

低摩擦すべり支承を有する連続桁橋における変位制御に関する考察

九州大学

九州大学大学院工学研究院

構造技術センター

オイレス工業株式会社

学生会員 ○西田壮宏

フェロー 大塚久哲

正会員 森隆信

正会員 田中弘紀

1. はじめに

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、地震時に桁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¹⁾。本研究では3径間連続桁橋を対象に、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。

2. 低摩擦すべり支承を有する連続桁橋の解析

(1) 解析概要

本検討では支間長が均一で、不等橋台高を有する橋長135mの3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-1に示す。対象橋梁の支間割りと各橋脚、橋台高さを表-1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。桁と橋台は線形はり要素、橋脚は非線形はり要素とし、フーチングは剛体とした。なお、基礎は杭基礎で線形ばね要素でモデル化している。また、各部材の減衰定数は、桁2%、橋脚5%、橋台5%とした。

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。解析モデルを表-2に示す。既設橋梁の支承条件はモデル1と同じで、P2橋脚を固定とし、それ以外の支承をPTFE(テフロン)系のすべり支承とした。すべり支承は図-2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。また、図-2の k_1 、 k_2 は三種類全てのすべり支承で同じ値を入れる。降伏荷重は(支承部に作用する鉛直力)×(摩擦係数)とし、摩擦係数はテフロン系のすべり支承で0.1、低摩擦すべり支承で0.02、高摩擦すべり支承で0.4と設定した。また、支承の減衰定数は0%とした。

(2) 数値計算

解析手法はNewmark法($b=0.25$)を用いた。積分時間間隔を0.001秒とし、応答解析時間を40秒とした。すべり系部材やダンパーなどの摩擦履歴をバイリニア特性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のすべり支承まで粘性減衰が与えられることになる。そのため初期剛性が大きい支承では減衰が過度に付加され、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。よって本研究では部材別減衰定数評価による減衰マトリックスで定義した。地盤はII種地盤を想定しており、入力地震動は道路橋示方書に掲載されている標準波、Type221(最大加速度686.831gal)を用いた。

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。

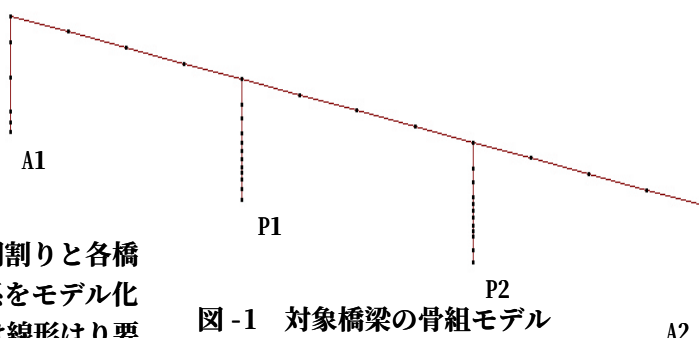


図-1 対象橋梁の骨組モデル

表-1 対象橋梁の諸元

橋梁形式	鋼3径間連続非合成板桁橋
橋長	L=135.0m
支間長	44.70m+44.70m+44.70m
橋脚高さ	P1=8.30m, P2=8.30m
橋台高さ	A1=7.97m, A2=6.593m

表-2 支承条件

(a)解析モデル

	A1	P1	P2	A2
モデル1	Mt	Mt	F	Mt
モデル2	Mt	Mt	Mt	F
モデル3	Ml	Ml	Ml	Ml
モデル4	Mt	Mt	Mt	Mt
モデル5	Mh	Mh	Mh	Mh
モデル6	Mh	Mt	Mt	Mh
モデル7	Mh	Ml	Ml	Mh

(b)各支承部での摩擦係数

	摩擦係数
Mh:高摩擦すべり支承	0.4
Mt:テフロン系すべり支承	0.1
Ml:低摩擦すべり支承	0.02
F:固定	-

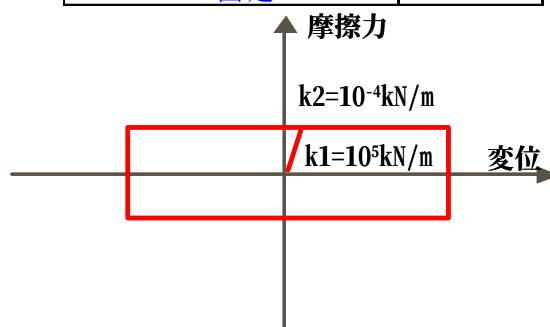


図-2 すべり支承の履歴特性

表-3 各部の最大値の比較

	最大加速度 (m/s^2)			最大変位			最大曲率 ($\times 10^{-3}$)	
	桁	P2天端	A2天端	桁(m)	P2天端(mm)	A2天端(mm)	P2基部	A2基部
モデル 1	7.03	5.81	7.38	0.126	96.05	3.74	7.741	0.107
モデル 2	8.88	7.38	6.79	0.145	7.14	44.78	0.107	1.700
モデル 3	0.43	7.25	7.24	1.989	5.11	3.11	0.072	0.084
モデル 4	1.50	8.50	8.44	0.652	6.60	3.66	0.119	0.111
モデル 5	4.08	8.68	7.85	0.311	16.70	5.84	0.600	0.184
モデル 6	2.54	7.00	8.43	0.586	7.21	5.66	0.122	0.192
モデル 7	2.02	7.73	9.93	0.683	5.36	5.76	0.078	0.206

