレス工業(株)免制震事業部 TFL03-3578-7930

表-2 解析結果

入力波	ケース	最大加速度(m/s^2)		最大変位(m)			P3 支承の最大 水平力(kN)	P3 橋脚の最大 曲率($\times 10^{-3}$)
		上部構造	P3 脚天端	上部構造	P3 脚天端	P3 支承		
Ⅰ種地盤 観測波	1	9.14	8.28	0.171	0.168	—	—	4.56
	2	3.27	11.12	0.243	0.086	0.186	2531	0.74
	3	0.28	10.77	0.438	0.161	—	123	1.48
Ⅱ種地盤 観測波	1	8.28	7.92	0.182	0.180	—	—	3.94
	2	5.77	10.03	0.540	0.211	0.378	4420	2.16
	3	0.26	9.06	1.354	0.166	—	123	1.35
Ⅲ種地盤 観測波	1	7.80	7.88	0.159	0.156	—	—	3.11
	2	7.30	7.67	0.760	0.399	0.441	5050	4.39
	3	0.24	7.85	0.885	0.149	—	123	1.59

修正 JR 鷹取駅構内地盤上 NS 成分波（Ⅱ種地盤）、修正東神戸大橋周辺地盤上 N12W 成分波（Ⅲ種地盤）を用いた。解析結果を表-2 に示す。

上部構造の応答加速度は、地震動に関係なくケース 3 が最も小さく、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橋脚へ伝達されていないことが分かる。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 よりもケース 2 の方がさらに低減されている。これは、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ためであると考えられる。一方、比較的周期差の小さいⅡ・Ⅲ種地盤観測波の場合は、橋脚基部の最大曲率はケース 3 が最も低減されている。しかし、Ⅱ種地盤観測波を入力した場合、上部構造の変位は 135cm となり、実橋では落橋や桁端と橋台に衝突の恐れがある。

また、低摩擦すべり支承を有する連続橋梁では、上部構造と下部構造の縁が切れているため、橋脚は各々 1 本橋脚に近い応答になると考えられる。このため、本研究においては、すべり支承の初期剛性を用いて固有値解析を行っている。しかし、上部構造の長周期応答に着目し、最大振幅とバイリニアの降伏力から求まる割線剛性をすべり支承の等価剛性として固有値解析を行った場合、図-6 のように上部構造の応答変位に大きな差がみられる。このため、固有値解析やレーリー減衰の設定、設計的な評価方法については、今後の研究の課題とする。

4. 上部構造の変位制御方法の検討

前述の橋梁モデルに対して、バイリニア特性を有するビンガムストッパー（ダンパー）や高摩擦すべり支承（摩擦係数 0.40）を A1, A2 橋台に併用することで、過大な変位を制御する検討を行った。上部構造変位の結果を図-8 に示す。最大変位をダンパーの最大ストローク 25cm 以内とするためには、全ての支承が低摩擦すべり支承の場合は 7000kN、高摩擦すべり支承併用の場合は 5000kN の抵抗力が必要であることがわかった。

5. まとめ

- ・低摩擦すべり支承を有する橋梁は、上部構造の応答加速度や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。しかし、地盤種によっては、上部構造の変位が過大になる場合がある。
- ・下部構造の耐力に余裕がある支点到ダンパーや高摩擦すべり支承を設置することにより、上部構造の応答を制御することが可能である。

参考文献：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，2005. 3.

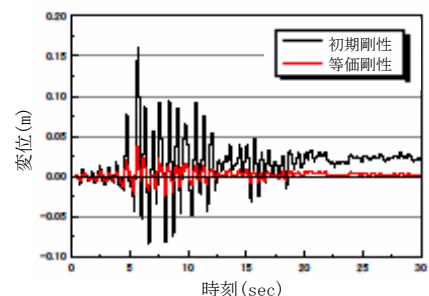


図-6 固有値解析の違いによる影響

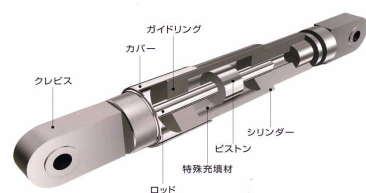


図-7 ビンガムストッパー (BM-S)

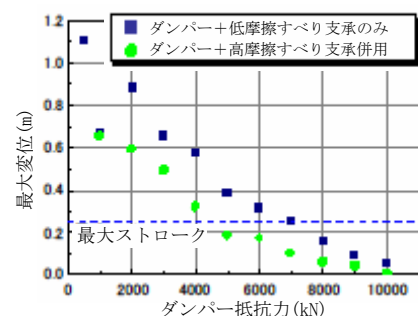


図-8 最大変位とダンパー抵抗力