(3) 解析結果

地震応答解析の結果を要約して表-3に示し、図-3、4にP1、P2橋脚にかかる最大曲げモーメントの比較を示す。桁と下部工を剛結しているモデル1、2では桁の変位は制御できるが、剛結した箇所には大きな負荷がかかっていることが分かる。それに対し、全ての支承にすべり支承を入れているモデルでは摩擦力以上の力が伝達されない為、支承の摩擦係数を小さくすることによって橋脚にかかる曲げモーメントを減少させることができる事が分かる。

3. 桁の変位制御法の提案

低摩擦すべり支承を用いた連続桁橋では、桁の変位応答が過大となり、落橋の危険性があるため、変制御装置が必要となる。本章ではダンパーによる変位制御策について検討を行う。前章で用いた解析モデルのA1、A2橋台部にダンパーを1つずつ設置し、動的解析を実施した。ダンパーは、本研究では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。解析においてダンパーは図-5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が、ダンパーの場合、初期剛性 $k_1=(\text{抵抗力}P)/(\delta y=0.0025)[\text{kN/m}]$ 、剛性比 $=10^{-5}$ としている。また、抵抗力 P の値を変更し解析を行う。

図-5に桁の最大変位とダンパーの抵抗力の関係を示す。BM-sは最大ストロークが $\pm 25\text{cm}$ であるため、桁の応答変位を 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、モデル3では 600kN 、モデル4では 300kN 、モデル5、6、7では 100kN 以上の抵抗力が必要となる。

4. まとめ

低摩擦すべり支承を有する橋梁は、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が、桁の応答変位が過大になる。しかし摩擦係数が比較的大きいすべり支承を併用することで桁の変位を抑制することができ、ダンパーを使って変位制御する場合でも、その分ダンパーを小型化できる。

参考文献

- 1) 大塚久哲, 清水晋作, 田中弘紀, 横川英彰: 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, 地震工学論文集, Vol.28, 2005.8

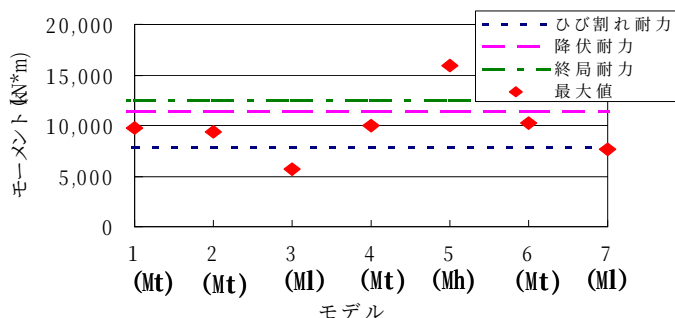


図-3 各モデルのP1橋脚基部に生じる最大曲げモーメントの比較

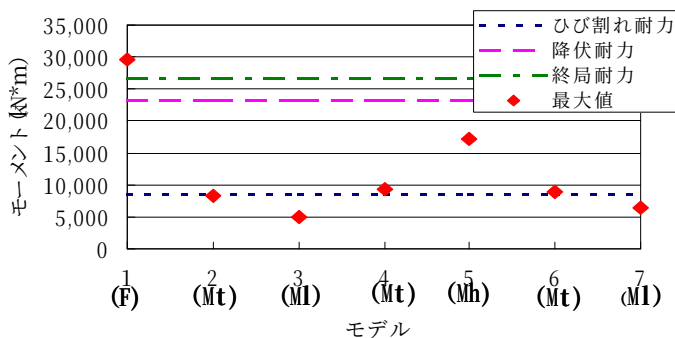


図-4 各モデルのP2橋脚基部に生じる最大曲げモーメントの比較

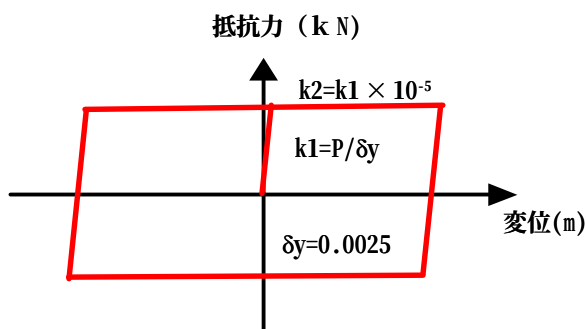


図-5 ダンパーの履歴モデル

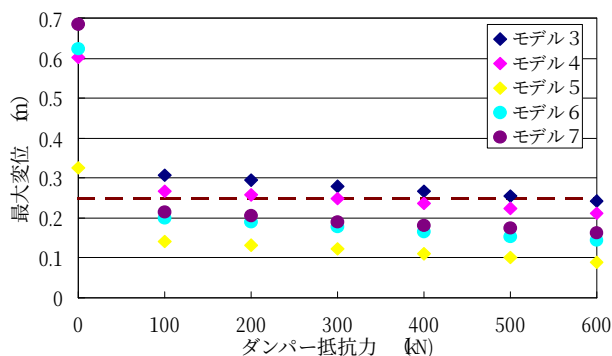


図-6 桁の最大変位とダンパーの抵抗力の関係